관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구 조 계 산 서

여의대로 지하차도 BOX 구조물 단면 최적화

RAMP-A , RAMP-B (변경)

(변 경)

- 2구간 - 구조분야 [1/4권]

2021. 04

서울터널주식회사

관 리 번 호

사 본 번 호

서울제물포터널 민간투자사업 실시설계(2공구)

구 조 계 산 서

여의대로 지하차도 BOX 구조물 단면 최적화

Ramp-A, Ramp-B

(변 경)

2017. 12

서울터널주식회사

변 경

Ramp-A

Ramp A BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+136.0 (BLOCK1 : B1)
▣ 토 피(FH) = 14.48 m　　▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 기초지반의 내부마찰각 : Φ = 42.4 °
④ 기 초 부 N 치 : N = 50
⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 27783 MPa ---도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa ---콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준·해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

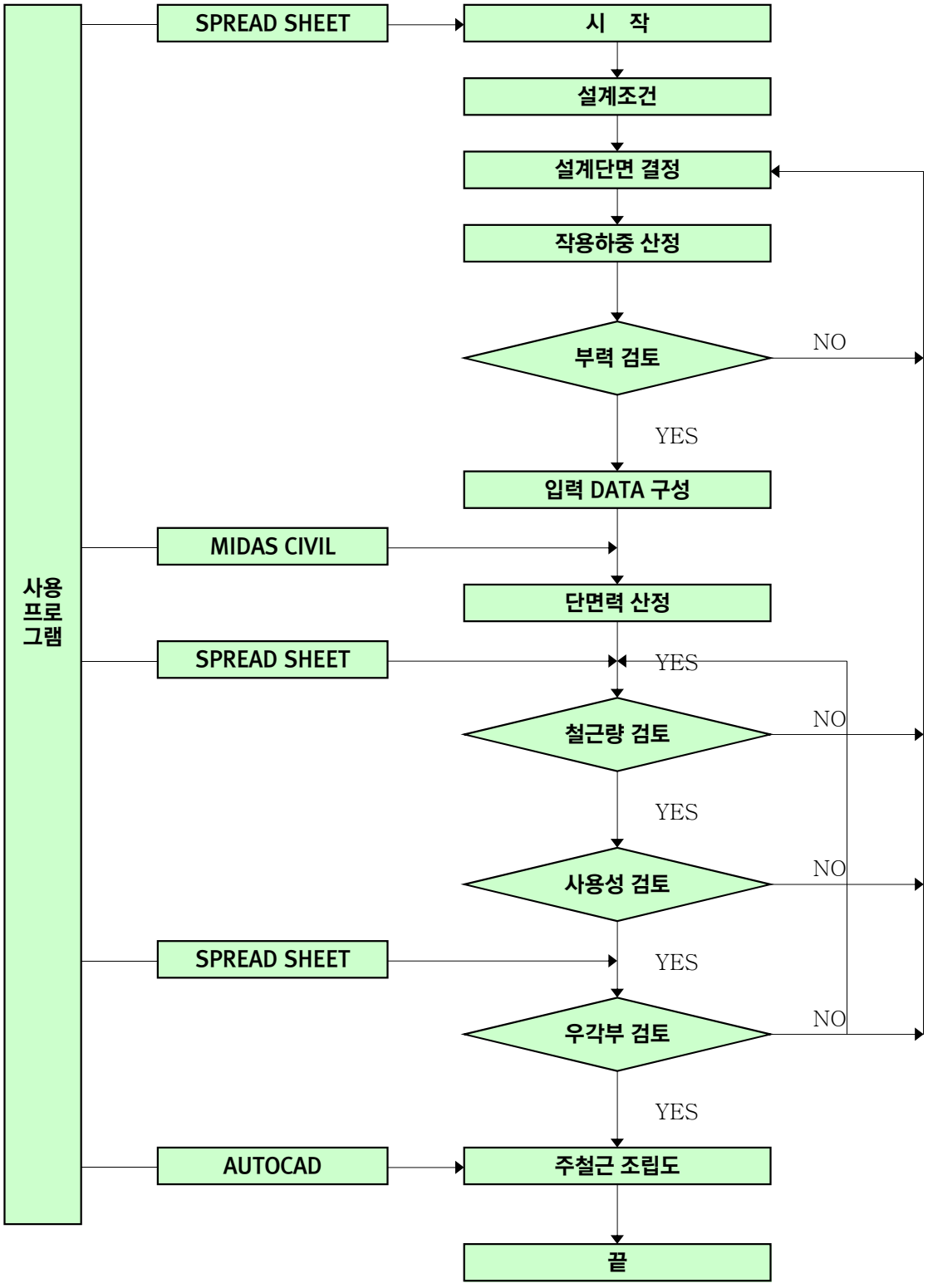
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

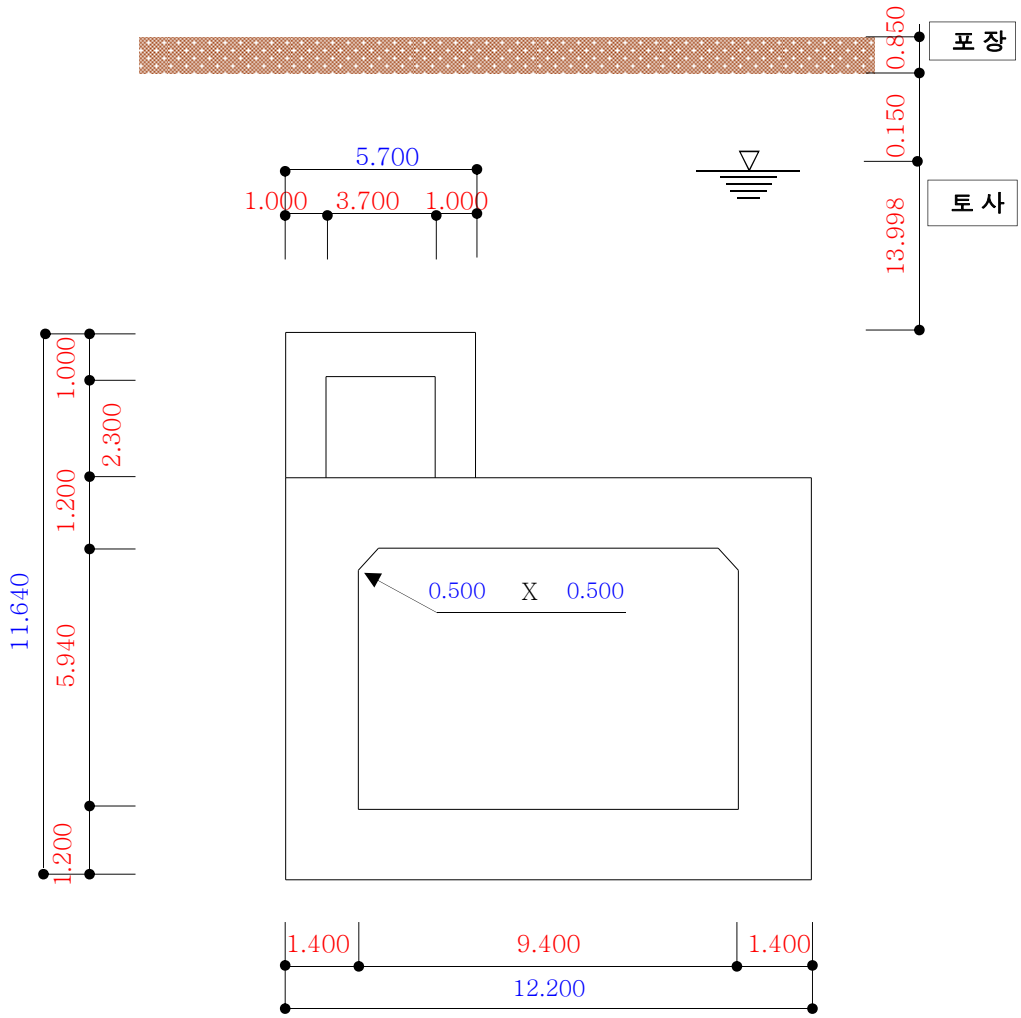
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브	:	1.000	x	5.700	x	25.00				=	142.500	kN
②	측벽1	:	2.300	x	1.000	x	25.00	x	2 ea		=	115.000	kN
②	측벽2	:	1.400	x	5.940	x	25.00	x	2 ea		=	415.800	kN
④	중간슬라브	:	1.200	x	12.200	x	25.00				=	366.000	kN
③	하부슬라브	:	1.200	x	12.200	x	25.00				=	366.000	kN
④	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 2 ea	=	6.250	kN
											Σ =	1411.550	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	14.148	x	19.000	=	##### kN/㎡
					∑ Wt1	=	288.362 kN/㎡

- 하부반력산정 : 288.362 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	13.998	x	10.000	=	##### kN/㎡
					∑ Wt2	=	162.380 kN/㎡

- 하부반력산정 : 162.380 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 10.00 kN/㎡

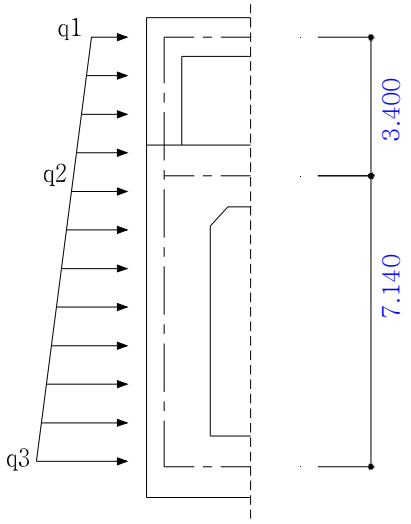
하부반력산정 : = 10.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 13.998 x 19.00) = 142.756 kN/㎡

q2 = 142.76 + 0.500 x 3.400 x 19.00 = 175.056 kN/㎡

q3 = 175.06 + 0.500 x 7.140 x 19.00 = 242.886 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

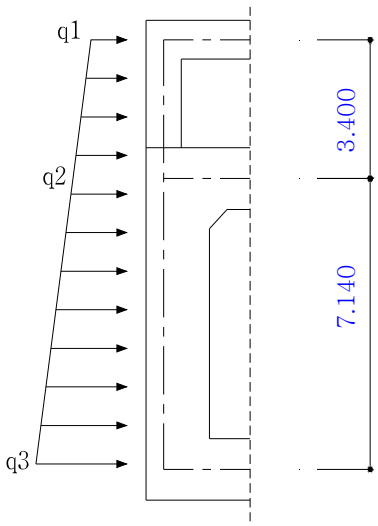
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 80.440 kN/㎡

+ 13.848 x 10.00)

q2 = 80.44 + 0.500 x 3.400 x 10.00 = 97.440 kN/㎡

q3 = 97.44 + 0.500 x 7.140 x 10.00 = 133.140 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 13.848 x 10.000 = 138.480 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 13.848 x 10.000 = 138.480 kN/㎡

qw2 = 138.480 + 3.400 x 10.000 = 172.480 kN/㎡

qw3 = 172.480 + 7.140 x 10.000 = 243.880 kN/㎡

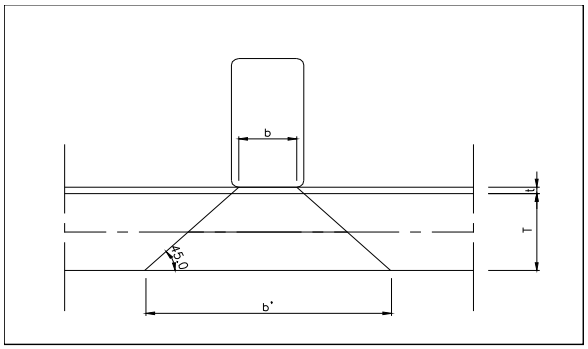
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 243.88 + 0.600 x 10.000 = 249.880 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5.000 kN

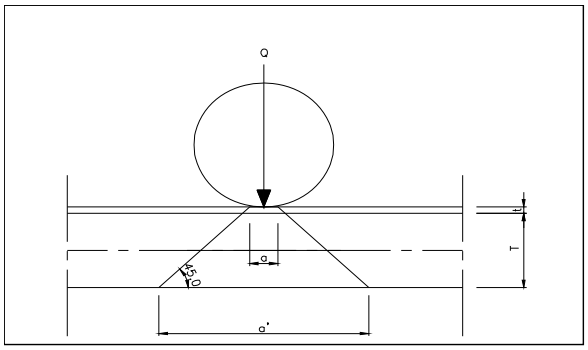
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.200 m

b' = 0.500 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.980 m



a' = 0.200 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.680 m

Qz = 96.00 / (2.980 x 2.680)

= 12.020 kN/m²

7) 건조수축

- 15°C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15°C

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상 부 슬 라 브	:			=	142.500	kN
②	측 벽	:			=	530.800	kN
③	하 부 슬 라 브	:			=	366.000	kN
④	헌치				=	6.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:			=	366.000	KN
⑤	벽 체	:			=	0.000	KN
-	연 직 토 압	:	288.362 x	12.200	=	3518.016	kN
-	상 부 활 하 중	:	10.000 x	12.200	=	122.000	kN
-	내 부 활 하 중	:	5.000 x	9.400	=	47.000	kN
					Σ =	5098.566	kN

Qmax1 = 5098.566 / 12.200 + 12.020 = **429.936** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상 부 슬 라 브	:			=	142.500	kN
②	측 벽	:			=	530.800	kN
③	하 부 슬 라 브	:			=	366.000	kN
④	헌치				=	6.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:			=	366.000	kN
⑤	벽 체	:			=	0.000	KN
-	연 직 하 중	:	162.380 x	12.200	=	1981.036	KN
-	상 부 활 하 중	:			=	122.000	kN
-	내 부 활 하 중	:			=	47.000	kN
					Σ =	3561.586	kN

Qmax1 = 3561.586 / 12.200 + 12.020 = **303.954** kN/m²

∵ **Qmax = 429.936 kN/m²**

(4) 지지력 판정

Qmax = 429.936 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² --- O.K !

(5) 부력 검토

상재하중 상부활하중 내부활하중 연직수압

(5) 측면마찰력

Ps 1 x (9 x ## ² /2)x 0.364 x 0 ea = #REF! kN/m

① 상재 하중(Q) : 3561.6 = 3561.586 kN/m

② 하부 부력(수압참조) : 249.880 x 12.200 = 3048.536 kN/m

(5) 부력 판정

$$F.S = \frac{3561.586}{3048.536} = 1.168 < 1.2 \text{ --- N.G !}$$

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)

2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	20 ~ 23
측 벽	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	24 ~ 27
	1.0	1.400	1.400	0.2286667	27783	28 ~ 34
	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	35 ~ 38
	1.0	1.400	1.400	0.2286667	27783	39 ~ 45
하부슬래브	1.0	1.200	1.200	0.1440000	27783	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.200	1.200	0.1440000	27783	11 ~ 19

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvc = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

$Bh = \sqrt{12.200 \times 12.200}$ = 12.200 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 12.2 / 12.2) / 1.5 = 1.333 > 1

∴ **β = 1.000**

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (12.200 / 0)$^{-3/4}$ = 10350 kN/m³

Kz(1) = 10350 x 1.0 x (1.400 / 2 + 1.200 / 2) = 13454 kN/m³

Kz(11) = 10350 x 1.0 x (1.400 / 2 + 1.200 / 2) = 13454 kN/m³

Kz(2~10) = 10350 x 1.0 x (1.200 / 2 + 1.200 / 2) = 12419 kN/m³

6. 하중조합

---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 1.000

(상 시)

구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9	0.8					3.3.7
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.4	1.6	1.4	1.6	1.2		3.3.2
COMB 9		1.2	1.6	1.4	1.6	1.4	1.6		1.2	3.3.2
COMB 10		1.2	1.6	1.4	0.8	1.4	0.8	1.2		3.3.6
COMB 11		1.2	1.6	1.4	0.8	1.4	0.8		1.2	3.3.6
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			3.3.7
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			3.3.7

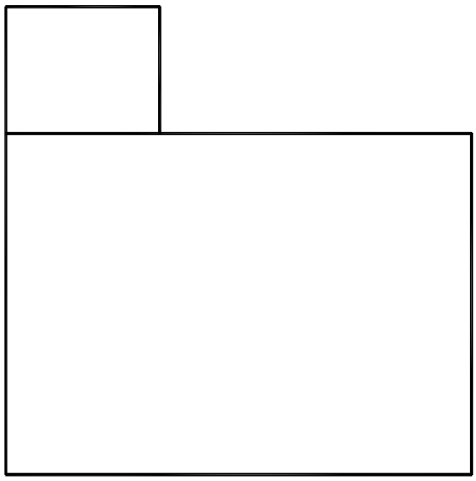
* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6

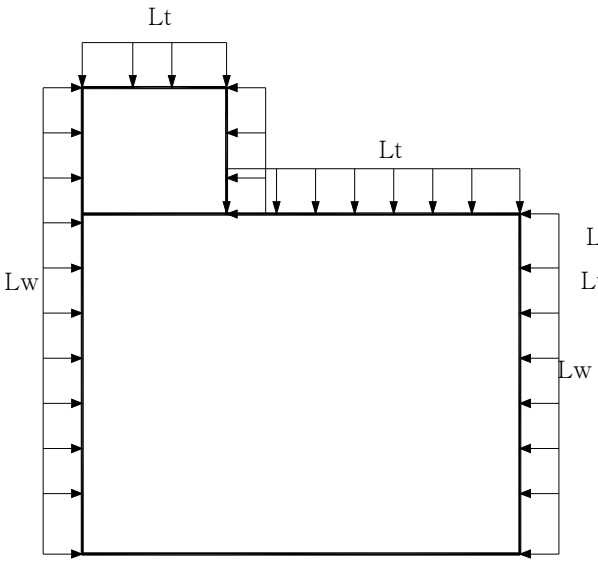
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		3.3.2
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	3.3.2
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		3.3.6
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	3.3.6
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			3.3.7
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



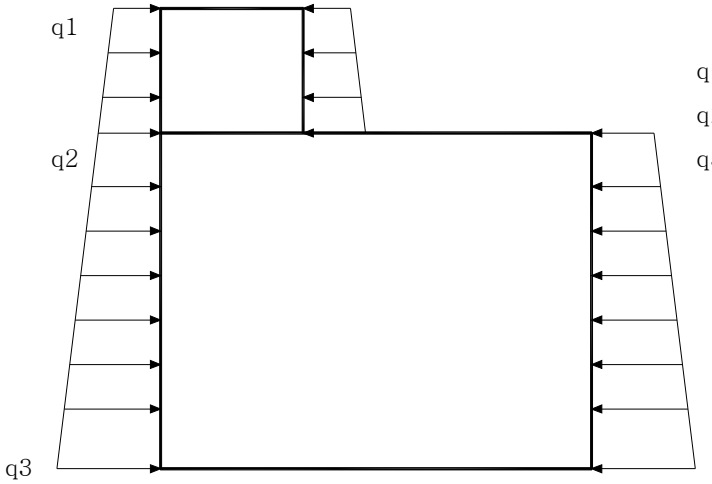
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 10.00 kN/㎡

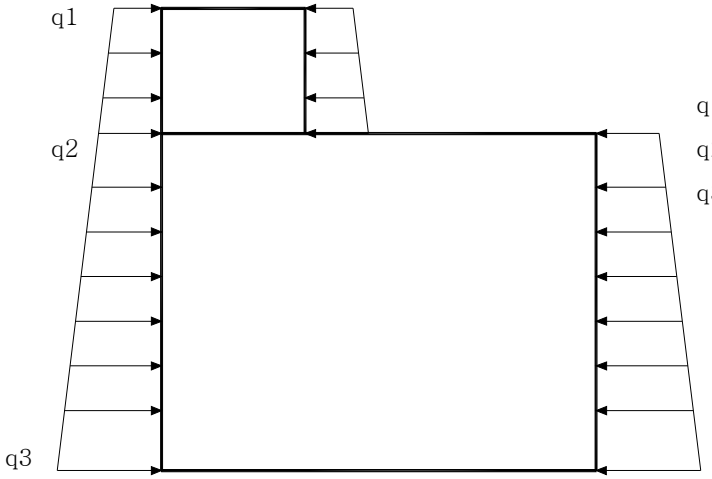
Lw = 5.00 kN/㎡

4) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



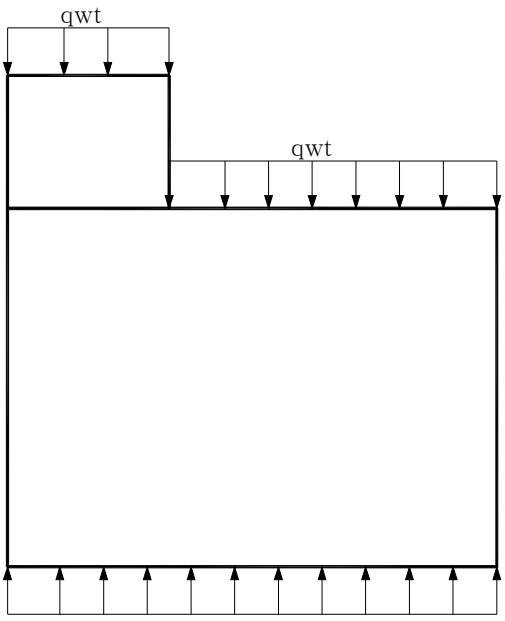
q1 = 142.76 kN/㎡
q2 = 175.06 kN/㎡
q3 = 242.89 kN/㎡

5) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



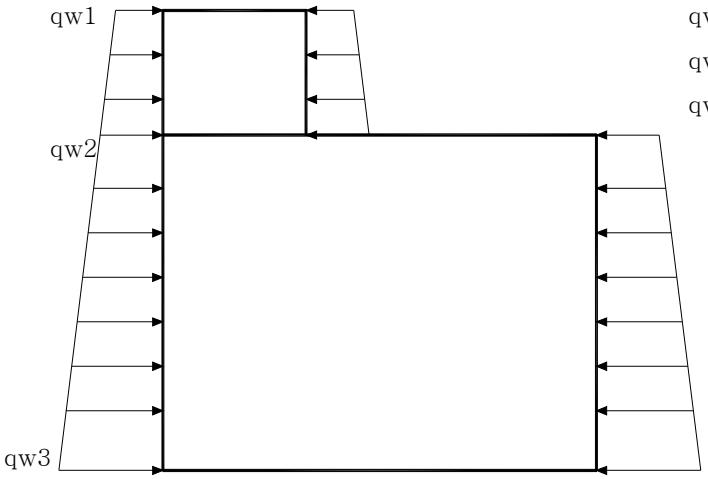
q1 = 80.44 kN/㎡
q2 = 97.44 kN/㎡
q3 = 133.14 kN/㎡

6) CASE 4 - 연 직 수 압



qwt = 138.48 kN/㎡
qwb = 249.88 kN/㎡

7) CASE 5 - 횡 수 압

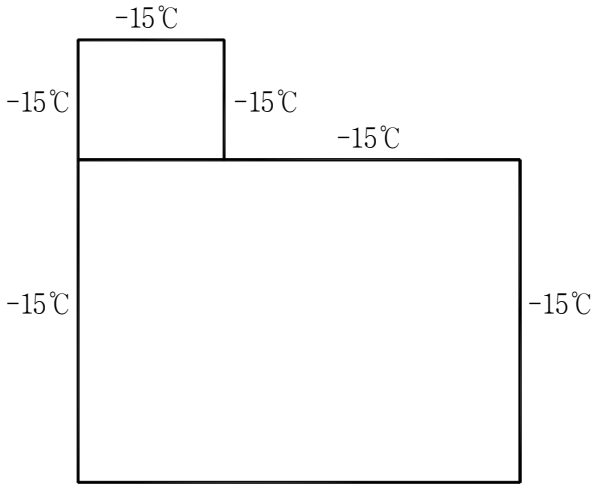


qw1 = 138.48 kN/㎡

qw2 = 172.48 kN/㎡

qw3 = 243.88 kN/㎡

8) CASE 6 - 건조수축



건조수축

-15 ℃

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	**0.57**	0.73	1	**1.4**

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	0
매립토	8	풍화암	50
퇴적토	10	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 15.498 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 18.898 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 26.038 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 12.200 m 구조물 길이 : 12.200 m

구조물 높이 : 11.640 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.000 m (측 벽 -1) 1.000 m (중간슬래브) 1.200 m

(측 벽 -2) 1.400 m (하부슬래브) 1.200 m

⑧ 상재토 제원

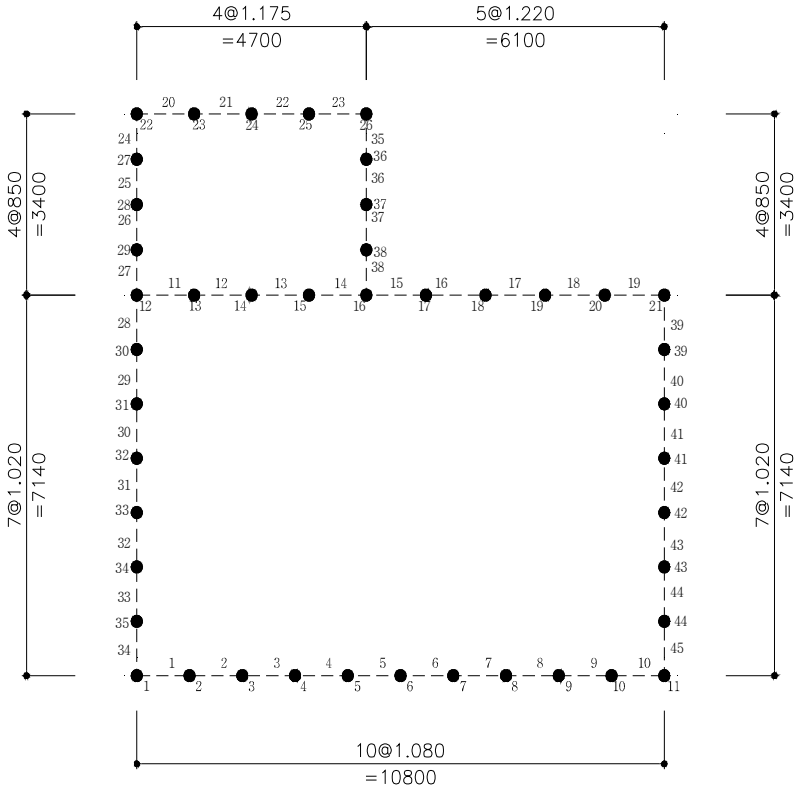
포장두께	0.850	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	#####	m
전체토피	14.848	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.00	1.000	0.0833333	27783	20 ~ 23
측 벽	1.0	1.00	1.000	0.0833333	27783	24 ~ 27
	1.0	1.40	1.400	0.2286667	27783	28 ~ 34
	1.0	1.00	1.000	0.0833333	27783	35 ~ 38
	1.0	1.40	1.400	0.2286667	27783	39 ~ 45
하부슬래브	1.0	1.20	1.200	0.1440000	27783	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.20	1.200	0.1440000	27783	11 ~ 19

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 8

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 160 = 128 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 128 ^{2} = 33403.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 33403.0 = 88183.92 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 160 = 80 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 80 ^{2} = 13048.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 13048.0 = 34446.72 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 10

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 172.4 = 137.92 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 137.9 ^{2} = 40720.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 40720.0 = 107500.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 86.2 ^{2} = 15906.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 15906.0 = 41991.84 kN/m²

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V(0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V(0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.20 × 12.20) = 12.200 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 88183.92 = 293946.40 kN/m³

Kv = 293946.40 × (12.2 / 0.3)^(-3 / 4) = 18253.21 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 18253.21 = 6084.40 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.20 × 12.20) = 12.200 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (12.2 / 0.3)^(-3 / 4) = 22251.61 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 22251.61 = 7417.20 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.64 × 12.20) = 11.917 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kh = 358336.00 × (11.64 / 0.3)^(-3 / 4) = 22647.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 22647.18 = 7549.06 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 12.20) = 10.063 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 25709.41 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 25709.41 = 8569.80 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(22,26)=	18253	x (	1.175	/	2	+	0.850	/	2	) =	18481	kN/m³
Kvs(22,26)=	6084	x (	1.175	/	2	+	0.850	/	2	) =	6160	kN/m³
Kv(23~25)=	18253	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2	) =	21448	kN/m³
Kvs(23~25)=	6084	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2	) =	7149	kN/m³

- 측 벽

Kh(27~29)=	22647	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	19250	kN/m³
Khs(27~29)=	7549	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	6417	kN/m³
Kh(30~35)=	22647	x (	1.020	/	2	+	1.020	/	2	) =	23100	kN/m³
Khs(30~35)=	7549	x (	1.020	/	2	+	1.020	/	2	) =	7700	kN/m³
Kh(36~38)=	22647	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	19250	kN/m³
Khs(36~38)=	7549	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	6417	kN/m³
Kh(39~44)=	22647	x (	1.020	/	2	+	1.020	/	2	) =	23100	kN/m³
Khs(39~44)=	7549	x (	1.020	/	2	+	1.020	/	2	) =	7700	kN/m³
Kh(12,21)=	22647	x (	1.020	/	2	+	0.850	/	2	) =	21175	kN/m³
Khs(12,21)=	7549	x (	1.020	/	2	+	0.850	/	2	) =	7058	kN/m³
Kh(1,11)=	22647	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	23780	kN/m³
Khs(1,11)=	7549	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	7927	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	22252	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	23364	kN/m³
Kvs(1,11)=	7417	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	7788	kN/m³
Kv(2~10)=	22252	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	24032	kN/m³
Kvs(2~10)=	7417	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	8011	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~20)=	25709	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	31365	kN/m³
Kvs(13~20)=	8570	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	10455	kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.20 × 12.20) = 12.200 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 34446.72 = 114822.40 kN/m³

Kv = 114822.40 × (12.2 / 0.3)^(-3 / 4) = 7130.13 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 7130.13 = 2376.71 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.20 × 12.20) = 12.200 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (12.2 / 0.3)^(-3 / 4) = 8691.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8691.90 = 2897.30 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(12.20 × 11.64) = 11.917 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 8846.41 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 8846.41 = 2948.80 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 12.20) = 10.063 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 10042.58 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 10042.58 = 3347.53 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(22,26)=	7130	x (	1.175	/	2	+	0.850	/	2	) =	7219	kN/m³
Kvs(22,26)=	2377	x (	1.175	/	2	+	0.850	/	2	) =	2406	kN/m³
Kv(23~25)=	7130	x (	0.850	/	2	+	1.175	/	2	) =	7219	kN/m³
Kvs(23~25)=	2377	x (	0.850	/	2	+	1.175	/	2	) =	2406	kN/m³

- 측 벽

Kh(27~29)=	8846	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	7519	kN/m³
Khs(27~29)=	2949	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	2506	kN/m³
Kh(30~35)=	8846	x (	1.020	/	2	+	1.020	/	2	) =	9023	kN/m³
Khs(30~35)=	2949	x (	1.020	/	2	+	1.020	/	2	) =	3008	kN/m³
Kh(36~38)=	8846	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	7519	kN/m³
Khs(36~38)=	2949	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	2506	kN/m³
Kh(39~44)=	8846	x (	1.020	/	2	+	1.020	/	2	) =	9023	kN/m³
Khs(39~44)=	2949	x (	1.020	/	2	+	1.020	/	2	) =	3008	kN/m³
Kh(12,21)=	8846	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	7519	kN/m³
Khs(12,21)=	2949	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	2506	kN/m³
Kh(1,11)=	8846	x (	0.850	/	2	+	1.080	/	2	) =	8537	kN/m³
Khs(1,11)=	2949	x (	0.850	/	2	+	1.080	/	2	) =	2846	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	8692	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	9126	kN/m³
Kvs(1,11)=	2897	x (	1.020	/	2	+	1.080	/	2	) =	3042	kN/m³
Kv(2~10)=	8692	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	9387	kN/m³
Kvs(2~10)=	2897	x (	1.080	/	2	+	1.080	/	2	) =	3129	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~20)=	10043	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	12252	kN/m³
Kvs(13~20)=	3348	x (	1.220	/	2	+	1.220	/	2	) =	4084	kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		ɣ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.000	128.000	80.000	19.000	0.125	0.200
퇴적토	23.140	137.884	86.177	19.000	0.671	1.074
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	27.140	136.427	85.267		0.796	1.274

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.796 = 0.995	1.25 × 1.274 = 1.593

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	109.000	57.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
27.140	136.427 , 85.267	0.19893	24247	0.31829	6631

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.995} = 0.808$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.593} = 1.034$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.995 \times 0.808}{2 \times \pi} = 0.128$	$\frac{1.593 \times 1.034}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 15.498 m
- 하부슬래브 심도 = 26.038 m
- 기반암 심도(H) = 27.140 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.995 \times \cos(\pi \times 15.498 / (2 \times 27.1))$

$= 0.01610$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.995 \times \cos(\pi \times 26.038 / (2 \times 27.1))$

$= 0.00164$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.593 \times \cos(\pi \times 15.498 / (2 \times 27.1))$

$= 0.05277$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.593 \times \cos(\pi \times 26.038 / (2 \times 27.1))$

$= 0.00539$

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준								
Po =	6084.40	× (	0.01610	-	0.00164	) =	87.973	kN/m²
붕괴방지수준								
Po =	2376.71	× (	0.05277	-	0.00539	) =	112.613	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \bullet Sv \bullet Tg \bullet \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	15.498	0.0161	0.0168	381.21	0.0528	0.0552	487.98
q2	16.348	0.0151	0.0158	358.31	0.0495	0.0518	458.66
q3	17.198	0.0140	0.0148	334.58	0.0460	0.0484	428.29
q4	18.048	0.0130	0.0137	310.08	0.0425	0.0449	396.93
q5	18.898	0.0118	0.0126	284.87	0.0388	0.0412	364.66
q6	19.748	0.0107	0.0114	259.01	0.0351	0.0375	331.55
q7	20.598	0.0095	0.0103	232.56	0.0313	0.0337	297.70
q8	21.448	0.0083	0.0091	205.60	0.0274	0.0297	263.18
q9	22.298	0.0071	0.0079	178.17	0.0234	0.0258	228.07
q10	23.148	0.0059	0.0066	150.35	0.0194	0.0218	192.46
q11	23.998	0.0047	0.0054	122.21	0.0153	0.0177	156.44
q12	24.848	0.0034	0.0041	93.81	0.0112	0.0136	120.09
q13	25.698	0.0022	0.0029	65.23	0.0071	0.0094	83.50
q14	26.548	0.0009	0.0016	36.53	0.0029	0.0053	46.76
q15	27.628	-0.0007	0.0000	0.00	-0.0024	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 27.64$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 36.20$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 31.92$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 24.77$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 32.44$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 28.61$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎥)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 15.50)
= 1.420 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 15.50)
= 3.490 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.200 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 26.04)
= 1.350 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.200 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 26.04)
= 3.330 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 1.000 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 20.77)
= 1.270 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.000 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 20.77)
= 3.130 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.400 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 23.40)
= 1.680 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.400 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 23.40)
= 4.130 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.200 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 18.90)
= 1.590 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.200 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 18.90)
= 3.910 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.400
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.400
LC3	0.900	0.900		1.000		1.400
LC4	0.900	0.900		0.500		1.400

2) 지진시(붕괴방지수준)

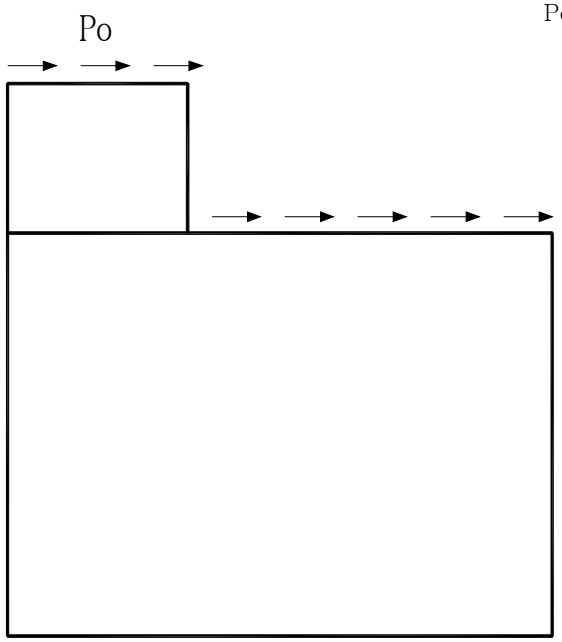
구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

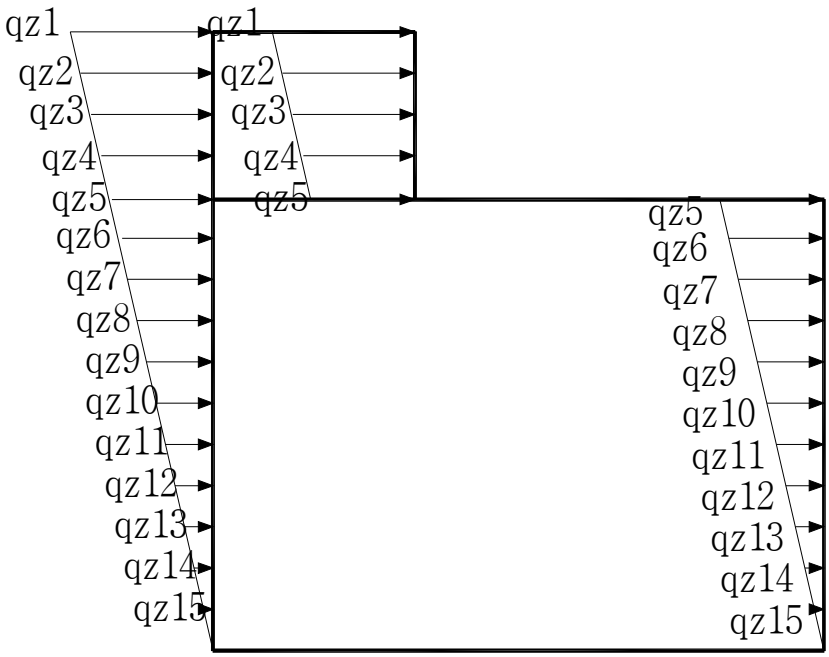
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)

Po = 87.97 kN/㎡

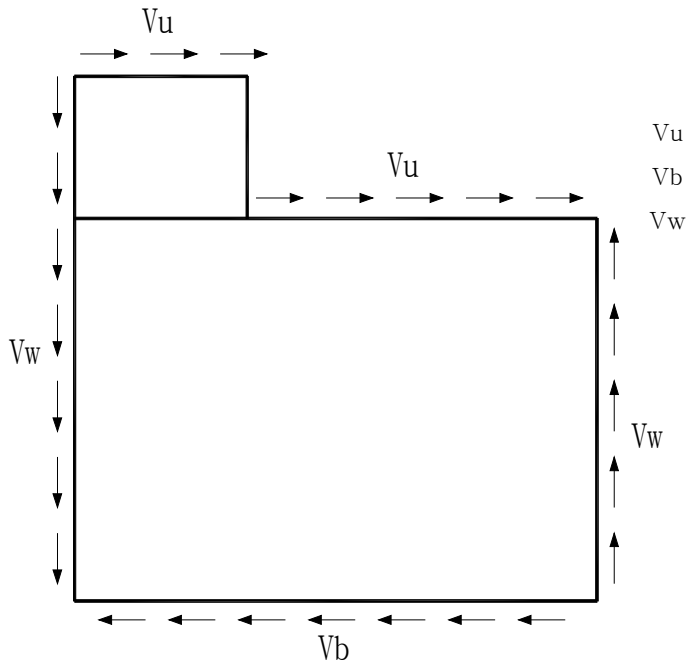


2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



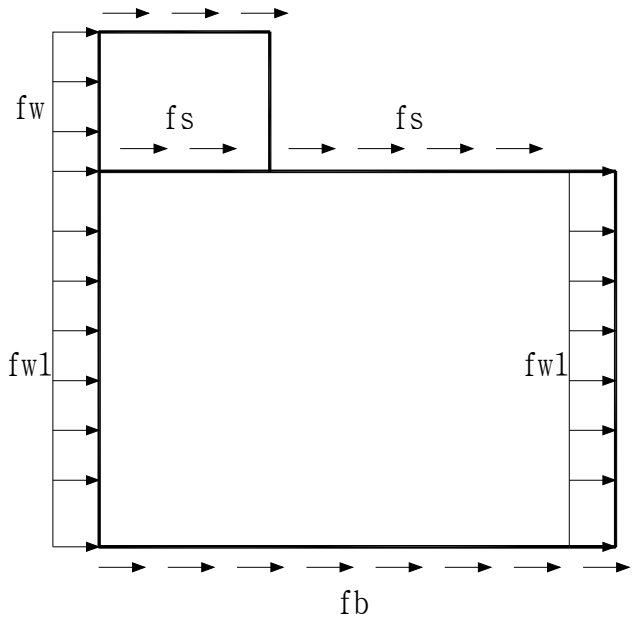
qz1	=	381.21	kN/㎡
qz2	=	358.31	kN/㎡
qz3	=	334.58	kN/㎡
qz4	=	310.08	kN/㎡
qz5	=	284.87	kN/㎡
qz6	=	259.01	kN/㎡
qz7	=	232.56	kN/㎡
qz8	=	205.60	kN/㎡
qz9	=	178.17	kN/㎡
qz10	=	150.35	kN/㎡
qz11	=	122.21	kN/㎡
qz12	=	93.81	kN/㎡
qz13	=	65.23	kN/㎡
qz14	=	36.53	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



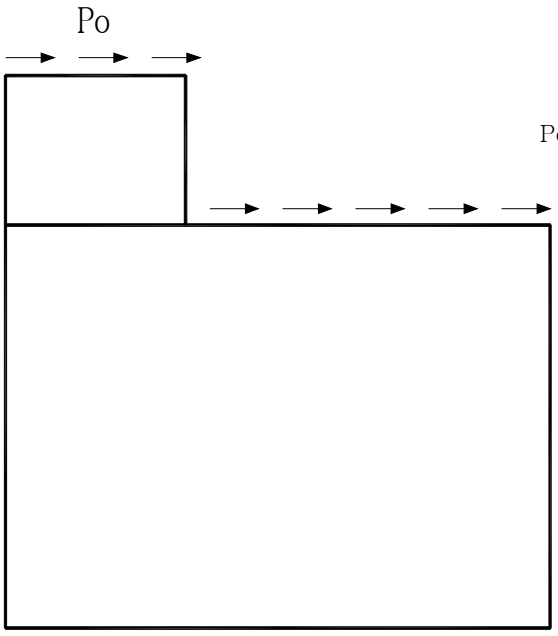
Vu = 27.64 kN/㎡
Vb = 36.20 kN/㎡
Vw = 31.92 kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



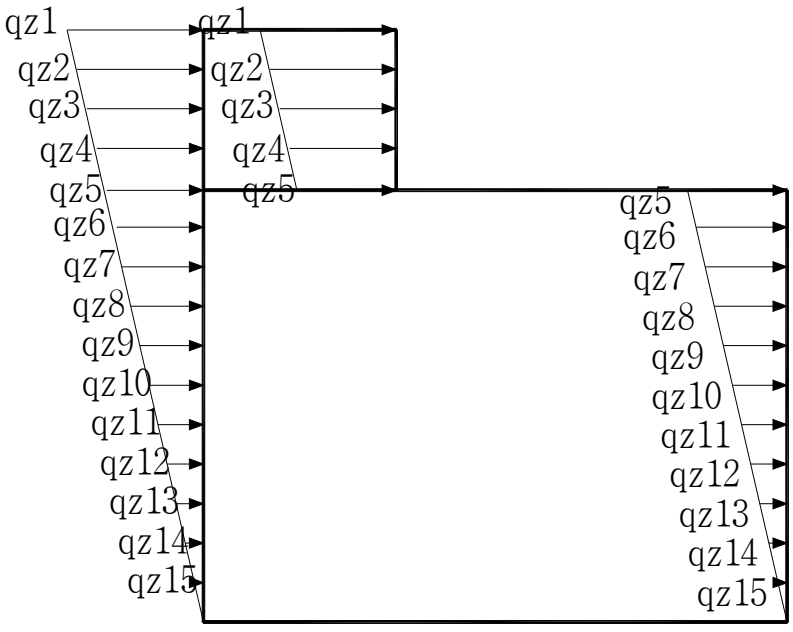
fu = 1.42 kN/m
fb = 1.35 kN/m
fw = 1.27 kN/m
fw1 = 1.68 kN/m
fs = 1.59 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



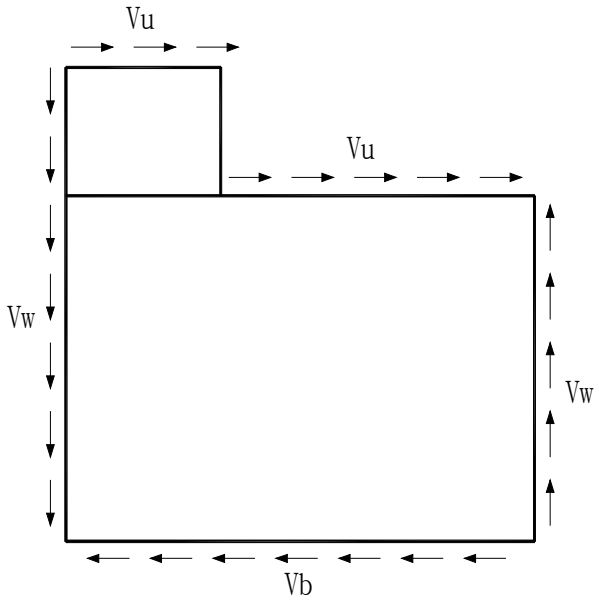
Po = 112.61 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



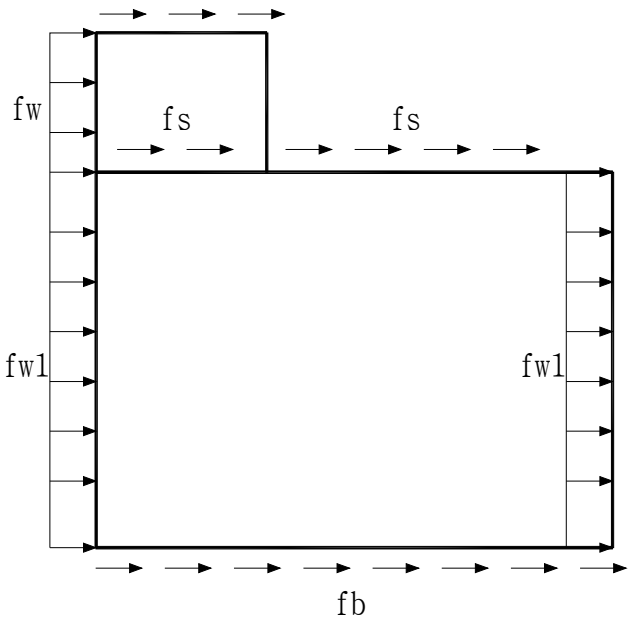
qz1	=	487.98	kN/㎡
qz2	=	458.66	kN/㎡
qz3	=	428.29	kN/㎡
qz4	=	396.93	kN/㎡
qz5	=	364.66	kN/㎡
qz6	=	331.55	kN/㎡
qz7	=	297.70	kN/㎡
qz8	=	263.18	kN/㎡
qz9	=	228.07	kN/㎡
qz10	=	192.46	kN/㎡
qz11	=	156.44	kN/㎡
qz12	=	120.09	kN/㎡
qz13	=	83.50	kN/㎡
qz14	=	46.76	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 24.77 kN/㎡
Vb = 32.44 kN/㎡
Vw = 28.61 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 3.49 kN/m
fb = 3.33 kN/m
fw = 3.13 kN/m
fw1 = 4.13 kN/m
fs = 3.91 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

부재 \ 부재력		상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부(공기정화시설)	1055.7	1210.0	758.6	870.6	834.6	1100.9	952.4	1100.9	1210.0	758.6
2	상부슬래브 우측단부(공기정화시설)	586.9	1162.5	408.7	952.3	842.7	1335.4	1049.6	1335.4	1162.5	408.7
3	상부슬래브 중앙부(공기정화시설)	637.6	682.2	463.8	585.8	629.7	915.8	761.1	915.8	761.1	463.8
4	중간슬래브 좌측단부(본체)	2993.9	1351.1	2178.5	2763.2	906.4	3861.5	1188.6	3861.5	1351.1	2178.5
5	중간슬래브 우측단부(본체)	4143.0	2601.5	2936.9	3328.9	1354.5	4519.3	1601.4	4519.3	2601.5	2936.9
6	중간슬래브 중앙부(본체)	3896.2	381.0	2892.7	2163.3	951.1	3064.4	1285.3	3896.2	1285.3	2892.7
7	하부슬래브 좌측단부(본체)	3631.0	2064.5	2557.8	2859.5	881.3	3797.6	1002.9	3797.6	2064.5	2557.8
8	하부슬래브 우측단부(본체)	3454.1	2128.1	2471.1	2464.8	651.6	3782.3	966.4	3782.3	2128.1	2471.1
9	하부슬래브 중앙부(본체)	3023.0	688.0	2239.3	1275.8	455.4	2054.5	692.7	3023.0	692.7	2239.3
10	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	1055.7	667.6	758.6	870.6	654.9	1107.1	816.1	1107.1	816.1	758.6
11	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	0.0	813.9	474.1	391.9	431.4	612.0	535.3	612.0	813.9	474.1
12	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	934.8	1116.3	621.8	364.0	640.0	565.0	770.0	934.8	1116.3	621.8
13	좌측벽체 상단부(본체)	3783.2	2345.7	2662.0	3703.9	1305.4	4293.5	1687.5	4293.5	2345.7	2662.0
14	좌측벽체 중앙부(본체)	889.9	1077.3	1124.5	1218.9	748.3	2195.5	1228.4	2195.5	1228.4	1124.5
15	좌측벽체 하단부(본체)	3654.4	2009.8	2574.5	2859.5	1207.1	3797.6	1352.5	3797.6	2009.8	2574.5
16	우측벽체 상단부(공기정화시설)	788.2	1058.3	552.5	952.3	1052.1	1335.4	1427.7	1335.4	1427.7	552.5
17	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	628.5	1073.1	444.8	1773.3	1020.8	2656.8	1475.0	2656.8	1475.0	444.8
18	우측벽체 하단부(공기정화시설)	1099.1	772.2	827.9	1649.0	1225.6	2568.3	1468.2	2568.3	1468.2	827.9
19	우측벽체 상단부(본체)	4032.5	1684.8	3050.8	3328.9	1330.4	4519.3	1702.6	4519.3	1702.6	3050.8
20	우측벽체 중앙부(본체)	799.8	501.7	1560.5	1090.1	656.9	2315.8	1246.7	2315.8	1246.7	1560.5
21	우측벽체 하단부(본체)	3282.4	1913.8	2348.5	2464.8	1130.7	3782.3	1365.8	3782.3	1913.8	2348.5

14. 단면력도

1) 상시

- 모멘트도

계 수 하 중

사 용 하 중

- 전단력도

계 수 하 중

2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

붕괴 방지 수준

- 전단력도

기능 수행 수준

붕괴 방지 수준

15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1100.915	kN.m	· Vu =	1209.961	kN	· M =	758.635	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 37.862 cm^2 [p = 0.00421]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	50.483 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 29 @ 125 = 51.392 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 51.392 cm^2 [p = 0.00571]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0226 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1494.34 kN.m > Mu = 1100.92 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1209.96 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1209.96 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.474 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.474 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 1209.96 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 1.07

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.00571 + √ [2 × 0.041 + 0.041 ²] = 0.249

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.249 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 758.64 × 1000 / [51.392 × 90.0 × 0.917] = 178.87 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.9) − 2.5 x 85.5 = 227 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.9) = 352 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1335.432	kN.m	· Vu =	1162.518	kN	· M =	408.685	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 46.501 cm^2 [p = 0.00517]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.250 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	62.001 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL =		63.536	cm^2	[p = 0.00706]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0177 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1335.43 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1162.52 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1162.52 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.211 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.211 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 1162.52 kN

Rm = Md / Mu = 1.37 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.00706 + √ [2 × 0.051 + 0.051 ^{2}] = 0.272

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.272 / 3 = 0.909

fs = M / [As·d·j]

= 408.69 × 1000 / [63.536 × 90.0 × 0.909] = 78.63 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 78.63) − 2.5 x 84 = 792 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 78.63) = 801 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	915.806	kN.m	· Vu =	761.135	kN	· M =	463.782	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	92.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 30.448 cm^2 [p = 0.00331]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	32.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	29.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	32.200 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	40.597 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	40.536	cm^2	[p = 0.004406]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0302 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1219.28 kN.m > Mu = 915.81 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 761.14 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 761.14 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.778 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.778 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 365.42 = 962.98 kN > Vu = 761.14 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 1.27

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.004406 + √ [2 × 0.032 + 0.032 ^{2}] = 0.222

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.222 / 3 = 0.926

fs = M / [As·d·j]

= 463.78 × 1000 / [40.536 × 92.0 × 0.926] = 134.3 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 134.3) − 2.5 x 67.5 = 418 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 134.3) = 469 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	120	cm						
· Mu =	3797.576	kN.m	· Vu =	2064.475	kN	· M =	2557.791	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	105.0	cm	· 전단력 d =	110.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 124.867 cm^2 [p = 0.01189]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (17,846 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 31.10 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	=	0.00350	⇒	MIN	As =	36.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒	MIN	As =	34.125 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t			⇒	MIN	As =	14.375 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00350	⇒	MIN	As =	36.750 cm^2	>	14.375	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	166.489 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	178.464 cm^2	[p = 0.016997]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 31.105 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 36.594 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0060 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5427.47 kN.m > Mu = 3797.58 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 714.47 kN < Vu = 2064.48 kN

· 1/2·Φv Vc = 357.24 kN < Vu = 2064.48 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 6.136 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 6.136 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 714.47 + 1703.24 = 2417.71 kN > Vu = 2064.48 kN

Rm = Md / Mu = 1.43 Rs = Φv Vn / Vu = 1.17

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016997 + √ [2 × 0.122 + 0.122 ^{2}] = 0.387

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.387 / 3 = 0.871

fs = M / [As·d·j]

= 2557.79 × 1000 / [178.464 × 105.0 × 0.871] = 156.71 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 156.7) − 2.5 x 84 = 293 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 156.7) = 402 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	120	cm			
· Mu =	3782.301	kN.m	· Vu =	2128.111	kN	· M =	2471.093	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	105.0	cm	· 전단력 d =	110.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 124.365 cm^2 [p = 0.01184]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (17,846 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 31.10 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	36.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	34.125 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	14.375 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	36.750 cm^2	>	14.375	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	165.820 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	178.464	cm^2	[p = 0.016997	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 31.105 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 36.594 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0060 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5427.47 kN.m > Mu = 3782.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 714.47 kN < Vu = 2128.11 kN

· 1/2·Φv Vc = 357.24 kN < Vu = 2128.11 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 6.426 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 6.426 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 714.47 + 1703.24 = 2417.71 kN > Vu = 2128.11 kN

Rm = Md / Mu = 1.43 Rs = Φv Vn / Vu = 1.14

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016997 + √ [2 × 0.122 + 0.122 ^{2}] = 0.387

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.387 / 3 = 0.871

fs = M / [As·d·j]

= 2471.09 × 1000 / [178.464 × 105.0 × 0.871] = 151.4 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 151.4) − 2.5 x 84 = 310 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 151.4) = 416 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	120	cm			
· Mu =	3023.040	kN.m	· Vu =	692.706	kN	· M =	2239.263	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	107.0	cm	· 전단력 d =	107.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 90.792 cm^2 [p = 0.00849]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,407 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 18.14 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	37.450 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	34.775 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	14.375 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	37.450 cm^2	> 14.375	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	121.056 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	104.072 cm^2	[p = 0.009726]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 18.139 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.34 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0127 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3465.22 kN.m > Mu = 3023.04 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 694.99 kN > Vu = 692.71 kN

· 1/2·Φv Vc = 347.50 kN < Vu = 692.71 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 694.99 + 828.39 = 1523.38 kN > Vu = 692.71 kN

Rm = Md / Mu = 1.15 Rs = Φv Vn / Vu = 2.20

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.009726 + √ [2 × 0.07 + 0.07 ²] = 0.311

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.311 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 2239.26 × 1000 / [104.072 × 107.0 × 0.896] = 224.43 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 224.4) − 2.5 x 64 = 191 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 224.4) = 281 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1107.097	kN.m	· Vu =	816.083	kN	· M =	758.635	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 38.075 cm^2 [p = 0.00423]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.250 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	50.767 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL =		51.392	cm^2	[p = 0.00571]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0226 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1494.34 kN.m > Mu = 1107.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 816.08 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 816.08 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.286 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.286 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 816.08 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.59

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 8.0 = 25000.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.00571 + √ [2 × 0.041 + 0.041 ²] = 0.249

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.249 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 758.64 × 1000 / [51.392 × 90.0 × 0.917] = 178.87 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.9) − 2.5 x 85.5 = 227 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.9) = 352 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	611.975	kN.m	· Vu =	813.947	kN	· M =	474.145	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	92.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 20.156 cm^2 [p = 0.00219]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	26.875 cm^2			

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	22	@	125	=	30.968	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	30.968	cm^2	[p =	0.003366]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0405 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 940.27 kN.m > Mu = 611.98 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 813.95 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 813.95 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.176 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.176 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 730.85 = 1328.41 kN > Vu = 813.95 kN

Rm = Md / Mu = 1.54 Rs = Φv Vn / Vu = 1.63

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.003366 + √ [2 × 0.024 + 0.024 ^{2}] = 0.197

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.197 / 3 = 0.934

fs = M / [As·d·j]

= 474.15 × 1000 / [30.968 × 92.0 × 0.934] = 178.18 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.2) − 2.5 x 69 = 269 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.2) = 354 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	100	cm				
·	Mu =	934.813	kN.m	·	Vu =	1116.320	kN	· M =	621.777	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 32.150 cm^2 [p = 0.00357]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	42.867 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]		
				TOTAL	=	51.392	cm^2	[p =	0.00571]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0226 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1494.34 kN.m > Mu = 934.81 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1116.32 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1116.32 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.954 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.954 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 1116.32 kN

Rm = Md / Mu = 1.60 Rs = Φv Vn / Vu = 1.16

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.00571 + √ [2 × 0.041 + 0.041 ^{2}] = 0.249

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.249 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 621.78 × 1000 / [51.392 × 90.0 × 0.917] = 146.6 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 146.6) − 2.5 x 85.5 = 323 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 146.6) = 430 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	140	cm						
· Mu =	4293.528	kN.m	· Vu =	2345.736	kN	· M =	2661.975	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	130.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 110.845 cm^2 [p = 0.00887]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	43.750	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	40.625	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	16.875	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	43.750	cm^2	> 16.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	147.793	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.010166	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0120 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4922.11 kN.m > Mu = 4293.53 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 2345.74 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 2345.74 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 5.774 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 5.774 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 844.37 + 2012.92 = 2857.29 kN > Vu = 2345.74 kN

Rm = Md / Mu = 1.15 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.010166 + √ [2 × 0.073 + 0.073 ^{2}] = 0.316

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.316 / 3 = 0.895

fs = M / [As·d·j]

= 2661.98 × 1000 / [127.072 × 125.0 × 0.895] = 187.25 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 187.3) − 2.5 x 84 = 211 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 187.3) = 336 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	2195.539	kN.m	· Vu =	1228.385	kN	· M =	1124.520	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	132.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 51.061 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	46.200 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	42.900 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	17.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	46.200 cm^2	>	17.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	68.081 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p =	0.004813]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0274 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2731.88 kN.m > Mu = 2195.54 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN < Vu = 1228.39 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN < Vu = 1228.39 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av 0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.811 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 2.811 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 1021.94 = 1879.31 kN > Vu = 1228.39 kN

Rm = Md / Mu = 1.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.53

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.004813 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ^{2}] = 0.231

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.231 / 3 = 0.923

fs = M / [As·d·j]

= 1124.52 × 1000 / [63.536 × 132.0 × 0.923] = 145.27 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 145.3) − 2.5 x 64 = 382 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 145.3) = 434 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	3797.576	kN.m	· Vu =	2009.798	kN	· M =	2574.463	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	130.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 102.050 cm^2 [p = 0.00816]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (17,846 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 31.10 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	43.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	40.625 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	16.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	43.750 cm^2	>	16.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	136.067 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	178.464	cm^2	[p = 0.014277	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 31.105 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 36.594 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0077 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6641.03 kN.m > Mu = 3797.58 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 2009.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 2009.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.482 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 4.482 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 844.37 + 2012.92 = 2857.29 kN > Vu = 2009.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.75 Rs = Φv Vn / Vu = 1.42

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.014277 + √ [2 × 0.103 + 0.103 ^{2}] = 0.362

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.362 / 3 = 0.879

fs = M / [As·d·j]

= 2574.46 × 1000 / [178.464 × 125.0 × 0.879] = 131.29 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 131.3) − 2.5 x 84 = 390 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 131.3) = 480 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	100	cm				
·	Mu =	1335.432	kN.m	·	Vu =	1427.701	kN	· M =	552.497	kN.m	
·	Φf =	0.85		·	Φv =	0.75		· 주철근	1	단	
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 46.501 cm^2 [p = 0.00517]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	62.001 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H		@	125	=	FALSE	cm^2	[0.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p = 0.00706	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0177 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1335.43 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1427.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1427.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.684 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.684 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 584.57 + 1031.40 = 1615.97 kN > Vu = 1427.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.37 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.00706 + √ [2 × 0.051 + 0.051 ²] = 0.272

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.272 / 3 = 0.909

fs = M / [As·d·j]

= 552.50 × 1000 / [63.536 × 90.0 × 0.909] = 106.29 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 106.3) − 2.5 x 84 = 531 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 106.3) = 593 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	2656.761	kN.m	· Vu =	1474.981	kN	· M =	444.826	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 102.917 cm^2 [p = 0.01183]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	30.450 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	28.275 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	30.450 cm^2	> 11.875	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	137.223 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.014606	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0076 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3280.34 kN.m > Mu = 2656.76 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1474.98 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1474.98 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.769 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.769 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 1054.32 = 1651.88 kN > Vu = 1474.98 kN

Rm = Md / Mu = 1.23 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.014606 + √ [2 × 0.105 + 0.105 ²] = 0.365

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.365 / 3 = 0.878

fs = M / [As·d·j]

= 444.83 × 1000 / [127.072 × 87.0 × 0.878] = 45.83 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 45.83) − 2.5 x 64 = 1558 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 45.83) = 1375 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	2568.308	kN.m	· Vu =	1468.209	kN	· M =	827.884	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 99.491 cm^2 [p = 0.01144]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	30.450 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	28.275 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	30.450 cm^2	> 11.875	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	132.655 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.014606]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0076 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3280.34 kN.m > Mu = 2568.31 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1468.21 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1468.21 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.732 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.732 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 1054.32 = 1651.88 kN > Vu = 1468.21 kN

Rm = Md / Mu = 1.28 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.014606 + √ [2 × 0.105 + 0.105 ²] = 0.365

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.365 / 3 = 0.878

fs = M / [As·d·j]

= 827.88 × 1000 / [127.072 × 87.0 × 0.878] = 85.29 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 85.29) − 2.5 x 64 = 763 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 85.29) = 739 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	4519.278	kN.m	· Vu =	1702.637	kN	· M =	3050.830	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	125.0	cm	· 전단력 d =	130.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 121.444 cm^2 [p = 0.00972]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (17,846 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 31.10 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 43.750 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 40.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 43.750 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 161.925 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	178.464 cm^2	[p = 0.014277]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 31.105 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 36.594 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0077 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6641.03 kN.m > Mu = 4519.28 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 844.37 kN < Vu = 1702.64 kN

· 1/2·Φv Vc = 422.19 kN < Vu = 1702.64 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.301 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.301 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 844.37 + 1489.80 = 2334.17 kN > Vu = 1702.64 kN

Rm = Md / Mu = 1.47 Rs = Φv Vn / Vu = 1.37

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.014277 + √ [2 × 0.103 + 0.103 ^{2}] = 0.362

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.362 / 3 = 0.879

fs = M / [As·d·j]

= 3050.83 × 1000 / [178.464 × 125.0 × 0.879] = 155.59 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 155.6) − 2.5 x 84 = 296 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 155.6) = 405 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	2315.794	kN.m	· Vu =	1246.704	kN	· M =	1560.548	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	132.0	cm	· 전단력 d =	132.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 53.858 cm^2 [p = 0.00408]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 46.200 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 42.900 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 17.500 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 46.200 cm^2 > 17.500 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 71.811 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p = 0.004813	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0274 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2731.88 kN.m > Mu = 2315.79 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN < Vu = 1246.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN < Vu = 1246.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.950 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.950 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 756.36 = 1613.73 kN > Vu = 1246.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.18 Rs = Φv Vn / Vu = 1.29

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.004813 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ^{2}] = 0.231

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.231 / 3 = 0.923

fs = M / [As·d·j]

= 1560.55 × 1000 / [63.536 × 132.0 × 0.923] = 201.6 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 201.6) − 2.5 x 64 = 231 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 201.6) = 313 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	140	cm			
· Mu =	3782.301	kN.m	· Vu =	1913.785	kN	· M =	2348.501	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	127.0	cm	· 전단력 d =	132.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 99.815 cm^2 [p = 0.00786]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (17,846 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 31.10 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 44.450 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 41.275 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 16.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 44.450 cm^2 > 16.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 133.087 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	D	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	178.464	cm^2	[p = 0.014052]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 31.105 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 36.594 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0078 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 6762.39 kN.m > Mu = 3782.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 857.37 kN < Vu = 1913.79 kN

· 1/2·Φv Vc = 428.69 kN < Vu = 1913.79 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.002 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.002 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 857.37 + 1512.72 = 2370.09 kN > Vu = 1913.79 kN

Rm = Md / Mu = 1.79 Rs = Φv Vn / Vu = 1.24

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.014052 + √ [2 × 0.101 + 0.101 ^{2}] = 0.36

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.36 / 3 = 0.88

fs = M / [As·d·j]

= 2348.50 × 1000 / [178.464 × 127.0 × 0.88] = 117.75 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 117.8) − 2.5 x 64 = 509 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 117.8) = 535 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	120	cm			
· Mu =	3861.507	kN.m	· Vu =	1351.063	kN	· M =	2178.477	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	105.0 cm	· 전단력 d =	110.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 120.920 cm^2 [p = 0.01152]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	36.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	34.125 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	14.375 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	36.750 cm^2	> 14.375	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	161.227 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.012102]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0097 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4058.02 kN.m > Mu = 3861.51 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 714.47 kN < Vu = 1351.06 kN

· 1/2·Φv Vc = 357.24 kN < Vu = 1351.06 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.894 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 4.0 EA/m = 15.484 cm^2 > 2.894 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 714.47 + 3406.48 = 4120.95 kN > Vu = 1351.06 kN

Rm = Md / Mu = 1.05 Rs = Φv Vn / Vu = 3.05

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.012102 + √ [2 × 0.087 + 0.087 ^{2}] = 0.339

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.339 / 3 = 0.887

fs = M / [As·d·j]

= 2178.48 × 1000 / [127.072 × 105.0 × 0.887] = 184.07 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 184.1) − 2.5 x 84 = 218 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 184.1) = 342 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	120	cm						
· Mu =	4519.278	kN.m	· Vu =	2601.453	kN	· M =	2936.934	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	105.0	cm	· 전단력 d =	110.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 148.597 cm^2 [p = 0.01415]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (17,846 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 31.10 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	36.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	34.125 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	14.375 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	36.750 cm^2	> 14.375	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	198.129 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29 @	125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
		TOTAL		= 178.464	cm^2	[p = 0.016997	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 31.105 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 36.594 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0060 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5427.47 kN.m > Mu = 4519.28 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 714.47 kN < Vu = 2601.45 kN

· 1/2·Φv Vc = 357.24 kN < Vu = 2601.45 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 8.577 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 4.0 EA/m = 15.484 cm^2 > 8.577 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 714.47 + 3406.48 = 4120.95 kN > Vu = 2601.45 kN

Rm = Md / Mu = 1.20 Rs = Φv Vn / Vu = 1.58

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016997 + √ [2 × 0.122 + 0.122 ²] = 0.387

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.387 / 3 = 0.871

fs = M / [As·d·j]

= 2936.93 × 1000 / [178.464 × 105.0 × 0.871] = 179.94 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 179.9) − 2.5 x 84 = 228 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 179.9) = 350 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	120	cm			
· Mu =	3896.222	kN.m	· Vu =	1285.345	kN	· M =	2892.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	107.0 cm	· 전단력 d =	112.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 119.463 cm^2 [p = 0.01116]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	37.450 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	34.775 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	14.375 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	37.450 cm^2	> 14.375	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	159.284 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.011876]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0099 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4144.43 kN.m > Mu = 3896.22 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 727.46 kN < Vu = 1285.35 kN

· 1/2·Φv Vc = 363.73 kN < Vu = 1285.35 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.981 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 4.0 EA/m = 15.484 cm^2 > 4.981 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 727.46 + 1734.21 = 2461.67 kN > Vu = 1285.35 kN

Rm = Md / Mu = 1.06 Rs = Φv Vn / Vu = 1.92

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.011876 + √ [2 × 0.086 + 0.086 ^{2}] = 0.337

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.337 / 3 = 0.888

fs = M / [As·d·j]

= 2892.70 × 1000 / [127.072 × 107.0 × 0.888] = 239.58 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 239.6) − 2.5 x 64 = 169 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 239.6) = 263 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적					=	1.000	m²			
필요 배력철근량	:									
단면적의 0.002	=	0.0020	x	1.000	=	2000.0	㎟			
0.0015hb	=	0.0015	x	1.000	x	1.000	=	1500.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16	@	150	=	1324.0	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16	@	300	=	662.0	㎟			
						1986.0	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3000 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,200 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적					=	1.200	m²			
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.200	=	2400.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]		
0.0015hb	=	0.0015	x	1.200	x	1.000	=	1800.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16	@	150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16	@	300	=	662.000	㎟			
						1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3600 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,400 mm 부

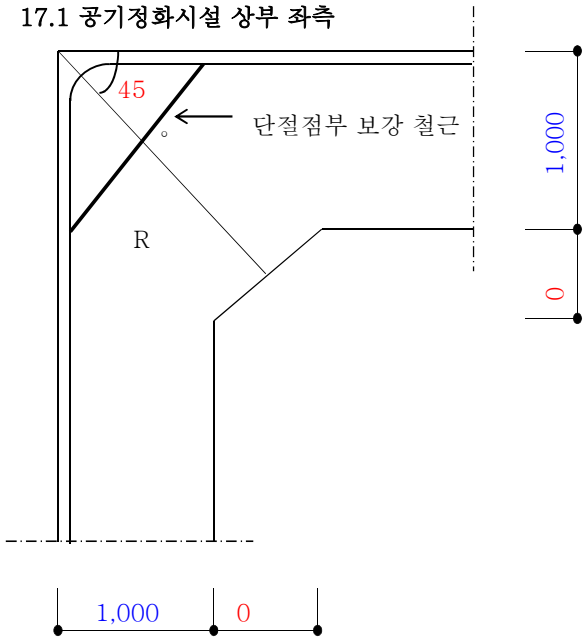
M당 벽체 콘크리트 단면적					=	1.400	m²			
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.400	=	2800.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]		
0.0015hb	=	0.0015	x	1.400	x	1.000	=	2100.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16	@	150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16	@	300	=	662.000	㎟			
						1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

17. 우각부 검토

17.1 공기정화시설 상부 좌측



R = $\sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2}$

= 1,414 mm

Mo = 758.6 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 758.635 \times 10^6}{1{,}414 \times 1{,}000} = 1.897 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 758.64 \times 10^6}{1{,}414.214 \times 180} = 5{,}960 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

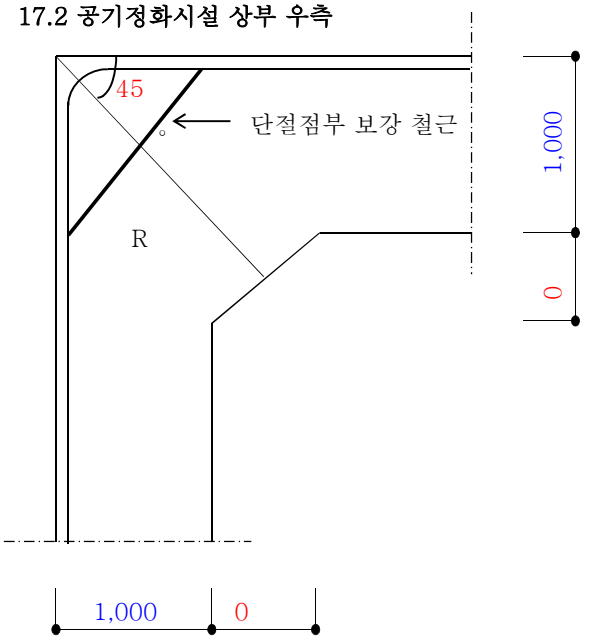
6,623 mm² > 5,960 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1414 = 0.92 m 이내에 배치

17.2 공기정화시설 상부 우측



R = $\sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2}$

= 1,414 mm

Mo = 408.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = $0.13\sqrt{fck}$

= $0.13\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 408.685 \times 10^6}{1{,}414 \times 1{,}000} = 1.022 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 408.69 \times 10^6}{1{,}414.214 \times 180} = 3{,}211 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

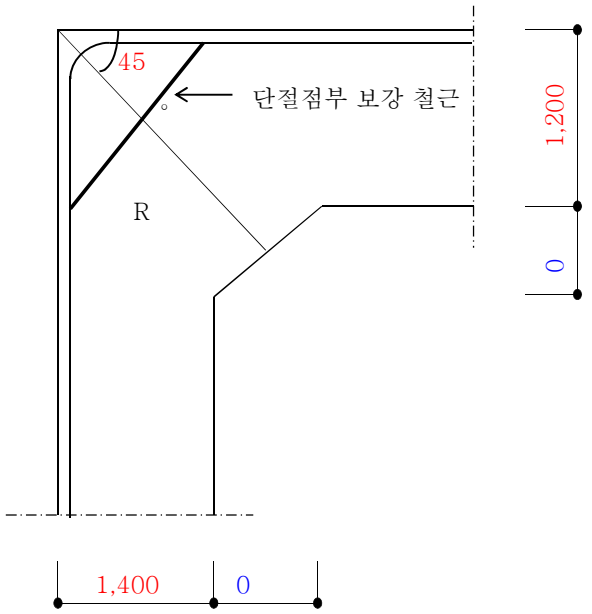
7,230 mm² > 3,211 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1414 = 0.92 m 이내에 배치

17.3 본선구조물 상부 좌측



$R = \sqrt{1400.0^2 + 1200.0^2}$

$= 1{,}844$ mm

Mo = 2178.5 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2178.477 \times 10^6}{1{,}844 \times 1{,}000} = 3.204 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2178.48 \times 10^6}{1{,}843.909 \times 180} = 13{,}127 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

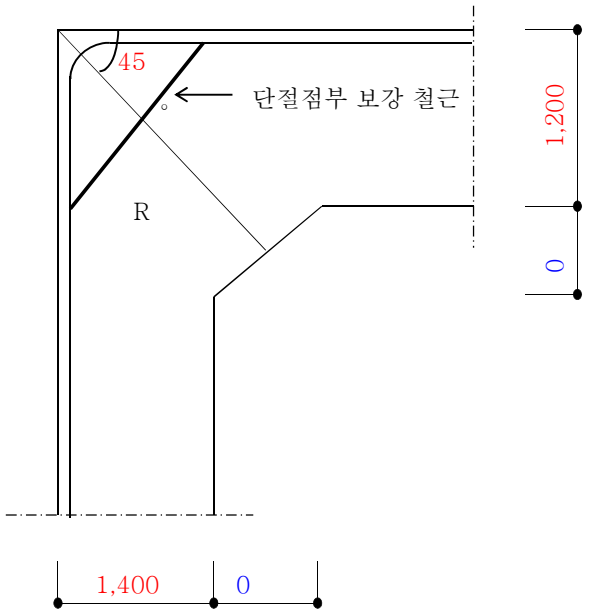
19,061 mm² > 13,127 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1844 = 1.20 m 이내에 배치

17.4 본선구조물 상부 우측



$R = \sqrt{1400.0^2 + 1200.0^2}$

$= 1,844$ mm

Mo = 2936.9 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2936.934 \times 10^6}{1,844 \times 1,000} = 4.319 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2936.93 \times 10^6}{1,843.909 \times 180} = 17,698 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 3단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

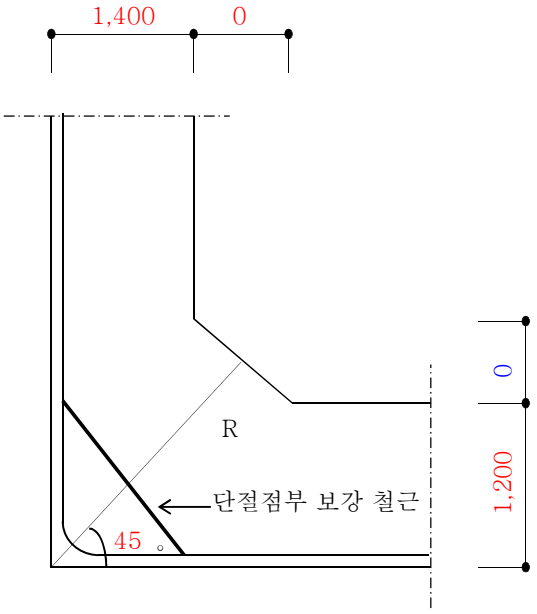
21,630 mm² > 17,698 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1844 = 1.20 m 이내에 배치

17.5 하부 단부(좌측)



$$R = \sqrt{1400.0^2 + 1200.0^2} = 1,844 \text{ mm}$$

Mo = 2557.8 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2557.791 \times 10^6}{1,844 \times 1,000} = 3.761 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2557.79 \times 10^6}{1,843.909 \times 180} = 15,413 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 32 @	250	:	3,177	mm²	
As =	2단	H 32 @	250	:	3,177	mm²	
As =	3단	H 29 @	250	:	2,570	mm²	

▣ 필요철근량

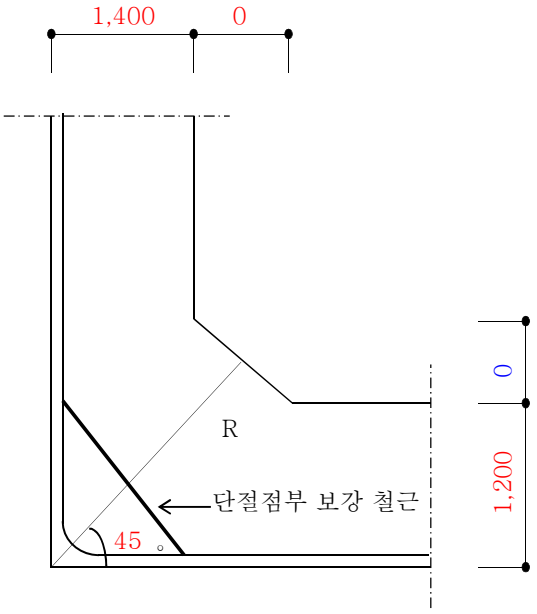
As =	1단	H 32 @	125	:	6,354	mm²			
As =	2단	H 32 @	125	:	6,354	mm²			
					21,630	mm²	>	15,413	mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1844 = 1.20 m 이내에 배치

17.6 하부 단부(우측)



$$R = \sqrt{1400.0^2 + 1200.0^2} = 1{,}844 \text{ mm}$$

Mo = 2471.1 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68 \text{ MPa}$$

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2471.093 \times 10^6}{1{,}844 \times 1{,}000} = 3.634 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2471.09 \times 10^6}{1{,}843.909 \times 180} = 14{,}890 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 3단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

21,630 mm² > 14,890 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

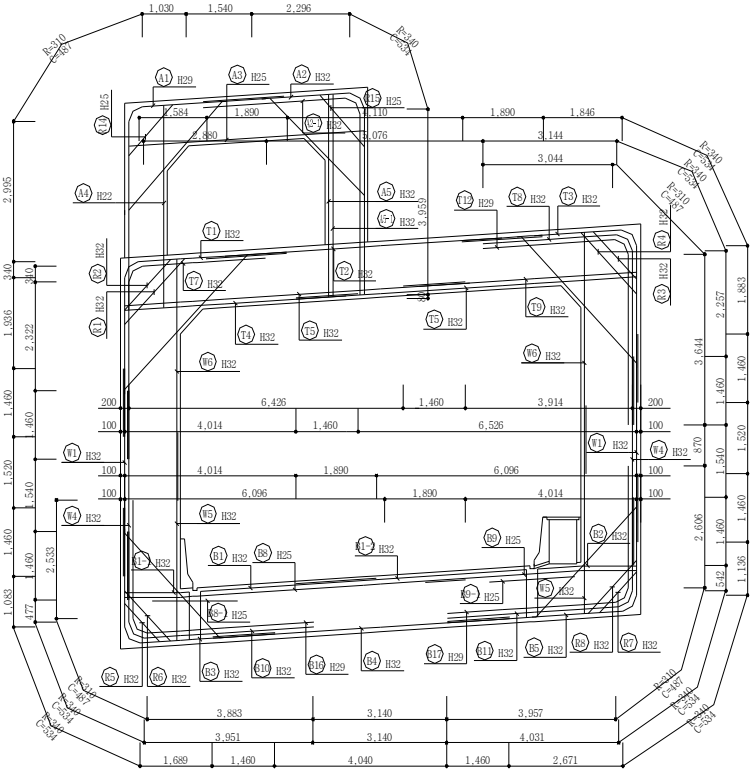
X = 0.65 x 1844 = 1.20 m 이내에 배치

18. 주철근 조립도

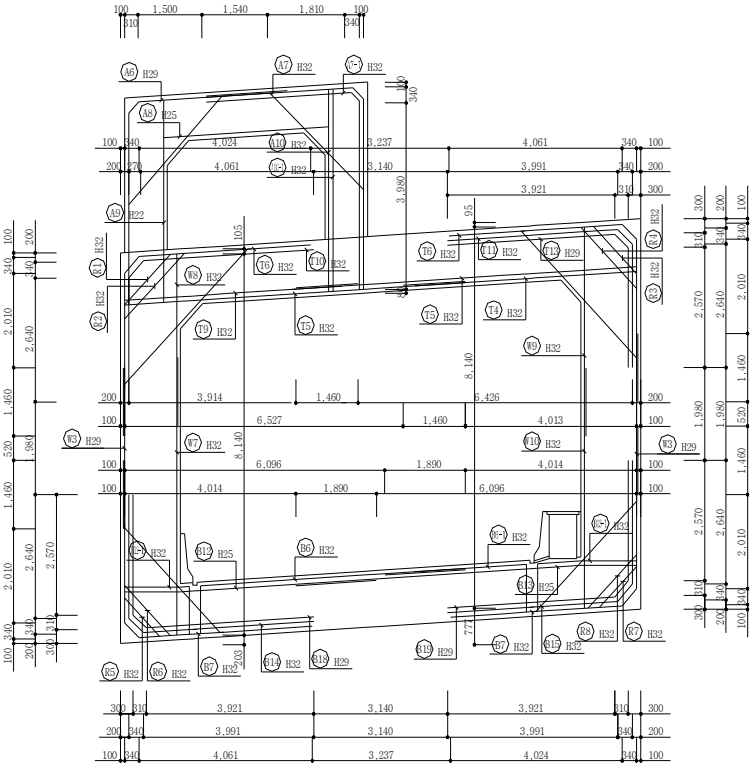
주 철 근 조 립 도

S=1:50

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



Ramp A BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+160.0 (BLOCK2 : B2) - 전반부
▣ 토 피(FH) = 11.72 m　　▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

▨ 구조 설계 요약

◇ 모멘트 = kN·m 전단력 = kN

구 조 계 산 서										
부 재		작용력(모멘트)		작용력(전단력)		저 항 력		안전율		사용철근량
		상 시	지 진 시	상 시	지 진 시	모멘트	전단력	모멘트	전단력	
상부슬래브	좌측단부	1223.4	1223.4	1066.7	1066.7	1716.58	1299.53	1.40	1.22	H32@125
	우측단부	171.9	1011.8	602.3	751.5	1494.34	1299.53	1.48	1.73	H29@125
	중앙부	704.1	732.3	738.8	738.8	1150.37	962.98	1.57	1.30	H25@125
하부슬래브	좌측단부	1557.6	2739.5	1156.0	1156.0	4020.61	2197.92	1.47	1.90	29@125,H29@125,H25@1
	우측단부	3734.3	3734.3	1945.5	1945.5	4020.61	2197.92	1.08	1.13	29@125,H29@125,H25@1
	중앙부	2044.6	2044.6	470.2	493.2	3076.80	1381.00	1.50	2.80	H29@125,H29@125
좌측 벽체 (공기정화시설)	상단부	1400.8	1400.8	495.4	532.2	1716.58	1299.53	1.23	2.44	H32@125
	중앙부	756.2	756.2	745.3	745.3	940.27	962.98	1.24	1.29	H22@125
	하단부	638.0	638.0	360.9	404.4	1716.58	1299.53	2.69	3.21	H32@125
좌측 벽체 (본체)	상단부	4040.1	4040.1	2347.6	2347.6	4490.07	2637.50	1.11	1.12	H32@125,H32@125
	중앙부	842.1	1780.8	696.4	753.2	3030.30	1736.93	1.70	2.31	H25@125
	하단부	1557.6	2739.5	1149.4	1149.4	4995.19	2637.50	1.82	2.29	29@125,H29@125,H25@1
우측 벽체 (공기정화시설)	상단부	171.5	1011.8	469.7	1061.0	1494.34	1615.97	1.48	1.52	H29@125
	중앙부	447.3	1261.4	298.0	1058.3	1529.29	1124.72	1.21	1.06	H29@125
	하단부	1192.1	2009.5	941.1	1191.0	2727.33	1651.88	1.36	1.39	H29@125
우측 벽체 (본체)	상단부	2818.8	3171.3	1502.8	1502.8	5323.97	2154.62	1.68	1.43	29@125,H29@125,H29@1
	중앙부	774.1	1654.7	410.5	759.0	2515.86	1491.47	1.52	1.97	H32@125
	하단부	3639.2	3639.2	1931.3	1931.3	5092.65	2190.53	1.40	1.13	29@125,H29@125,H25@1
중간슬래브	좌측단부	3401.2	3401.2	1329.0	1329.0	3625.98	2197.92	1.07	1.65	H32@125,H32@125
	우측단부	2818.6	3171.3	1817.6	1817.6	4275.57	2197.92	1.35	1.21	29@125,H29@125,H29@1
	중앙부	2735.9	2735.9	1100.3	1100.3	3712.39	1452.19	1.36	1.32	H32@125,H32@125

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 기초지반의 내부마찰각 : Φ = 42.4 °
④ 기 초 부 N 치 : N = 50
⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 27783 MPa ---도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa ---콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준·해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

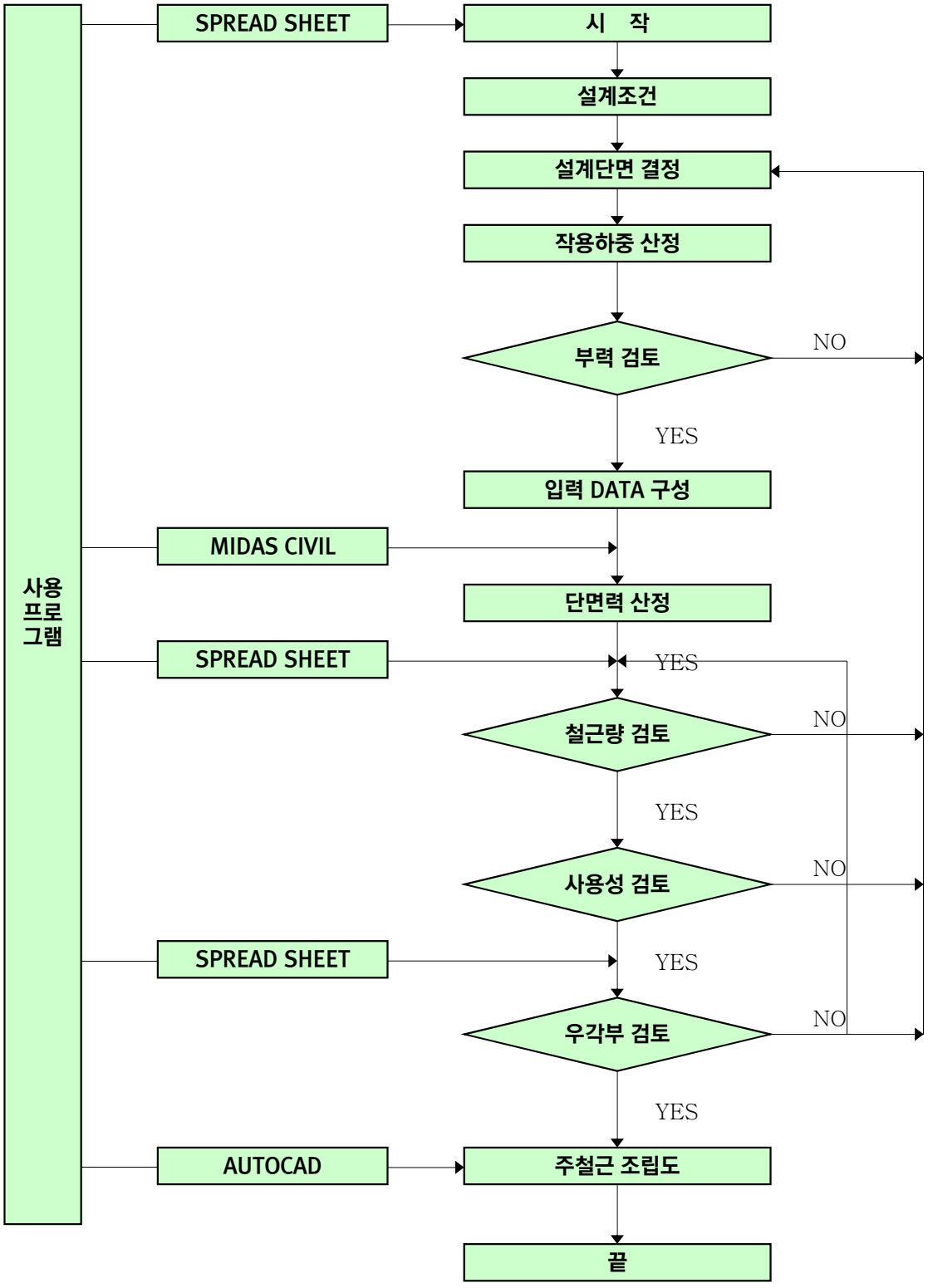
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

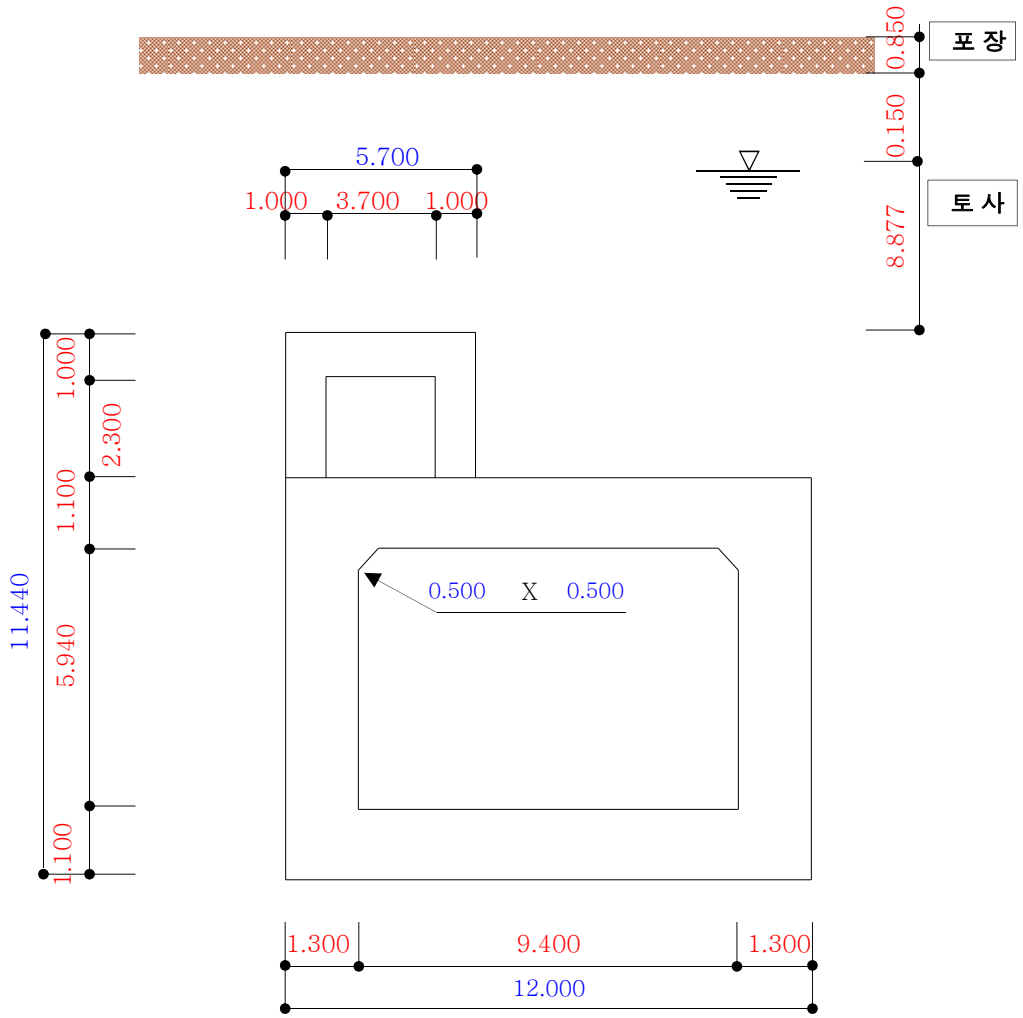
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브	:	1.000	x	5.700	x	25.00				=	142.500	kN
②	측벽1	:	2.300	x	1.000	x	25.00	x	2 ea		=	115.000	kN
②	측벽2	:	1.300	x	5.940	x	25.00	x	2 ea		=	386.100	kN
④	중간슬라브	:	1.100	x	12.000	x	25.00				=	330.000	kN
③	하부슬라브	:	1.100	x	12.000	x	25.00				=	330.000	kN
④	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 2 ea	=	6.250	kN
											∑ =	1309.850	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	9.027	x	19.000	=	##### kN/㎡
					∑ Wt1	=	191.063 kN/㎡

- 하부반력산정 : 191.063 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	8.877	x	10.000	=	88.770 kN/㎡
					∑ Wt2	=	111.170 kN/㎡

- 하부반력산정 : 111.170 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 10.00 kN/㎡

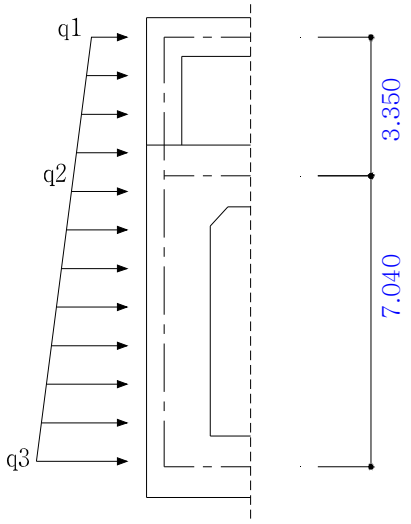
하부반력산정 : = 10.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 8.877 x 19.00) = 94.107 kN/㎡

q2 = 94.11 + 0.500 x 3.350 x 19.00 = 125.932 kN/㎡

q3 = 125.93 + 0.500 x 7.040 x 19.00 = 192.812 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

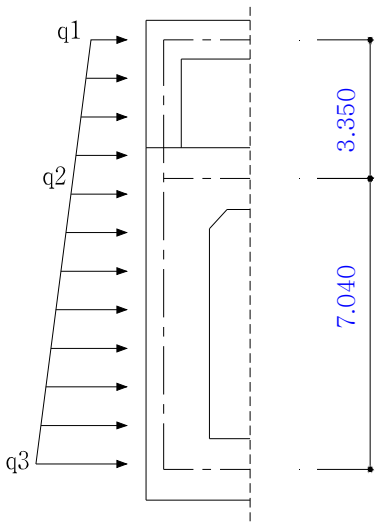
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 54.835 kN/㎡

+ 8.727 x 10.00)

q2 = 54.84 + 0.500 x 3.350 x 10.00 = 71.585 kN/㎡

q3 = 71.59 + 0.500 x 7.040 x 10.00 = 106.785 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 8.727 x 10.000 = 87.270 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 8.727 x 10.000 = 87.270 kN/㎡

qw2 = 87.270 + 3.350 x 10.000 = 120.770 kN/㎡

qw3 = 120.770 + 7.040 x 10.000 = 191.170 kN/㎡

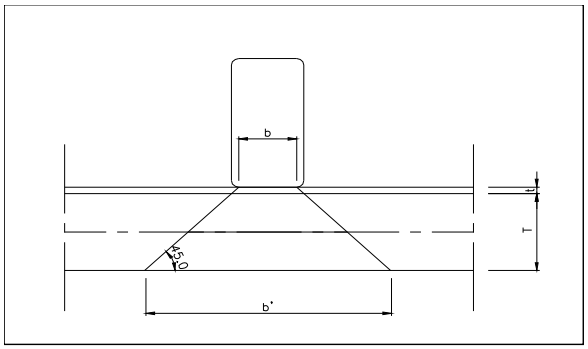
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 191.17 + 0.550 x 10.000 = 196.670 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5.000 kN

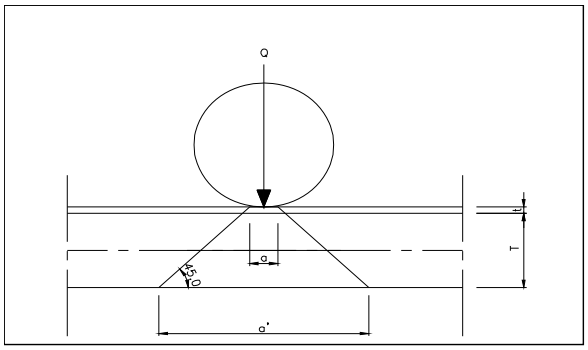
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.200 m

b' = 0.500 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.980 m



a' = 0.200 + 2 x (1.200 + 0.040) x cot 45° = 2.680 m

Qz = 96.00 / (2.980 x 2.680)

= 12.020 kN/m²

7) 건조수축

- 15°C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15°C

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브	:			=	142.500	kN
②	측벽	:			=	501.100	kN
③	하부슬라브	:			=	330.000	kN
④	헌치				=	6.250	kN
④	중간슬라브	:			=	330.000	KN
⑤	벽체	:			=	0.000	KN
-	연직토압	:	191.063 x	12.000	=	2292.756	kN
-	상부활하중	:	10.000 x	12.000	=	120.000	kN
-	내부활하중	:	5.000 x	9.400	=	47.000	kN
					Σ =	3769.606	kN

Qmax1 = 3769.606 / 12.000 + 12.020 = **326.154** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브	:			=	142.500	kN
②	측벽	:			=	501.100	kN
③	하부슬라브	:			=	330.000	kN
④	헌치				=	6.250	kN
④	중간슬라브	:			=	330.000	kN
⑤	벽체	:			=	0.000	KN
-	연직하중	:	111.170 x	12.000	=	1334.040	KN
-	상부활하중	:			=	120.000	kN
-	내부활하중	:			=	47.000	kN
					Σ =	2810.890	kN

Qmax1 = 2810.890 / 12.000 + 12.020 = **246.261** kN/m²

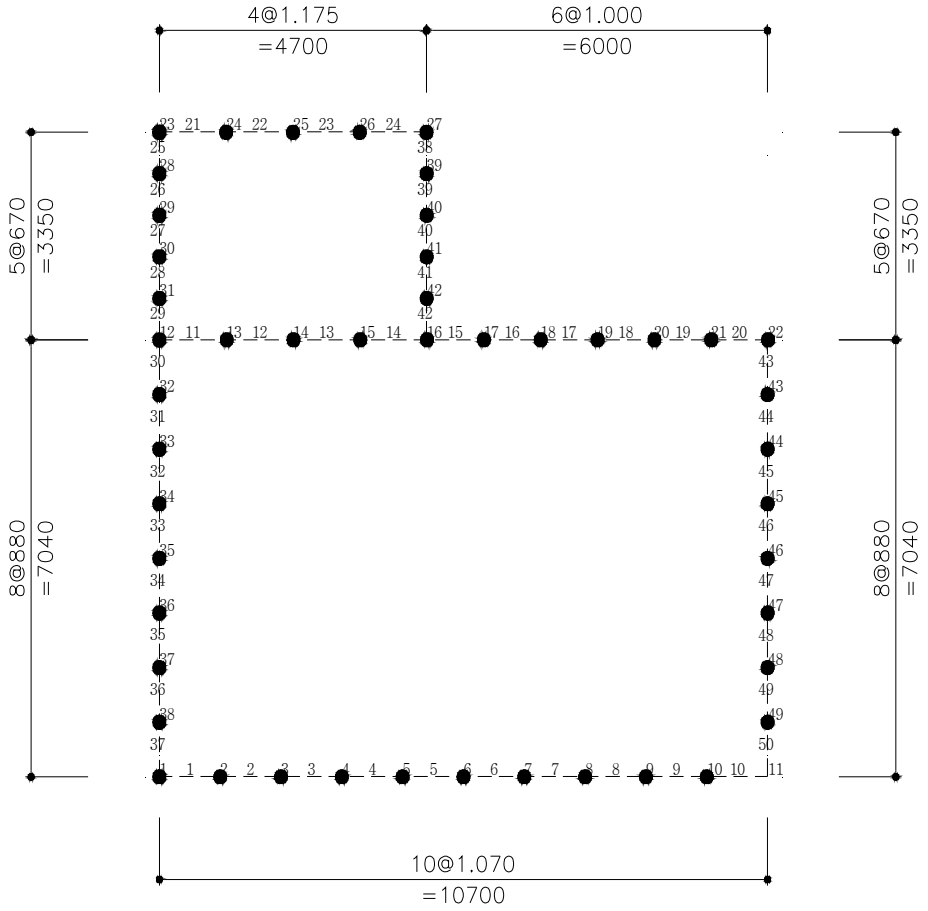
∵ **Qmax = 326.154 kN/m²**

(4) 지지력 판정

Qmax = 326.154 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² --- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	21 ~ 24
측 벽	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	25 ~ 29
	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	30 ~ 37
	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	38 ~ 42
	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	43 ~ 50
하부슬래브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	11 ~ 20

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvc = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

Bh = $\sqrt{12.000 \times 12.000}$ = 12.000 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 12.0 / 12.0) / 1.5 = 1.333 > 1

∴ β = 1.000

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (12.000 / 0)$^{-3/4}$ = 10479 kN/m³

Kz(1) = 10479 x 1.0 x (1.300 / 2 + 1.200 / 2) = 13098 kN/m³

Kz(11) = 10479 x 1.0 x (1.300 / 2 + 1.200 / 2) = 13098 kN/m³

Kz(2~10) = 10479 x 1.0 x (1.200 / 2 + 1.200 / 2) = 12574 kN/m³

6. 하중조합

---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 1.000

(상 시)

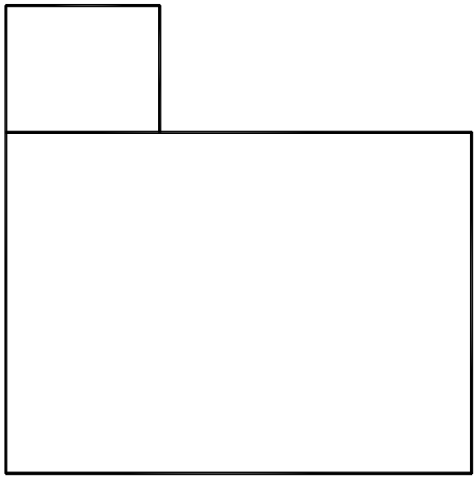
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9	0.8					3.3.7
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.4	1.6	1.4	1.6	1.2		3.3.2
COMB 9		1.2	1.6	1.4	1.6	1.4	1.6		1.2	3.3.2
COMB 10		1.2	1.6	1.4	0.8	1.4	0.8	1.2		3.3.6
COMB 11		1.2	1.6	1.4	0.8	1.4	0.8		1.2	3.3.6
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			3.3.7
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

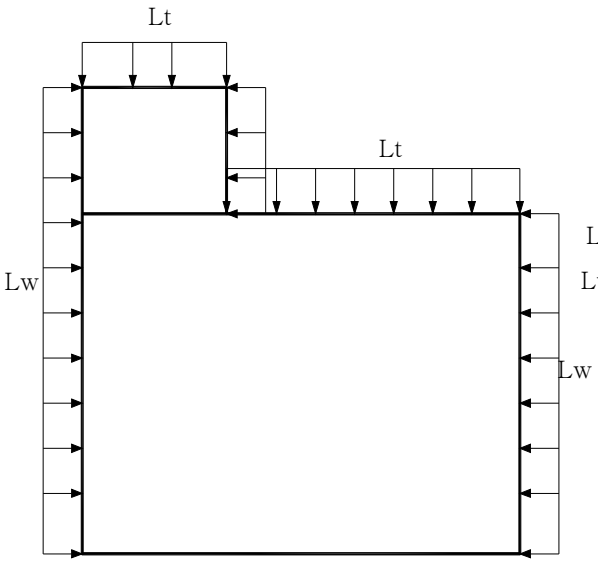
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		3.3.2
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	3.3.2
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		3.3.6
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	3.3.6
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			3.3.7
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



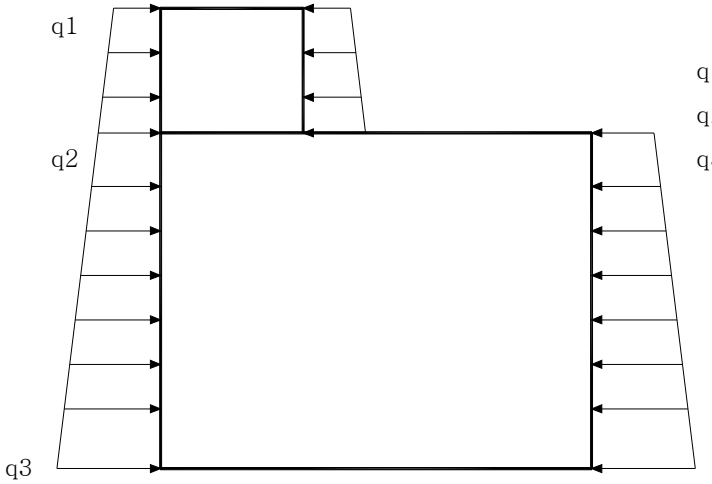
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 10.00 kN/㎡

Lw = 5.00 kN/㎡

4) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)

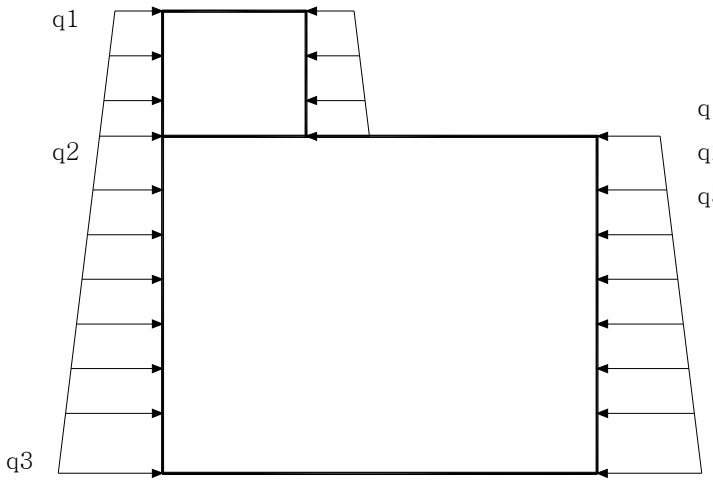


q1 = 94.11 kN/㎡

q2 = 125.93 kN/㎡

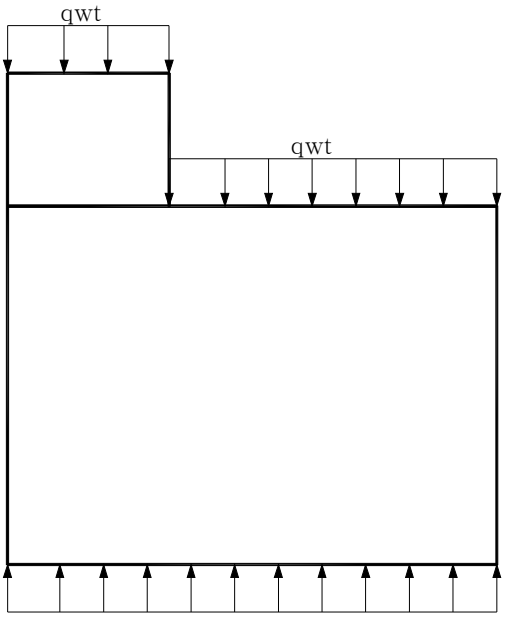
q3 = 192.81 kN/㎡

5) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



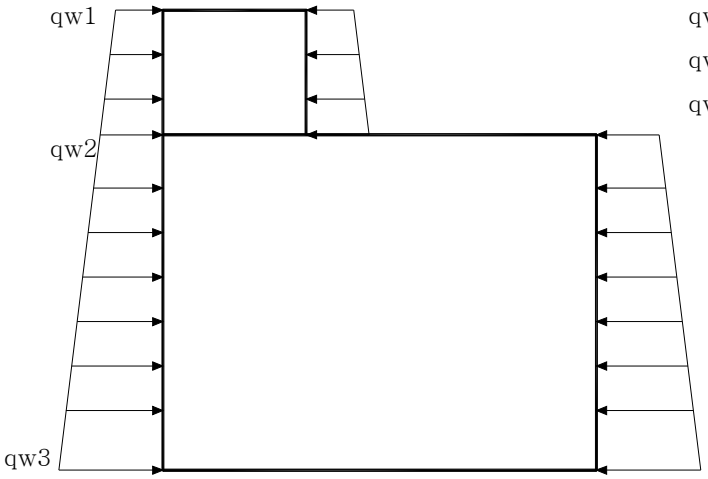
q1 = 54.84 kN/㎡
q2 = 71.59 kN/㎡
q3 = 106.79 kN/㎡

6) CASE 4 - 연 직 수 압



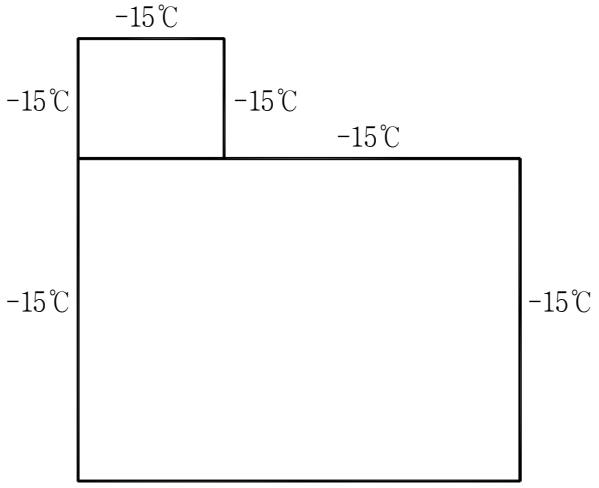
qwt = 87.27 kN/㎡
qwb = 196.67 kN/㎡

7) CASE 5 - 횡 수 압



qw1 = 87.27 kN/㎡
qw2 = 120.77 kN/㎡
qw3 = 191.17 kN/㎡

8) CASE 6 - 건조수축



건조수축

-15 °C

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γ_t : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	**0.57**	0.73	1	**1.4**

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sc	Sc
지진계수	0.13	0.18

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	0
매립토	8	풍화암	50
퇴적토	10	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 10.377 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 13.727 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 20.767 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 12.000 m 구조물 길이 : 12.000 m

구조물 높이 : 11.440 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.000 m (측 벽 -1) 1.000 m (중간슬래브) 1.100 m

(측 벽 -2) 1.300 m (하부슬래브) 1.100 m

⑧ 상재토 제원

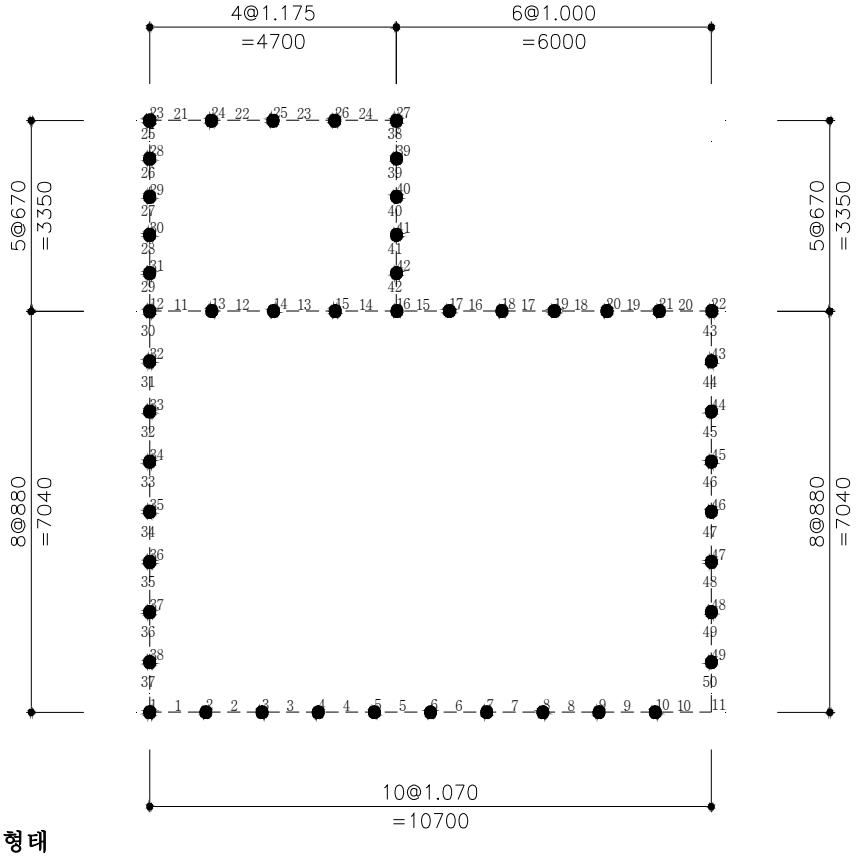
포장두께	0.850	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	8.877	m
전체토피	9.727	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.00	1.000	0.0833333	27783	21 ~ 24
측 벽	1.0	1.00	1.000	0.0833333	27783	25 ~ 29
	1.0	1.30	1.300	0.1830833	27783	30 ~ 37
	1.0	1.00	1.000	0.0833333	27783	38 ~ 42
	1.0	1.30	1.300	0.1830833	27783	43 ~ 50
하부슬래브	1.0	1.10	1.100	0.1109167	27783	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.10	1.100	0.1109167	27783	11 ~ 20

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 8

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 160 = 128 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 128 ^{2} = 33403.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 33403.0 = 88183.92 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 160 = 80 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 80 ^{2} = 13048.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 13048.0 = 34446.72 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 10

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 172.4 = 137.92 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 137.9 ^{2} = 40720.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 40720.0 = 107500.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 86.2 ^{2} = 15906.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 15906.0 = 41991.84 kN/m²

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) : 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × Vo 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 12.00) = 12.000 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 88183.92 = 293946.40 kN/m³

Kv = 293946.40 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 18480.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 18480.90 = 6160.30 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 12.00) = 12.000 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 22529.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 22529.18 = 7509.73 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.44 × 12.00) = 11.717 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kh = 358336.00 × (11.44 / 0.3)^(-3 / 4) = 22936.58 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 22936.58 = 7645.53 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 12.00) = 9.980 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 25869.27 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 25869.27 = 8623.09 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	18481	x (	1.175	/	2	+	0.670	/	2	) =	17049	kN/m³
Kvs(23,27)=	6160	x (	1.175	/	2	+	0.670	/	2	) =	5683	kN/m³
Kv(24~26)=	18481	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2	) =	21715	kN/m³
Kvs(24~26)=	6160	x (	1.175	/	2	+	1.175	/	2	) =	7238	kN/m³

- 측 벽

Kh(28~31)=	22937	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	15368	kN/m³
Khs(28~31)=	7646	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	5123	kN/m³
Kh(32~38)=	22937	x (	0.880	/	2	+	0.880	/	2	) =	20184	kN/m³
Khs(32~38)=	7646	x (	0.880	/	2	+	0.880	/	2	) =	6728	kN/m³
Kh(39~42)=	22937	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	15368	kN/m³
Khs(39~42)=	7646	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	5123	kN/m³
Kh(43~49)=	22937	x (	0.880	/	2	+	0.880	/	2	) =	20184	kN/m³
Khs(43~49)=	7646	x (	0.880	/	2	+	0.880	/	2	) =	6728	kN/m³
Kh(12,22)=	22937	x (	0.880	/	2	+	0.670	/	2	) =	17776	kN/m³
Khs(12,22)=	7646	x (	0.880	/	2	+	0.670	/	2	) =	5925	kN/m³
Kh(1,11)=	22937	x (	0.880	/	2	+	1.070	/	2	) =	22363	kN/m³
Khs(1,11)=	7646	x (	0.880	/	2	+	1.070	/	2	) =	7454	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	22529	x (	0.880	/	2	+	1.070	/	2	) =	21966	kN/m³
Kvs(1,11)=	7510	x (	0.880	/	2	+	1.070	/	2	) =	7322	kN/m³
Kv(2~10)=	22529	x (	1.070	/	2	+	1.070	/	2	) =	24106	kN/m³
Kvs(2~10)=	7510	x (	1.070	/	2	+	1.070	/	2	) =	8035	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~21)=	25869	x (	1.000	/	2	+	1.000	/	2	) =	25869	kN/m³
Kvs(13~21)=	8623	x (	1.000	/	2	+	1.000	/	2	) =	8623	kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 12.00) = 12.000 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 34446.72 = 114822.40 kN/m³

Kv = 114822.40 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 7219.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 7219.08 = 2406.36 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 12.00) = 12.000 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 8800.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8800.32 = 2933.44 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(12.00 × 11.44) = 11.717 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 8959.46 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 8959.46 = 2986.49 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 12.00) = 9.980 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 10105.02 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 10105.02 = 3368.34 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	7219	x (	1.175	/	2	+	0.670	/	2	) =	6660	kN/m³
Kvs(23,27)=	2406	x (	1.175	/	2	+	0.670	/	2	) =	2220	kN/m³
Kv(24~26)=	7219	x (	0.670	/	2	+	1.175	/	2	) =	6660	kN/m³
Kvs(24~26)=	2406	x (	0.670	/	2	+	1.175	/	2	) =	2220	kN/m³

- 측 벽

Kh(28~31)=	8959	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	6003	kN/m³
Khs(28~31)=	2986	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	2001	kN/m³
Kh(32~38)=	8959	x (	0.880	/	2	+	0.880	/	2	) =	7884	kN/m³
Khs(32~38)=	2986	x (	0.880	/	2	+	0.880	/	2	) =	2628	kN/m³
Kh(39~42)=	8959	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	6003	kN/m³
Khs(39~42)=	2986	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	2001	kN/m³
Kh(43~49)=	8959	x (	0.880	/	2	+	0.880	/	2	) =	7884	kN/m³
Khs(43~49)=	2986	x (	0.880	/	2	+	0.880	/	2	) =	2628	kN/m³
Kh(12,22)=	8959	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	6003	kN/m³
Khs(12,22)=	2986	x (	0.670	/	2	+	0.670	/	2	) =	2001	kN/m³
Kh(1,11)=	8959	x (	0.670	/	2	+	1.070	/	2	) =	7795	kN/m³
Khs(1,11)=	2986	x (	0.670	/	2	+	1.070	/	2	) =	2598	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	8800	x (	0.880	/	2	+	1.070	/	2	) =	8580	kN/m³
Kvs(1,11)=	2933	x (	0.880	/	2	+	1.070	/	2	) =	2860	kN/m³
Kv(2~10)=	8800	x (	1.070	/	2	+	1.070	/	2	) =	9416	kN/m³
Kvs(2~10)=	2933	x (	1.070	/	2	+	1.070	/	2	) =	3139	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~21)=	10105	x (	1.000	/	2	+	1.000	/	2	) =	10105	kN/m³
Kvs(13~21)=	3368	x (	1.000	/	2	+	1.000	/	2	) =	3368	kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		ɣ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.084	128.000	80.000	19.000	0.128	0.204
퇴적토	21.351	137.884	86.177	19.000	0.619	0.991
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	25.435	136.297	85.186		0.747	1.195

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.747 = 0.934	1.25 × 1.195 = 1.494

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554	0.18 / (2.5 × 0.13) = 0.554
To(sec)	0.2 × 0.554 = 0.111	0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	109.000	57.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
25.435	136.297 , 85.186	0.18661	24247	0.29858	6631

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.934} = 0.861$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.18 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.494} = 1.102$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.934 \times 0.861}{2 \times \pi} = 0.128$	$\frac{1.494 \times 1.102}{2 \times \pi} = 0.262$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 10.377 m
- 하부슬래브 심도 = 20.767 m
- 기반암 심도(H) = 25.435 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.934 \times \cos(\pi \times 10.377 / (2 \times 25.4)$

$= 0.01942$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.934 \times \cos(\pi \times 20.767 / (2 \times 25.4)$

$= 0.00689$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.494 \times \cos(\pi \times 10.377 / (2 \times 25.4)$

$= 0.06358$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 1.494 \times \cos(\pi \times 20.767 / (2 \times 25.4)$

$= 0.02255$

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준								
Po =	6160.30	× (	0.01942	-	0.00689	) =	77.199	kN/m²
붕괴방지수준								
Po =	2406.36	× (	0.06358	-	0.02255	) =	98.734	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \bullet Sv \bullet Tg \bullet \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	10.377	0.0194	0.0144	330.00	0.0636	0.0471	422.04
q2	11.047	0.0188	0.0138	315.87	0.0616	0.0451	403.98
q3	11.717	0.0182	0.0131	301.01	0.0594	0.0430	384.97
q4	12.387	0.0175	0.0124	285.44	0.0572	0.0407	365.05
q5	13.057	0.0168	0.0117	269.17	0.0549	0.0384	344.26
q6	13.937	0.0158	0.0108	246.82	0.0517	0.0352	315.67
q7	14.817	0.0148	0.0097	223.40	0.0484	0.0319	285.71
q8	15.697	0.0137	0.0087	198.97	0.0449	0.0284	254.47
q9	16.577	0.0126	0.0076	173.62	0.0413	0.0248	222.05
q10	17.457	0.0115	0.0064	147.42	0.0375	0.0210	188.54
q11	18.337	0.0103	0.0053	120.43	0.0337	0.0172	154.03
q12	19.217	0.0091	0.0040	92.76	0.0297	0.0132	118.63
q13	20.097	0.0078	0.0028	64.46	0.0257	0.0092	82.45
q14	20.977	0.0066	0.0016	35.64	0.0216	0.0051	45.58
q15	22.047	0.0050	0.0000	0.00	0.0165	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 20.78$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 35.11$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 27.95$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 18.61$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 31.44$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 25.02$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎥)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 10.38)
= 1.560 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 10.38)
= 3.840 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.100 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 20.77)
= 1.400 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.100 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 20.77)
= 3.450 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 1.000 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 15.57)
= 1.420 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.000 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 15.57)
= 3.490 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 18.17)
= 1.750 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 18.17)
= 4.300 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.100 × 25.0 × 0.074 × (1 - 0.015 × 13.73)
= 1.620 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.100 × 25.0 × 0.182 × (1 - 0.015 × 13.73)
= 3.970 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.400
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.400
LC3	0.900	0.900		1.000		1.400
LC4	0.900	0.900		0.500		1.400

2) 지진시(붕괴방지수준)

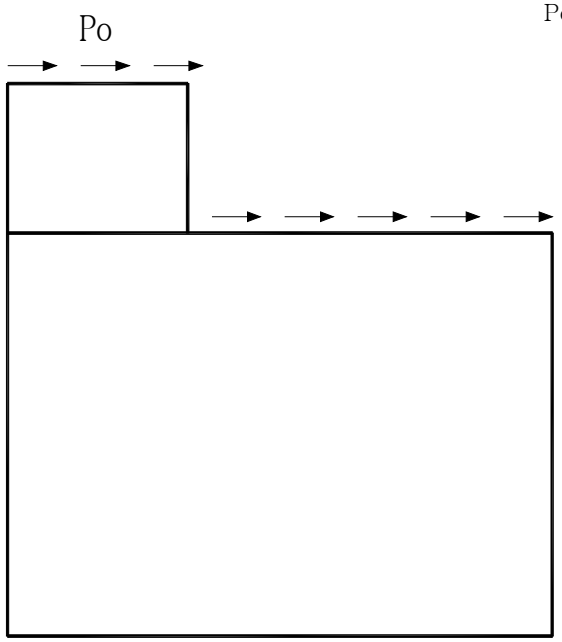
구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

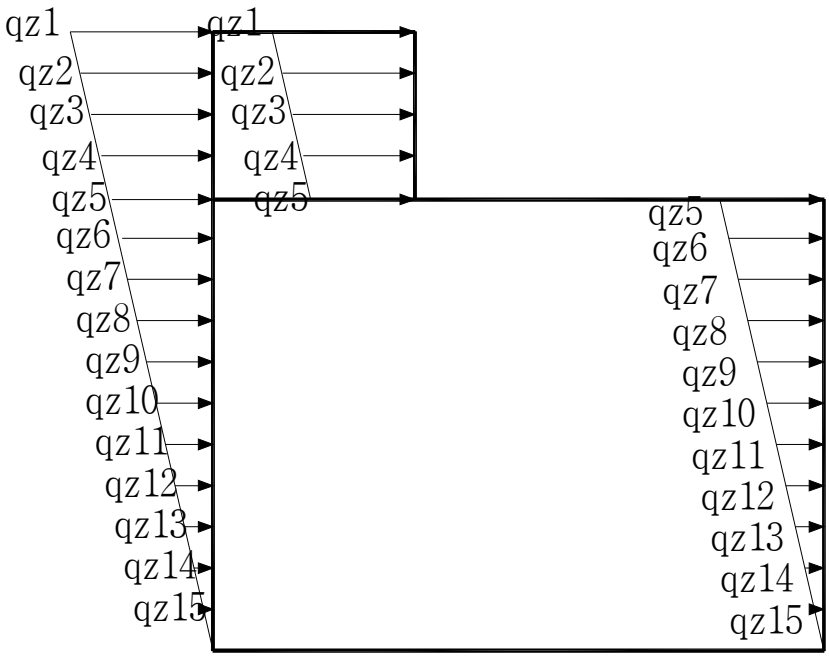
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)

Po = 77.20 kN/㎡

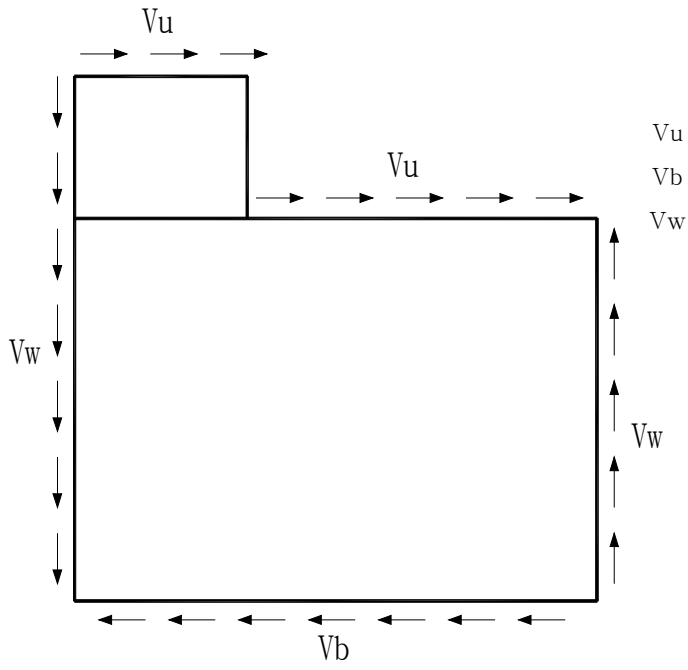


2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



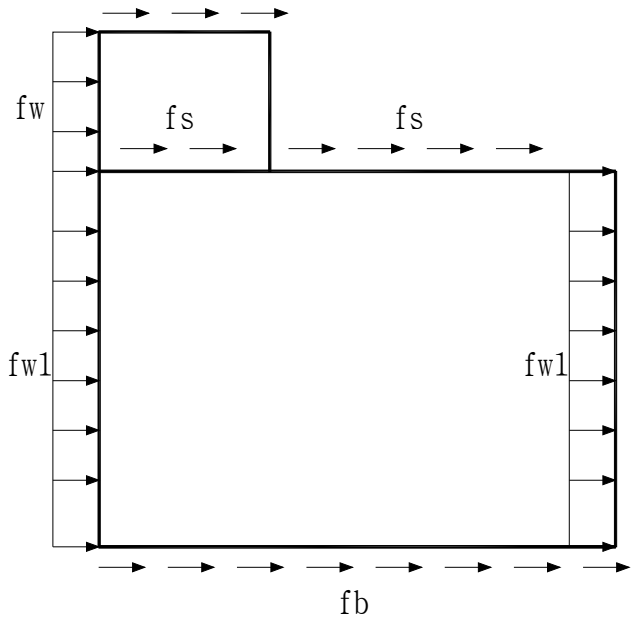
qz1	=	330.00	kN/㎡
qz2	=	315.87	kN/㎡
qz3	=	301.01	kN/㎡
qz4	=	285.44	kN/㎡
qz5	=	269.17	kN/㎡
qz6	=	246.82	kN/㎡
qz7	=	223.40	kN/㎡
qz8	=	198.97	kN/㎡
qz9	=	173.62	kN/㎡
qz10	=	147.42	kN/㎡
qz11	=	120.43	kN/㎡
qz12	=	92.76	kN/㎡
qz13	=	64.46	kN/㎡
qz14	=	35.64	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



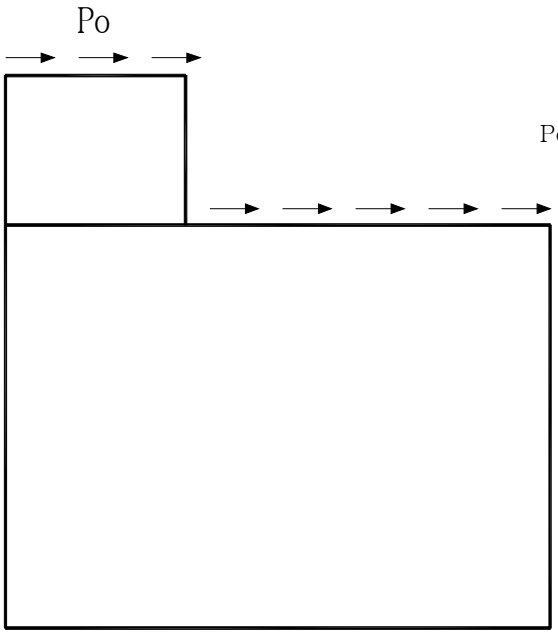
Vu = 20.78 kN/㎡
Vb = 35.11 kN/㎡
Vw = 27.95 kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



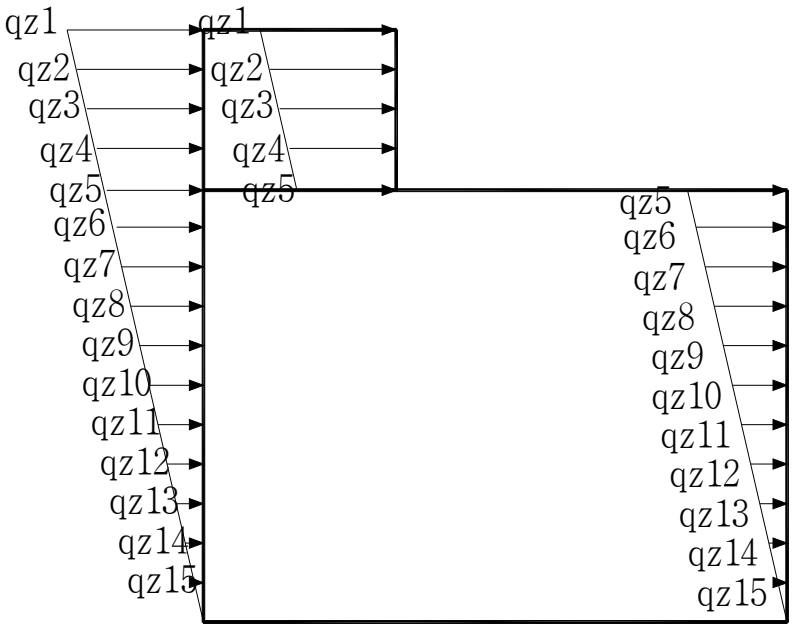
fu = 1.56 kN/m
fb = 1.40 kN/m
fw = 1.42 kN/m
fw1 = 1.75 kN/m
fs = 1.62 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



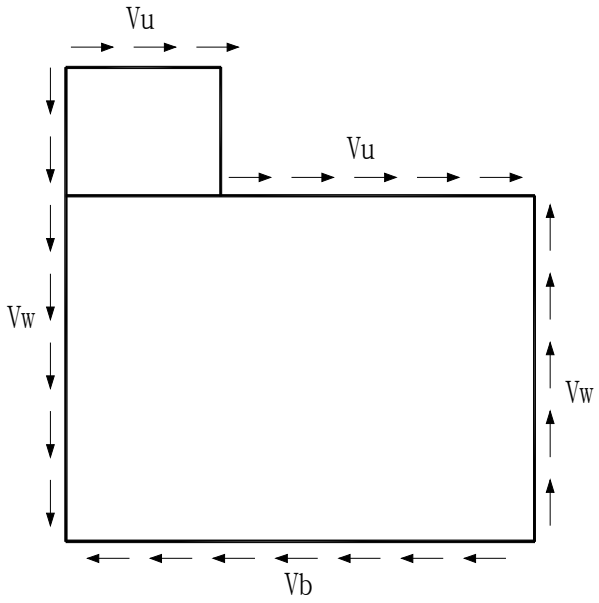
Po = 98.73 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



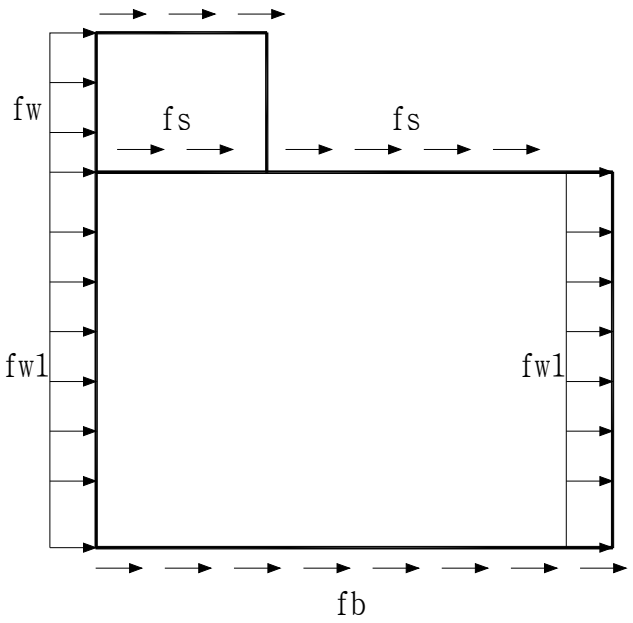
qz1	=	422.04	kN/㎡
qz2	=	403.98	kN/㎡
qz3	=	384.97	kN/㎡
qz4	=	365.05	kN/㎡
qz5	=	344.26	kN/㎡
qz6	=	315.67	kN/㎡
qz7	=	285.71	kN/㎡
qz8	=	254.47	kN/㎡
qz9	=	222.05	kN/㎡
qz10	=	188.54	kN/㎡
qz11	=	154.03	kN/㎡
qz12	=	118.63	kN/㎡
qz13	=	82.45	kN/㎡
qz14	=	45.58	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 18.61 kN/㎡
Vb = 31.44 kN/㎡
Vw = 25.02 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 3.84 kN/m
fb = 3.45 kN/m
fw = 3.49 kN/m
fw1 = 4.30 kN/m
fs = 3.97 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

부재력 / 부재		상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	1223.4	1066.7	878.1	655.5	591.2	837.0	702.6	1223.4	1066.7	878.1
2	상부슬래브 우측단부	171.9	602.3	118.5	700.0	587.3	1011.8	751.5	1011.8	751.5	118.5
3	상부슬래브 중앙부	704.1	738.8	510.0	479.9	461.2	732.3	566.0	732.3	738.8	510.0
4	중간슬래브 좌측단부	3401.2	1329.0	2454.2	1885.3	644.1	2580.3	831.5	3401.2	1329.0	2454.2
5	중간슬래브 우측단부	2818.6	1817.6	2035.4	2217.9	877.0	3171.3	1076.0	3171.3	1817.6	2035.4
6	중간슬래브 중앙부	2735.9	1100.3	2048.7	1315.2	583.9	2136.7	878.8	2735.9	1100.3	2048.7
7	하부슬래브 좌측단부	1557.6	1156.0	1119.2	2027.0	638.2	2739.5	737.8	2739.5	1156.0	1119.2
8	하부슬래브 우측단부	3734.3	1945.5	2680.2	1980.7	612.0	2648.2	694.8	3734.3	1945.5	2680.2
9	하부슬래브 중앙부	2044.6	470.2	1512.6	907.1	312.7	1402.4	493.2	2044.6	493.2	1512.6
10	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	1400.8	495.4	1004.8	655.5	414.6	837.0	532.2	1400.8	532.2	1004.8
11	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	756.2	745.3	545.7	317.0	230.5	508.5	272.6	756.2	745.3	545.7
12	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	638.0	360.9	418.6	387.3	358.4	573.3	404.4	638.0	404.4	418.6
13	좌측벽체 상단부(본체)	4040.1	2347.6	2867.0	2261.0	964.5	3129.0	1236.6	4040.1	2347.6	2867.0
14	좌측벽체 중앙부(본체)	842.1	696.4	198.8	1050.5	502.5	1780.8	753.2	1780.8	753.2	198.8
15	좌측벽체 하단부(본체)	1557.6	1149.4	1119.2	2027.0	945.2	2739.5	1050.1	2739.5	1149.4	1119.2
16	우측벽체 상단부(공기정화시설)	171.5	469.7	118.2	700.0	746.8	1011.8	1061.0	1011.8	1061.0	118.2
17	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	447.3	298.0	336.5	1261.4	701.2	795.4	1058.3	1261.4	1058.3	336.5
18	우측벽체 하단부(공기정화시설)	1192.1	941.1	796.9	1248.9	871.3	2009.5	1191.0	2009.5	1191.0	796.9
19	우측벽체 상단부(본체)	2818.8	1502.8	2035.6	2217.9	948.0	3171.3	1243.7	3171.3	1502.8	2035.6
20	우측벽체 중앙부(본체)	774.1	410.5	199.0	939.0	458.2	1654.7	759.0	1654.7	759.0	199.0
21	우측벽체 하단부(본체)	3639.2	1931.3	2612.2	1980.7	929.1	2648.2	1029.0	3639.2	1931.3	2612.2

14. 단면력도

1) 상시

- 모멘트도

계 수 하 중

사 용 하 중

– 전단력도

계 수 하 중

2) 지진시

– 모멘트도

기능 수행 수준

붕괴 방지 수준

– 전단력도

기능 수행 수준

붕괴 방지 수준

15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1223.396	kN.m	· Vu =	1066.748	kN	· M =	878.056	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	85.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 45.281 cm^2 [p = 0.00533]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	> 11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	60.375 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 63.536 cm^2 [p = 0.007475]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0177 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1716.58 kN.m > Mu = 1223.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1066.75 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1066.75 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.679 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.679 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 1066.75 kN

Rm = Md / Mu = 1.40 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007475 + √ [2 × 0.054 + 0.054 ²] = 0.279

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.279 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 878.06 × 1000 / [63.536 × 85.0 × 0.907] = 179.26 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 179.3) − 2.5 x 84 = 229 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 179.3) = 351 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1011.755	kN.m	· Vu =	751.520	kN	· M =	118.464	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 34.796 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	=	0.00350	⇒	MIN As =	31.500	cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒	MIN As =	29.250	cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t			⇒	MIN As =	12.500	cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00350	⇒	MIN As =	31.500	cm^2	> 12.500	cm^2
			4/3·Req As	⇒	MIN As =	46.395	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	51.392	cm^2	[p = 0.00571	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0226 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1494.34 kN.m > Mu = 1011.76 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 751.52 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 751.52 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.928 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.928 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 751.52 kN

Rm = Md / Mu = 1.48 Rs = Φv Vn / Vu = 1.73

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.00571 + √ [2 × 0.041 + 0.041 ^{2}] = 0.249

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.249 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 118.46 × 1000 / [51.392 × 90.0 × 0.917] = 27.93 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 27.93) − 2.5 x 85.5 = 2606 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 27.93) = 2256 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	732.326	kN.m	· Vu =	738.754	kN	· M =	509.994	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 25.806 cm^2 [p = 0.00297]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	30.450 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	28.275 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	30.450 cm^2	>	11.875 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	34.408 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 25 @ 125 = 40.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 40.536 cm^2 [p = 0.004659]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0302 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1150.37 kN.m > Mu = 732.33 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 738.75 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 738.75 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.535 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.535 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 365.42 = 962.98 kN > Vu = 738.75 kN

Rm = Md / Mu = 1.57 Rs = Φv Vn / Vu = 1.30

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.004659 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ^{2}] = 0.227

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 509.99 × 1000 / [40.536 × 87.0 × 0.924] = 156.51 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 156.5) − 2.5 x 67.5 = 334 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 156.5) = 403 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	2739.473	kN.m	· Vu =	1155.993	kN	· M =	1119.184	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 97.652 cm^2 [p = 0.01028]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2	>	13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	130.203 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	143.320	cm^2	[p = 0.015086]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0072 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4020.61 kN.m > Mu = 2739.47 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1155.99 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1155.99 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.532 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 2.532 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 kN > Vu = 1155.99 kN

Rm = Md / Mu = 1.47 Rs = Φv Vn / Vu = 1.90

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015086 + √ [2 × 0.109 + 0.109 ^{2}] = 0.37

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.37 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 1119.18 × 1000 / [143.320 × 95.0 × 0.877] = 93.73 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 93.73) − 2.5 x 85.5 = 626 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 93.73) = 672 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	3734.328	kN.m	· Vu =	1945.471	kN	· M =	2680.160	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 133.115 cm^2 [p = 0.01401]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 33.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 30.875 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 13.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 33.250 cm^2 > 13.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 177.487 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	143.320	cm^2	[p = 0.015086]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0072 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4020.61 kN.m > Mu = 3734.33 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1945.47 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1945.47 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 6.480 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 6.480 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 kN > Vu = 1945.47 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015086 + √ [2 × 0.109 + 0.109 ^{2}] = 0.37

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.37 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 2680.16 × 1000 / [143.320 × 95.0 × 0.877] = 224.46 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 224.5) − 2.5 x 85.5 = 137 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 224.5) = 281 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	2044.588	kN.m	· Vu =	493.212	kN	· M =	1512.591	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	97.0	cm	· 전단력 d =	97.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 68.300 cm^2 [p = 0.00704]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	31.525 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950 cm^2	> 13.125	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	91.067 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	102.784	cm^2	[p = 0.010596]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0115 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3076.80 kN.m > Mu = 2044.59 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 630.03 kN > Vu = 493.21 kN

· 1/2·Φv Vc = 315.02 kN < Vu = 493.21 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 630.03 + 750.97 = 1381.00 kN > Vu = 493.21 kN

Rm = Md / Mu = 1.50 Rs = Φv Vn / Vu = 2.80

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.010596 + √ [2 × 0.076 + 0.076 ²] = 0.322

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.322 / 3 = 0.893

fs = M / [As·d·j]

= 1512.59 × 1000 / [102.784 × 97.0 × 0.893] = 169.89 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 169.9) − 2.5 x 65.5 = 300 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 169.9) = 371 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1400.814	kN.m	· Vu =	532.230	kN	· M =	1004.783	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	85.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 51.847 cm^2 [p = 0.00610]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 29.750 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 27.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 29.750 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 69.129 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p = 0.007475]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0177 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1716.58 kN.m > Mu = 1400.81 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN > Vu = 532.23 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 532.23 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 532.23 kN

Rm = Md / Mu = 1.23 Rs = Φv Vn / Vu = 2.44

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 12.0 = 16666.7 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007475 + √ [2 × 0.054 + 0.054 ^{2}] = 0.279

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.279 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 1004.78 × 1000 / [63.536 × 85.0 × 0.907] = 205.13 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 205.1) − 2.5 x 84 = 174 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 205.1) = 307 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	756.171	kN.m	· Vu =	745.345	kN	· M =	545.697	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	92.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 24.905 cm^2 [p = 0.00271]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	33.207 cm^2			

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As = H 22 @ 125 = 30.968 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 30.968 cm^2 [p = 0.003366]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0405 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 940.27 kN.m > Mu = 756.17 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 745.35 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 745.35 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.606 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.606 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 365.42 = 962.98 kN > Vu = 745.35 kN

Rm = Md / Mu = 1.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.29

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.003366 + √ [2 × 0.024 + 0.024 ^{2}] = 0.197

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.197 / 3 = 0.934

fs = M / [As·d·j]

= 545.70 × 1000 / [30.968 × 92.0 × 0.934] = 205.07 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 205.1) − 2.5 x 69 = 212 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 205.1) = 307 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	638.019	kN.m	· Vu =	404.396	kN	· M =	418.624	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	85.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 23.615 cm^2 [p = 0.00278]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	31.487 cm^2			

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL =		63.536	cm^2	[p =	0.007475]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0177 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1716.58 kN.m > Mu = 638.02 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN > Vu = 404.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 404.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 404.40 kN

Rm = Md / Mu = 2.69 Rs = Φv Vn / Vu = 3.21

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007475 + √ [2 × 0.054 + 0.054 ^{2}] = 0.279

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.279 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 418.62 × 1000 / [63.536 × 85.0 × 0.907] = 85.46 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 85.46) − 2.5 x 84 = 711 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 85.46) = 737 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	4040.090	kN.m	· Vu =	2347.648	kN	· M =	2867.001	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 114.338 cm^2 [p = 0.00994]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 152.451 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.01105	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4490.07 kN.m > Mu = 4040.09 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 2347.65 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 2347.65 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 6.534 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 6.534 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 1858.08 = 2637.50 kN > Vu = 2347.65 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01105 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ^{2}] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 2867.00 × 1000 / [127.072 × 115.0 × 0.891] = 220.19 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 220.2) − 2.5 x 84 = 148 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 220.2) = 286 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	1780.789	kN.m	· Vu =	753.176	kN	· M =	198.830	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	117.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 47.643 cm^2 [p = 0.00407]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.950	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	38.025	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.625	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.950	cm^2	> 15.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	63.524	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p = 0.006929]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0190 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3030.30 kN.m > Mu = 1780.79 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN > Vu = 753.18 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 753.18 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 944.52 = 1736.93 kN > Vu = 753.18 kN

Rm = Md / Mu = 1.70 Rs = Φv Vn / Vu = 2.31

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.006929 + √ [2 × 0.05 + 0.05 ²] = 0.27

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.27 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 198.83 × 1000 / [81.072 × 117.0 × 0.91] = 23.03 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 23.03) − 2.5 x 67.5 = 3251 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 23.03) = 2736 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	2739.473	kN.m	· Vu =	1149.449	kN	· M =	1119.189	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 78.600 cm^2 [p = 0.00683]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.250 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	37.375 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.625 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.250 cm^2	>	15.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	104.800 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	143.320	cm^2	[p = 0.012463	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0092 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4995.19 kN.m > Mu = 2739.47 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1149.45 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1149.45 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.542 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 1.542 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 1858.08 = 2637.50 kN > Vu = 1149.45 kN

Rm = Md / Mu = 1.82 Rs = Φv Vn / Vu = 2.29

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.012463 + √ [2 × 0.09 + 0.09 ^{2}] = 0.343

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.343 / 3 = 0.886

fs = M / [As·d·j]

= 1119.19 × 1000 / [143.320 × 115.0 × 0.886] = 76.64 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 76.64) − 2.5 x 85.5 = 814 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 76.64) = 822 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1011.755	kN.m	· Vu =	1060.959	kN	· M =	118.165	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 34.796 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.250 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	46.395 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	51.392	cm^2	[p = 0.00571]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0226 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1494.34 kN.m > Mu = 1011.76 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1060.96 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1060.96 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.647 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.647 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 584.57 + 1031.40 = 1615.97 kN > Vu = 1060.96 kN

Rm = Md / Mu = 1.48 Rs = Φv Vn / Vu = 1.52

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.00571 + √ [2 × 0.041 + 0.041 ^{2}] = 0.249

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.249 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 118.17 × 1000 / [51.392 × 90.0 × 0.917] = 27.86 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 27.86) − 2.5 x 85.5 = 2613 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 27.86) = 2261 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1261.366	kN.m	· Vu =	1058.319	kN	· M =	336.501	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	92.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 42.389 cm^2 [p = 0.00461]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (5,139 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 8.96 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	56.519 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 29 @ 125 = 51.392 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 51.392 cm^2 [p = 0.005586]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1529.29 kN.m > Mu = 1261.37 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1058.32 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1058.32 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 5.008 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 5.008 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 527.16 = 1124.72 kN > Vu = 1058.32 kN

Rm = Md / Mu = 1.21 Rs = Φv Vn / Vu = 1.06

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.005586 + √ [2 × 0.04 + 0.04 ²] = 0.246

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.246 / 3 = 0.918

fs = M / [As·d·j]

= 336.50 × 1000 / [51.392 × 92.0 × 0.918] = 77.53 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 77.53) − 2.5 x 65.5 = 852 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 77.53) = 813 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	2009.466	kN.m	· Vu =	1190.973	kN	· M =	796.860	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 75.728 cm^2 [p = 0.00870]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	30.450 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	28.275 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	30.450 cm^2	>	11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	100.971 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	102.784	cm^2	[p = 0.011814	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0101 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2727.33 kN.m > Mu = 2009.47 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1190.97 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1190.97 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.225 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.225 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 1054.32 = 1651.88 kN > Vu = 1190.97 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 1.39

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.011814 + √ [2 × 0.085 + 0.085 ²] = 0.336

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.336 / 3 = 0.888

fs = M / [As·d·j]

= 796.86 × 1000 / [102.784 × 87.0 × 0.888] = 100.35 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 100.4) − 2.5 x 65.5 = 621 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 100.4) = 628 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	3171.313	kN.m	· Vu =	1502.819	kN	· M =	2035.593	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 91.837 cm^2 [p = 0.00799]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15,418 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 26.87 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.250	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	37.375	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.625	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.250	cm^2	> 15.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	122.449	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL		=	154.176	cm^2	[p = 0.013407	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 26.872 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 31.614 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0084 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5323.97 kN.m > Mu = 3171.31 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1502.82 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1502.82 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.014 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.014 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 1375.20 = 2154.62 kN > Vu = 1502.82 kN

Rm = Md / Mu = 1.68 Rs = Φv Vn / Vu = 1.43

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013407 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ^{2}] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 2035.59 × 1000 / [154.176 × 115.0 × 0.882] = 130.17 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 130.2) − 2.5 x 85.5 = 391 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 130.2) = 484 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	1654.693	kN.m	· Vu =	758.994	kN	· M =	198.963	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	122.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 41.787 cm^2 [p = 0.00343]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	42.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	39.650 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	16.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	42.700 cm^2	>	16.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	55.716 cm^2			

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p =	0.005208]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0251 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2515.86 kN.m > Mu = 1654.69 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN > Vu = 758.99 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 758.99 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 699.06 = 1491.47 kN > Vu = 758.99 kN

Rm = Md / Mu = 1.52 Rs = Φv Vn / Vu = 1.97

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.005208 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ^{2}] = 0.239

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.239 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 198.96 × 1000 / [63.536 × 122.0 × 0.92] = 27.9 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 27.9) − 2.5 x 64 = 2663 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 27.9) = 2258 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	3639.246	kN.m	· Vu =	1931.322	kN	· M =	2612.244	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	117.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 102.418 cm^2 [p = 0.00875]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.950 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	38.025 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.625 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.950 cm^2	>	15.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	136.557 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	143.320	cm^2	[p = 0.01225	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0095 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5092.65 kN.m > Mu = 3639.25 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 1931.32 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 1931.32 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.668 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.668 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 1398.12 = 2190.53 kN > Vu = 1931.32 kN

Rm = Md / Mu = 1.40 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01225 + √ [2 × 0.088 + 0.088 ^{2}] = 0.341

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.341 / 3 = 0.886

fs = M / [As·d·j]

= 2612.24 × 1000 / [143.320 × 117.0 × 0.886] = 175.83 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 175.8) − 2.5 x 65.5 = 284 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 175.8) = 358 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	110	cm						
· Mu =	3401.175	kN.m	· Vu =	1329.033	kN	· M =	2454.184	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 119.195 cm^2 [p = 0.01255]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250	cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	158.927	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.013376]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3625.98 kN.m > Mu = 3401.18 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1329.03 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1329.03 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.398 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 3.398 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 kN > Vu = 1329.03 kN

Rm = Md / Mu = 1.07 Rs = Φv Vn / Vu = 1.65

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013376 + √ [2 × 0.096 + 0.096 ²] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 2454.18 × 1000 / [127.072 × 95.0 × 0.882] = 230.5 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 230.5) − 2.5 x 84 = 132 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 230.5) = 273 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	110	cm						
· Mu =	3171.313	kN.m	· Vu =	1817.629	kN	· M =	2035.448	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 114.355 cm^2 [p = 0.01204]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15,418 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 26.87 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	152.473 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]		
	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]		
	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]		
	TOTAL	= 154.176	cm^2	[p =	0.016229]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 26.872 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 31.614 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0065 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4275.57 kN.m > Mu = 3171.31 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1817.63 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1817.63 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 5.841 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 5.841 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 kN > Vu = 1817.63 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.21

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016229 + √ [2 × 0.117 + 0.117 ²] = 0.38

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.38 / 3 = 0.873

fs = M / [As·d·j]

= 2035.45 × 1000 / [154.176 × 95.0 × 0.873] = 159.19 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 159.2) − 2.5 x 85.5 = 281 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 159.2) = 396 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	110	cm						
· Mu =	2735.870	kN.m	· Vu =	1100.269	kN	· M =	2048.717	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	97.0	cm	· 전단력 d =	102.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 93.648 cm^2 [p = 0.00965]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	31.525	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950	cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	124.864	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.0131]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0087 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3712.39 kN.m > Mu = 2735.87 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 662.51 kN < Vu = 1100.27 kN

· 1/2·Φv Vc = 331.26 kN < Vu = 1100.27 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.292 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 4.292 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 662.51 + 789.68 = 1452.19 kN > Vu = 1100.27 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 1.32

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.0131 + √ [2 × 0.094 + 0.094 ^{2}] = 0.35

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.35 / 3 = 0.883

fs = M / [As·d·j]

= 2048.72 × 1000 / [127.072 × 97.0 × 0.883] = 188.23 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 188.2) − 2.5 x 64 = 258 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 188.2) = 335 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.000	m²			
필요 배력철근량 :									
단면적의 0.002	=	0.0020	x	1.000	=	2000.0	㎟		
0.0015hb	=	0.0015	x	1.000	x	1.000	=	1500.0	㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.0	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.0	㎟		
						1986.0	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3000 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,100 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.100	m²			
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.100	=	2200.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]	
0.0015hb	=	0.0015	x	1.100	x	1.000	=	1650.0	㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3300 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,300 mm 부

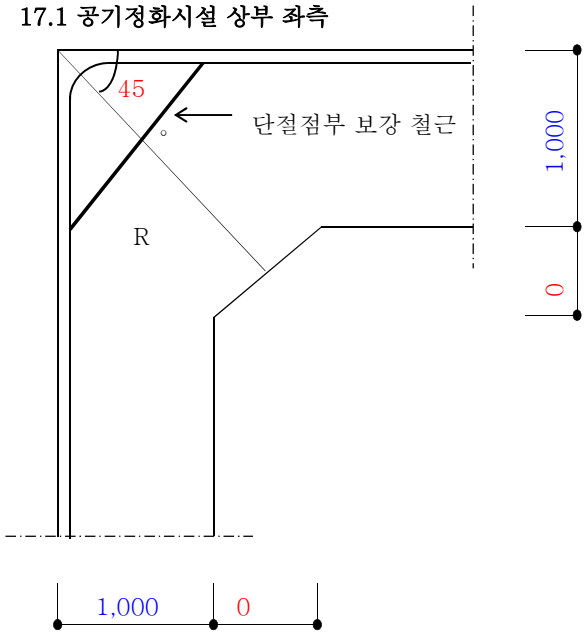
M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.300	m²			
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.300	=	2600.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]	
0.0015hb	=	0.0015	x	1.300	x	1.000	=	1950.0	㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟		--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3900 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

17. 우각부 검토

17.1 공기정화시설 상부 좌측



R = $\sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2}$

= 1,414 mm

Mo = 878.1 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 878.056 \times 10^6}{1{,}414 \times 1{,}000} = 2.195 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 878.06 \times 10^6}{1{,}414.214 \times 180} = 6{,}899 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

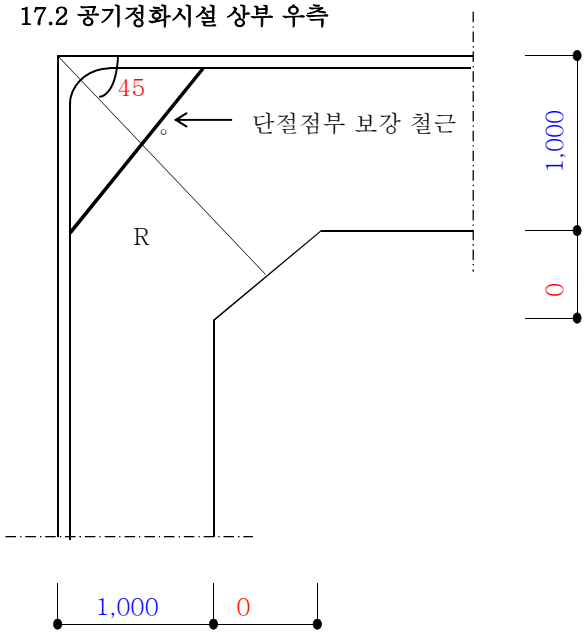
8,316 mm² > 6,899 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1414 = 0.92 m 이내에 배치

17.2 공기정화시설 상부 우측



R = $\sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2}$ = 1,414 mm

Mo = 118.5 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$ = 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 118.464 \times 10^6}{1,414 \times 1,000} = 0.296 \text{ MPa}$$

fmax < fca 이므로 보강철근 필요 없음

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 118.46 \times 10^6}{1,414.214 \times 180} = 931 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

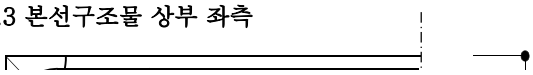
7,709 mm² > 931 mm² -O.K-

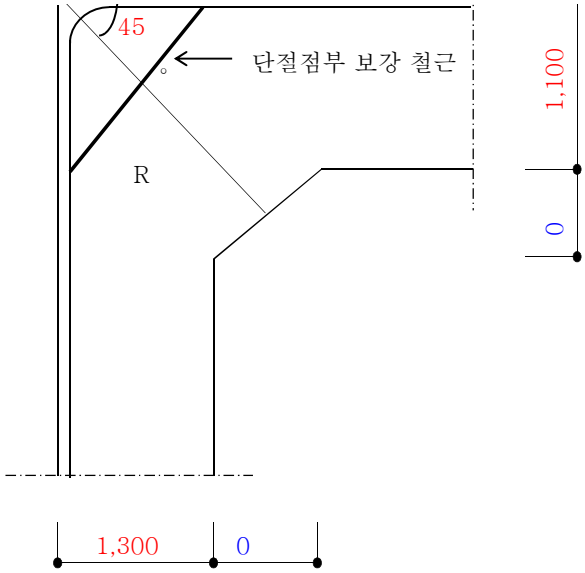
(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1414 = 0.92 m 이내에 배치

17.3 본선구조물 상부 좌측





R = $\sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$

= 1,703 mm

Mo = 2454.2 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2454.184 \times 10^6}{1,703 \times 1,000} = 4.231 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2454.18 \times 10^6}{1,702.939 \times 180} = 16,013 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

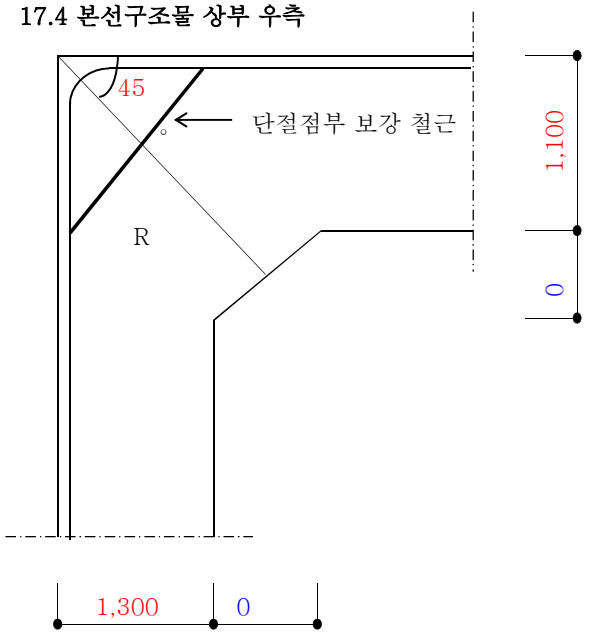
19,061 mm² > 16,013 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

17.4 본선구조물 상부 우측



R = $\sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$ = 1,703 mm

Mo = 2035.4 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$ = 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2035.448 \times 10^6}{1,703 \times 1,000} = 3.509 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2035.45 \times 10^6}{1,702.939 \times 180} = 13,281 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
As = 2단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
3단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

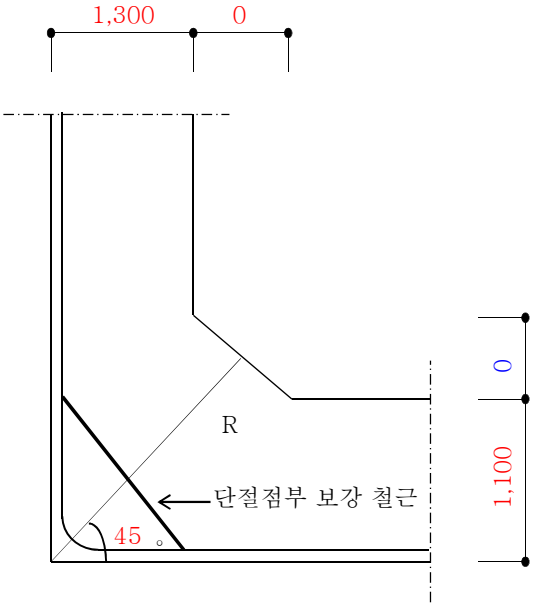
▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
3단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
23,126 mm² > 13,281 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치
X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

17.5 하부 단부(좌측)



R = $\sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$

= 1,703 mm

Mo = 1119.2 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = $0.13\sqrt{fck}$

= $0.13\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1119.184 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 1.930 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1119.18 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 7{,}302 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

2단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

3단 H 25 @ 250 : 2,027 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

3단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

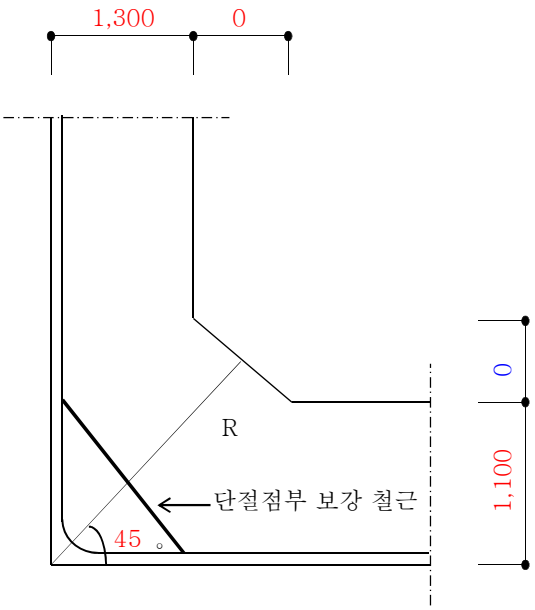
21,498 mm² > 7,302 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

17.6 하부 단부(우측)



R = $\sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$

= 1,703 mm

Mo = 2680.2 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = $0.13\sqrt{fck}$

= $0.13\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2680.16 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 4.621 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2680.16 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 17{,}487 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H	29	@	250	:	2,570 mm²
	2단	H	29	@	250	:	2,570 mm²
	3단	H	25	@	250	:	2,027 mm²

▣ 필요철근량

As =	1단	H	29	@	125	:	5,139 mm²
	2단	H	29	@	125	:	5,139 mm²
	3단	H	25	@	125	:	4,054 mm²

21,498 mm² > 17,487 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

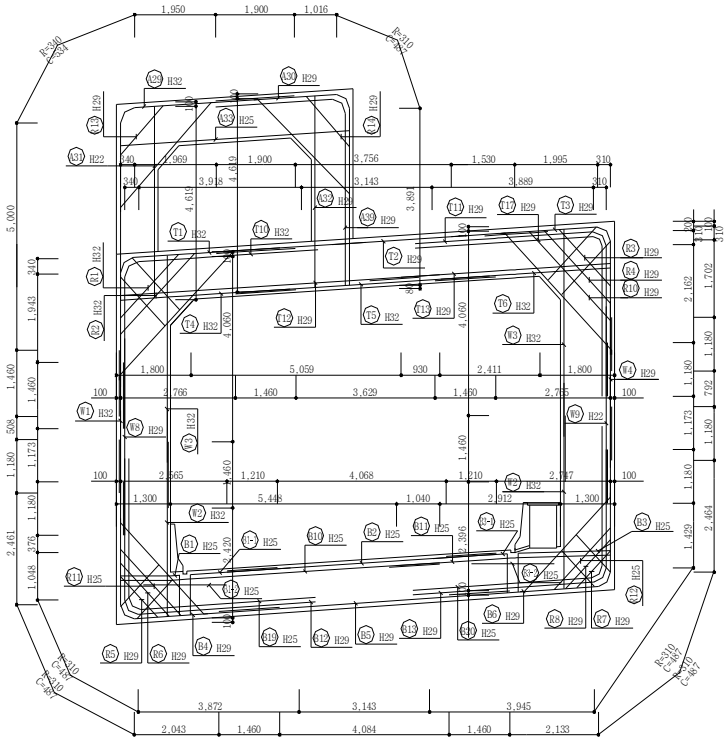
X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

18. 주철근 조립도

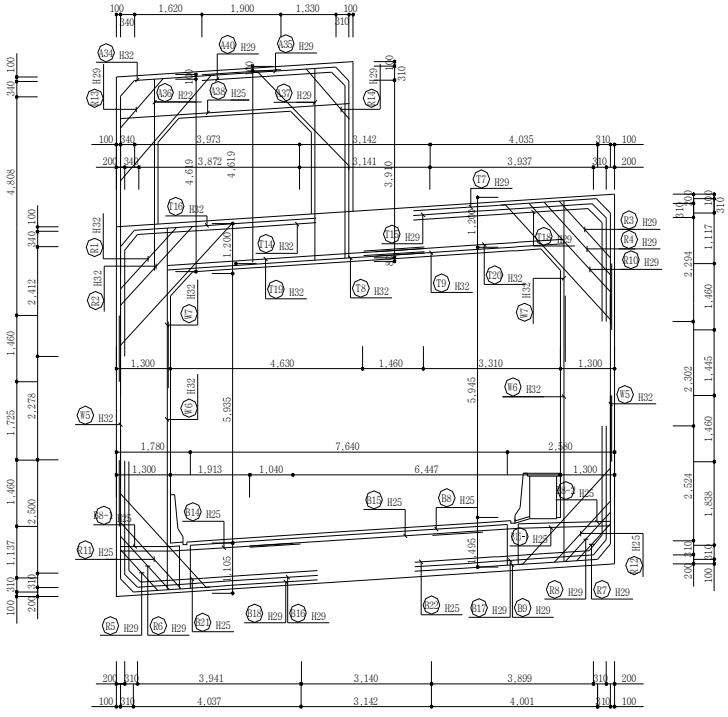
주 철 근 조 립 도

S=1:50

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



Ramp A BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+160.0 (BLOCK2 : B2) - 후반부
▣ 토 피(FH) = 11.72 m　　▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

▨ 구조 설계 요약

◇ 모멘

구 조 계 산 서									
부 재		작용력(모멘트)		작용력(전단력)		저 항 력		안전율	
		상 시	지 진 시	상 시	지 진 시	모멘트	전단력	모멘트	전단력
상부슬래브	좌측단부	979.8	2836.5	594.7	820.2	3193.93	1040.69	1.13	1.27
	우측단부	1397.9	2836.1	720.4	860.1	3193.93	1040.69	1.13	1.21
	중앙부	789.3	1727.3	321.5	527.7	1867.79	830.69	1.08	1.57
하부슬래브	좌측단부	3001.5	3001.5	1648.0	1648.0	4020.61	2197.92	1.34	1.33
	우측단부	2942.7	2942.7	1639.3	1639.3	4020.61	2197.92	1.37	1.34
	중앙부	2114.7	2529.1	383.4	418.6	3076.80	1381.00	1.22	3.30
좌측 벽체 (공기정화시설)	상단부	979.8	2681.4	608.6	1795.0	2761.89	2353.22	1.03	1.31
	중앙부	591.8	1727.3	376.2	945.0	2377.87	1472.33	1.38	1.56
	하단부	911.6	1214.3	758.8	758.8	1465.71	2353.22	1.21	3.10
좌측 벽체 (본체)	상단부	1713.8	4238.4	991.5	1183.8	4490.07	2637.50	1.06	2.23
	중앙부	380.1	2529.1	413.7	1050.2	3030.30	1736.93	1.20	1.65
	하단부	3001.5	3001.5	1558.5	1558.5	4995.19	2637.50	1.66	1.69
우측 벽체 (공기정화시설)	상단부	1397.9	2836.1	659.9	1714.0	2977.91	1790.66	1.05	1.04
	중앙부	663.9	1664.9	314.9	595.7	1927.72	858.31	1.16	1.44
	하단부	751.8	1152.2	756.5	855.7	1507.82	1835.43	1.31	2.14
우측 벽체 (본체)	상단부	1645.3	2714.0	991.5	991.5	5323.97	2154.62	1.96	2.17
	중앙부	388.4	2289.4	413.7	798.2	3379.95	1980.48	1.48	2.48
	하단부	2128.5	2128.5	1558.5	1558.5	4995.19	2154.62	2.35	1.38
중간슬래브	좌측단부	899.9	3100.8	534.7	1163.1	3625.98	2197.92	1.17	1.89
	우측단부	1046.9	1674.9	563.7	563.7	4275.57	2197.92	2.55	3.90
	중앙부	869.6	1652.7	463.5	463.5	3712.39	1452.19	2.25	3.13
내부 벽체	단부	90.0	193.0	51.3	193.0	392.8	418.7	2.04	2.17
	중앙부	90.0	137.1	51.3	137.1	413.8	439.6	3.02	3.21
내부 슬래브	단부	510.5	621.4	250.0	621.4	1783.8	628.0	2.87	1.01
	중앙부	126.1	621.4	156.0	621.4	1219.7	649.0	1.96	1.04

휨 = kN·m 전단력 = kN

사용철근량
H32@125
H32@125
H32@125
H29@125,H29@125,H25@125
29@125,H29@125,H25@12
H29@125,H29@125
H32@125
H29@125
H22@125
H32@125,H32@125
H25@125
29@125,H29@125,H25@12
H32@125
H25@125
H22@125
29@125,H29@125,H29@12
H32@125
29@125,H29@125,H25@12
H32@125,H32@125
29@125,H29@125,H29@12
H32@125,H32@125
H22@125,H16@0
H22@125,H16@0
H29@125,H29@125
H32@125,H16@0

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 기초지반의 내부마찰각 : Φ = 42.4 °
④ 기 초 부 N 치 : N = 50
⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중

* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 27783 MPa ---도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa ---콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준·해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

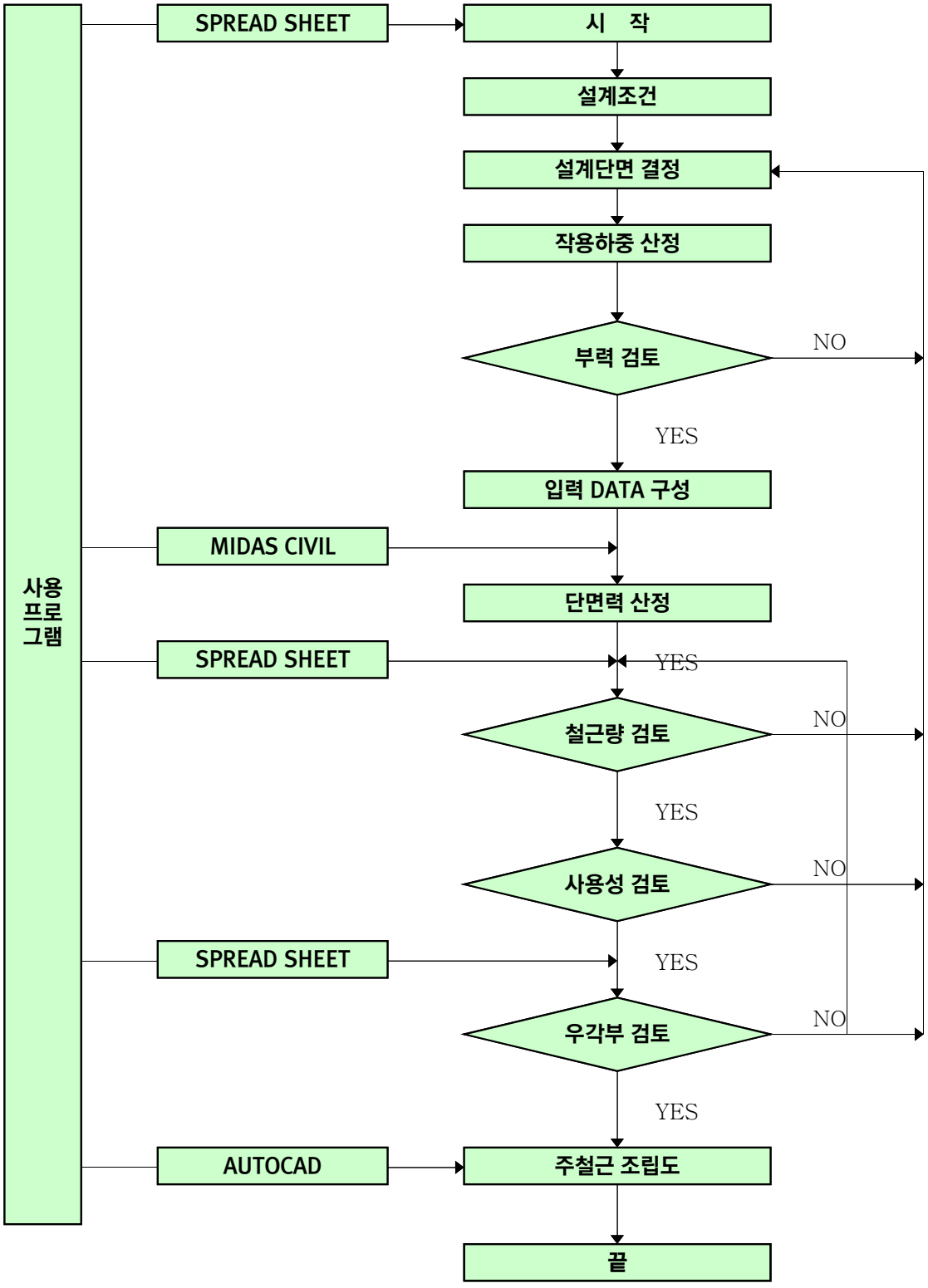
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

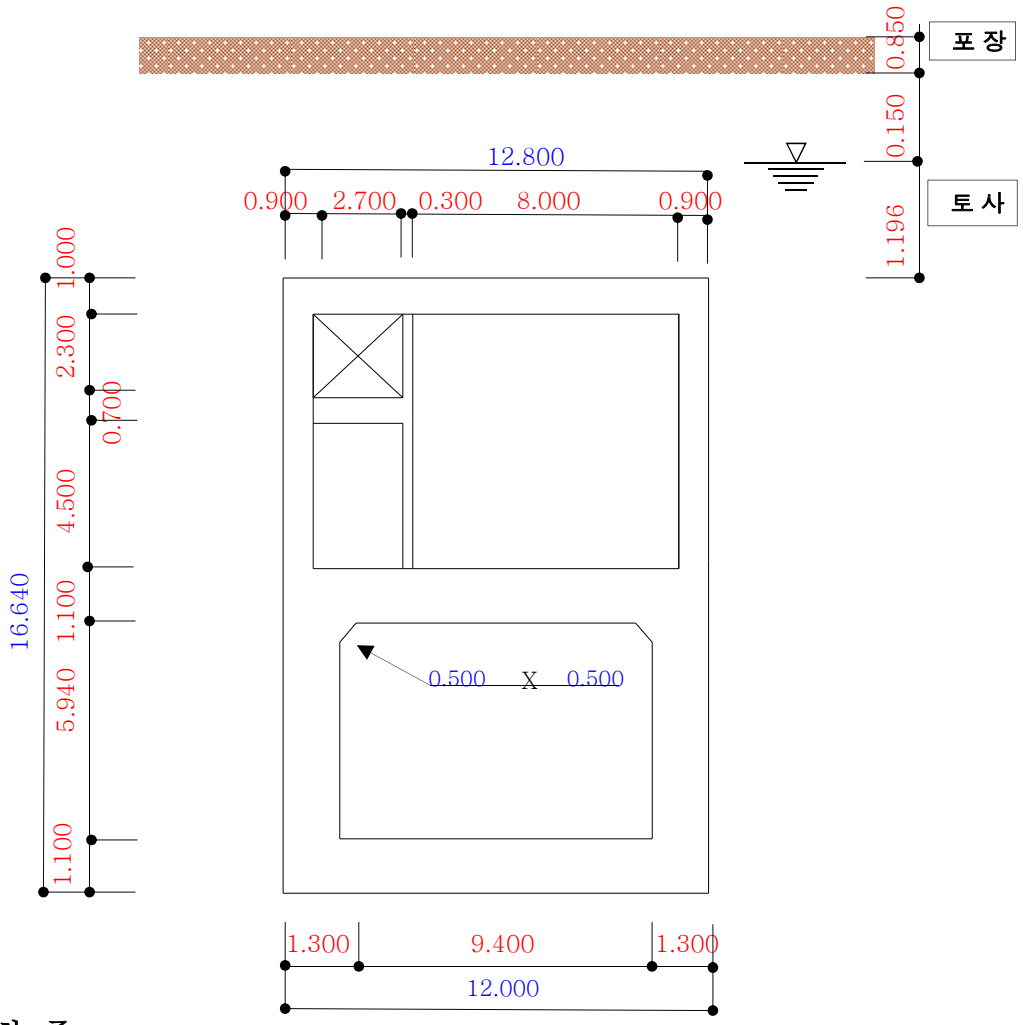
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상 부 슬 라 브	:	1.000	x	12.800	x	25.00				=	320.000	kN
②	내부벽체	:	0.300	x	7.500	x	25.00	x	1 ea		=	56.250	kN
③	내부슬라브	:	0.700	x	2.700	x	25.00	x	1 ea		=	47.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:	1.100	x	12.000	x	25.00				=	330.000	kN
⑤	하 부 슬 라 브	:	1.100	x	12.000	x	25.00				=	330.000	kN
⑥	벽체1	:	1.300	x	5.940	x	25.00	x	2 ea		=	386.100	kN
⑦	벽체2	:	0.900	x	7.500	x	25.00	x	2 ea		=	337.500	kN
⑧	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 2 ea	=	6.250	kN
											∑ =	1813.350	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	1.196	x	19.000	=	22.724 kN/㎡
					∑ Wt1	=	42.274 kN/㎡

- 하부반력산정 : 42.274 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	1.046	x	10.000	=	10.460 kN/㎡
					∑ Wt2	=	32.860 kN/㎡

- 하부반력산정 : 32.860 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 21.00 kN/㎡

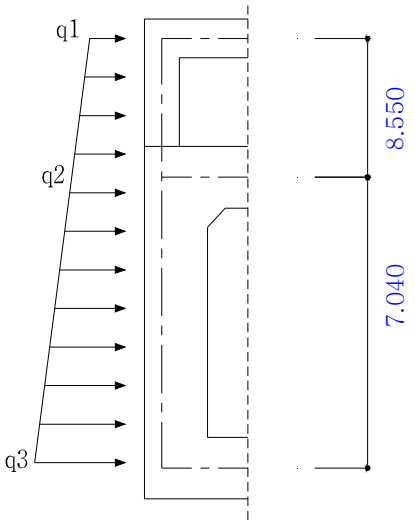
하부반력산정 : = 21.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 21.000 x 0.500 = 10.500 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 1.196 x 19.00) = 21.137 kN/㎡

q2 = 21.14 + 0.500 x 8.550 x 19.00 = 102.362 kN/㎡

q3 = 102.36 + 0.500 x 7.040 x 19.00 = 169.242 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

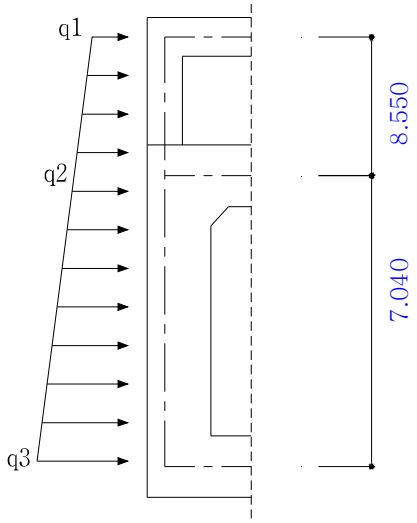
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 16.430 kN/㎡

+ 1.046 x 10.00)

q2 = 16.43 + 0.500 x 8.550 x 10.00 = 59.180 kN/㎡

q3 = 59.18 + 0.500 x 7.040 x 10.00 = 94.380 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 1.046 x 10.000 = 10.460 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 1.046 x 10.000 = 10.460 kN/㎡

qw2 = 10.460 + 8.550 x 10.000 = 95.960 kN/㎡

qw3 = 95.960 + 7.040 x 10.000 = 166.360 kN/㎡

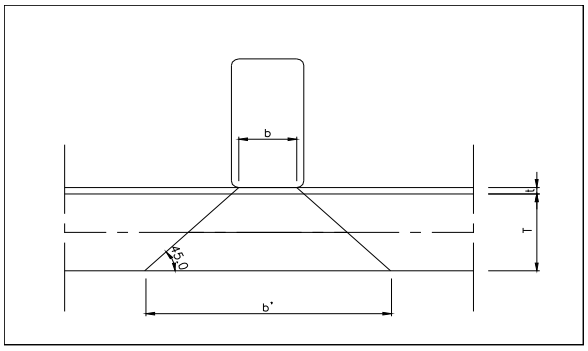
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 166.36 + 0.550 x 10.000 = 171.860 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

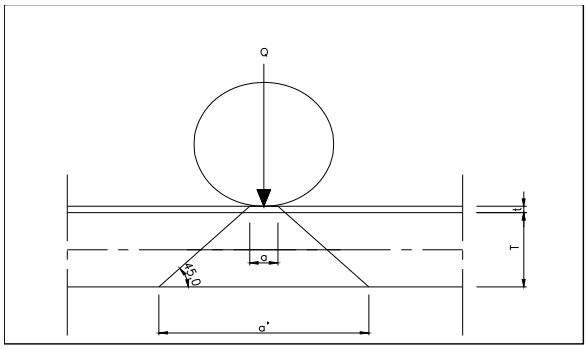
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.100 m

b' = 0.500 + 2 x (1.100 + 0.040) x cot 45° = 2.780 m



a' = 0.200 + 2 x (1.100 + 0.040) x cot 45° = 2.480 m

Qz = 96.00 / (2.780 x 2.480)

= 13.924 kN/m²

7) 건조수축

- 15°C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15°C

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상 부 슬 라 브	:				=	320.000	kN
②	내부벽체	:				=	56.250	kN
③	내부슬라브	:				=	47.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:				=	330.000	kN
⑤	하 부 슬 라 브	:				=	330.000	KN
⑥	벽체1	:				=	386.100	KN
⑦	벽체2	:				=	337.500	KN
⑧	헌 치	:				=	6.250	KN
-	연 직 하 중	:	42.274	x	12.000	=	42.274	kN
-	상 부 활 하 중	:	21.000	x	12.000	=	252.000	kN
-	내 부 활 하 중	:	5.000	x	9.400	=	47.000	kN
						Σ =	2154.624	kN

Qmax1 = 2154.624 / 12.000 + 13.924 = **193.476** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상 부 슬 라 브	:				=	320.000	kN
②	내부벽체	:				=	56.250	kN
③	내부슬라브	:				=	47.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:				=	330.000	kN
⑤	하 부 슬 라 브	:				=	330.000	KN
⑥	벽체1	:				=	386.100	KN
⑦	벽체2	:				=	337.500	KN
⑧	헌 치	:				=	6.250	KN
-	연 직 하 중	:	32.860	x	12.000	=	394.320	KN
-	상 부 활 하 중	:				=	252.000	kN
-	내 부 활 하 중	:				=	47.000	kN
						Σ =	2506.670	kN

Qmax1 = 2506.670 / 12.000 + 13.924 = **222.814** kN/m²

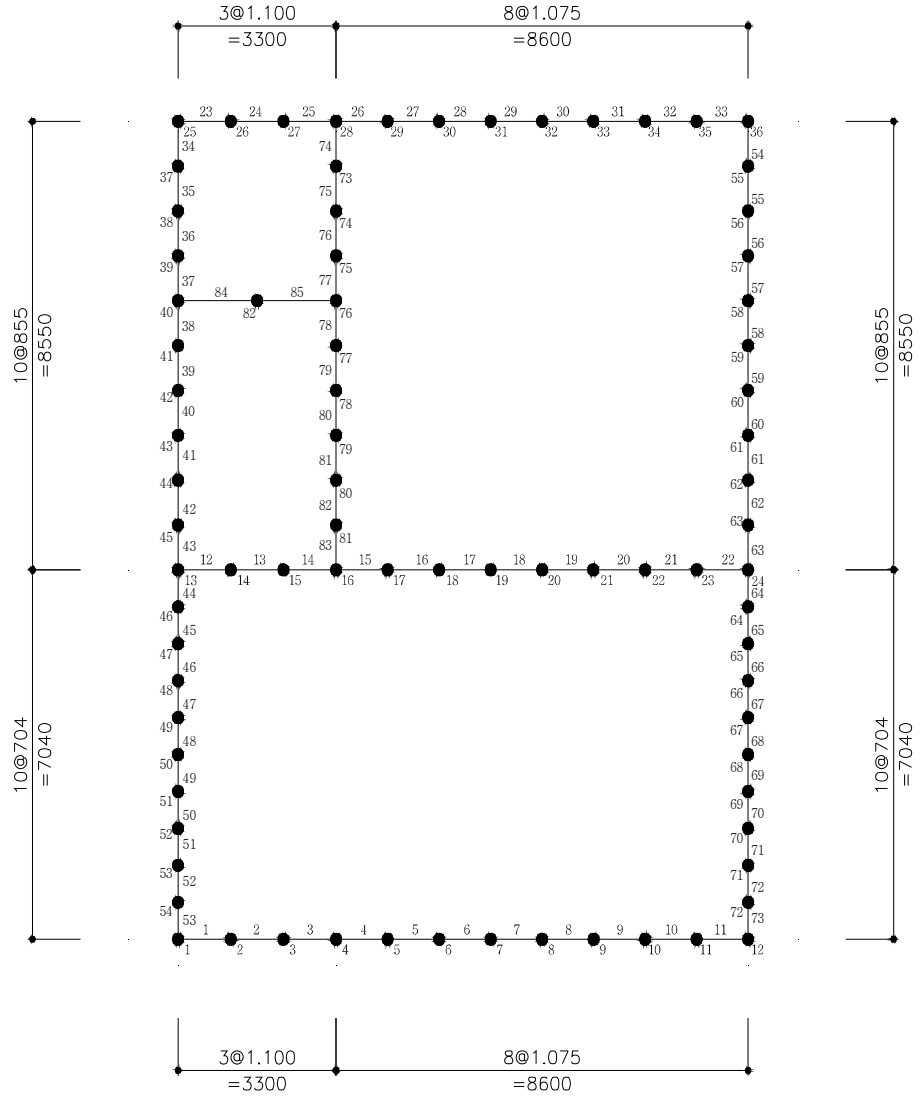
∵ **Qmax = 222.814 kN/m²**

(4) 지지력 판정

Qmax = 222.814 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² --- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	23 ~ 33
내부벽체	1.0	0.300	0.300	0.0022500	27783	74 ~ 83
내부슬래브	1.0	0.700	0.700	0.0285833	27783	84 ~ 85
중 간 슬 래 브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	12 ~ 22
하 부 슬 래 브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	1 ~ 10
벽체1	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	44 ~ 53
	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	64 ~ 73
벽체2	1.0	0.900	0.900	0.0607500	27783	34 ~ 43
	1.0	0.900	0.900	0.0607500	27783	54 ~ 63

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvc = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

Bh = $\sqrt{12.000 \times 20.000}$ = 15.492 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 12.0 / 20.0) / 1.5 = 1.067 > 1

∴ β = 1.000

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (15.492 / 0)$^{-3/4}$ = 8652 kN/m³

Kz(1) =	8652	x	1.0	x (	1.100	/	2	+	0.704	/	2	) =	7804 kN/m³
Kz(12) =	8652	x	1.0	x (	1.100	/	2	+	0.704	/	2	) =	7804 kN/m³
Kz(2~11) =	8652	x	1.0	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	9517 kN/m³

6. 하중조합

---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 1.000

(상 시)

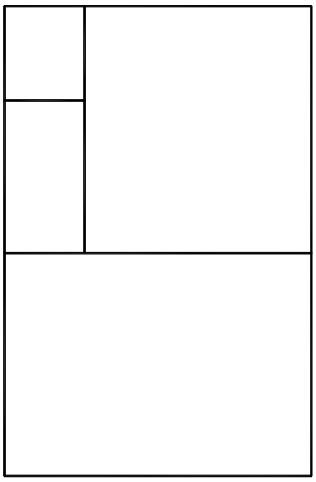
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9	0.8					3.3.7
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.4	1.6	1.4	1.6	1.2		3.3.2
COMB 9		1.2	1.6	1.4	1.6	1.4	1.6		1.2	3.3.2
COMB 10		1.2	1.6	1.4	0.8	1.4	0.8	1.2		3.3.6
COMB 11		1.2	1.6	1.4	0.8	1.4	0.8		1.2	3.3.6
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			3.3.7
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

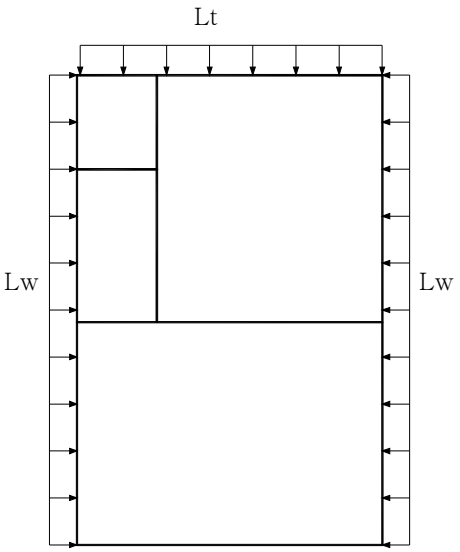
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		3.3.2
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	3.3.2
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		3.3.6
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	3.3.6
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			3.3.7
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



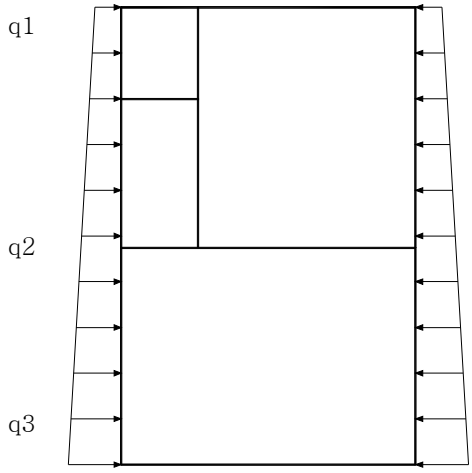
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 21.00 kN/㎡

Lw = 10.50 kN/㎡

4) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)

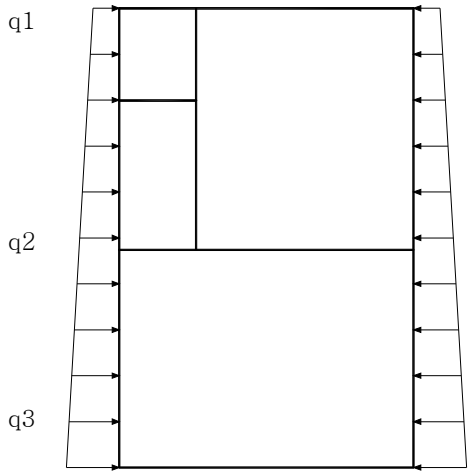


q1 = 21.14 kN/㎡

q2 = 102.36 kN/㎡

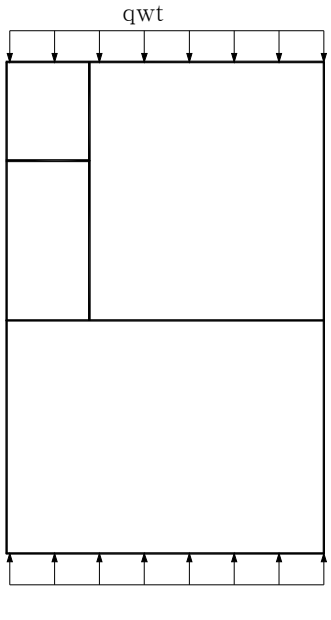
q3 = 169.24 kN/㎡

5) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



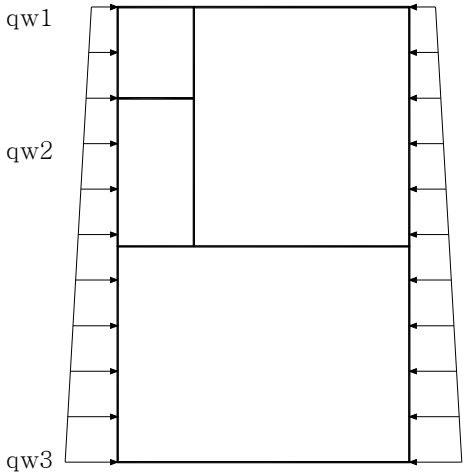
q1 = 16.43 kN/㎡
q2 = 59.18 kN/㎡
q3 = 94.38 kN/㎡

6) CASE 4 - 연 직 수 압



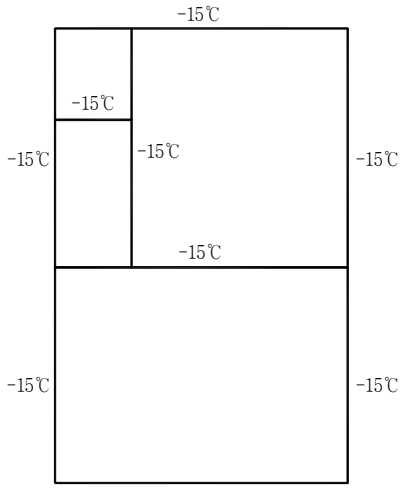
qwt = 10.46 kN/㎡
qwb = 171.86 kN/㎡

7) CASE 5 - 횡 수 압



qw1 = 10.46 kN/㎡
qw2 = 95.96 kN/㎡
qw3 = 166.36 kN/㎡

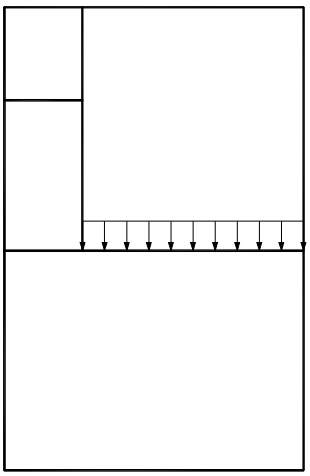
8) CASE 6 - 건조수축



건조수축

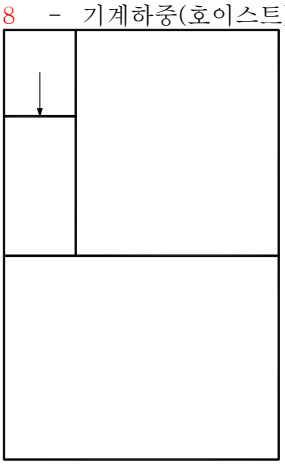
-15 °C

8) CASE 7 - 기계하중(집진기시설)



qw1 = 43.75 kN/㎡

8) CASE 8 - 기계하중(호이스트)



qw1 = 50.00 kN

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	**0.57**	0.73	1	**1.4**

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sd	Sd
지진계수	0.16	0.23

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	0
매립토	8	풍화암	0
퇴적토	10	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 2.696 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 11.246 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 18.286 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 12.000 m 구조물 길이 : 20.000 m

구조물 높이 : 16.640 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.000 m (측 벽 -1) 0.900 m

(측 벽 -2) 1.300 m (하부슬래브) 1.100 m

⑧ 상재토 제원

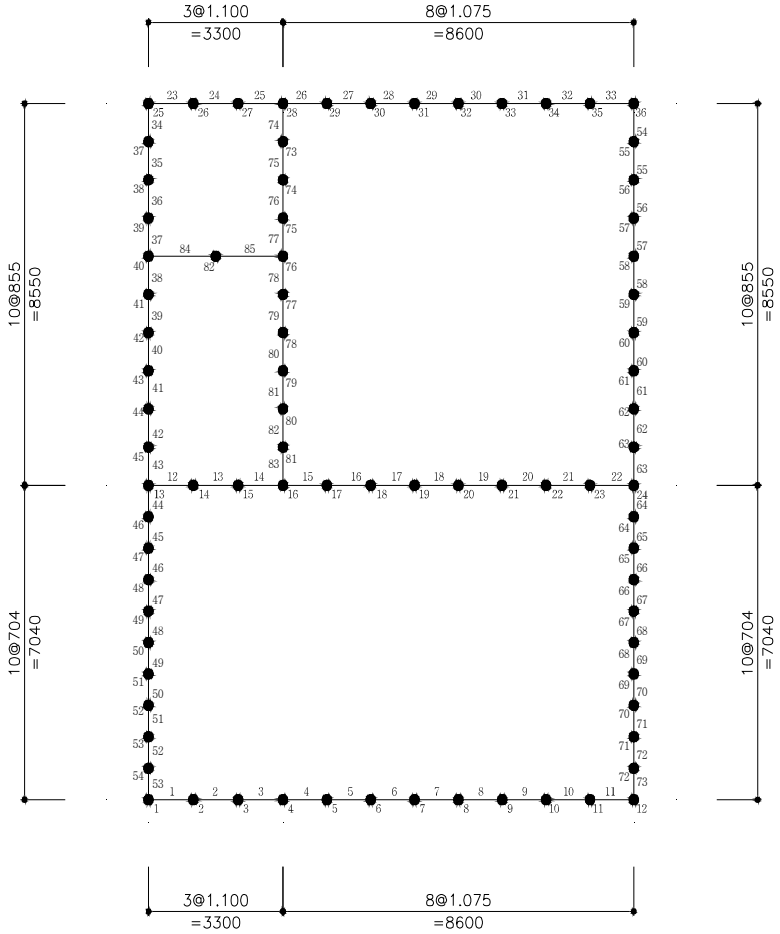
포장두께	0.850	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	1.196	m
전체토피	2.046	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	23 ~ 33
내부벽체	1.0	0.300	0.300	0.0022500	27783	74 ~ 83
내부슬래브	1.0	0.700	0.700	0.0285833	27783	84 ~ 85
중 간 슬 래 브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	12 ~ 22
하 부 슬 래 브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	1 ~ 10
벽체1	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	44 ~ 53
	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	64 ~ 73
벽체2	1.0	0.900	0.900	0.0607500	27783	34 ~ 43
	1.0	0.900	0.900	0.0607500	27783	54 ~ 63

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 8

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V 0.8 × 160 = 128 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 128 ^{2} = 33403.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 33403.0 = 88183.92 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V 0.5 × 160 = 80 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 80 ^{2} = 13048.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 13048.0 = 34446.72 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 10

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V 0.8 × 172.4 = 137.92 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 137.9 ^{2} = 40720.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 40720.0 = 107500.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V 0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 86.2 ^{2} = 15906.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 15906.0 = 41991.84 kN/m²

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 20.00) = 15.492 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 88183.92 = 293946.40 kN/m³

Kv = 293946.40 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 15259.13 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 15259.13 = 5086.38 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 20.00) = 15.492 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 18601.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 18601.68 = 6200.56 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(16.64 × 20.00) = 18.243 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kh = 358336.00 × (16.64 / 0.3)^(-3 / 4) = 16455.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16455.56 = 5485.19 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 20.00) = 12.884 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 21359.49 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 21359.49 = 7119.83 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(25,36)=	15259	x (	1.100	/	2	+	0.855	/	2	) =	14916	kN/m³
Kvs(25,36)=	5086	x (	1.100	/	2	+	0.855	/	2	) =	4972	kN/m³
Kv(26~35)=	15259	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	16785	kN/m³
Kvs(26~35)=	5086	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	5595	kN/m³

- 측 벽

Kh(37~45)=	16456	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	14070	kN/m³
Khs(37~45)=	5485	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	4690	kN/m³
Kh(46~54)=	16456	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	11585	kN/m³
Khs(46~54)=	5485	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	3862	kN/m³
Kh(55~63)=	16456	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	14070	kN/m³
Khs(55~63)=	5485	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	4690	kN/m³
Kh(64~72)=	16456	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	11585	kN/m³
Khs(64~72)=	5485	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	3862	kN/m³
Kh(13,24)=	16456	x (	0.855	/	2	+	0.704	/	2	) =	12827	kN/m³
Khs(13,24)=	5485	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	3862	kN/m³
Kh(1,12)=	16456	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	14843	kN/m³
Khs(1,12)=	5485	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	4948	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,12)=	18602	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	16779	kN/m³
Kvs(1,12)=	6201	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	5593	kN/m³
Kv(2~11)=	18602	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	20462	kN/m³
Kvs(2~11)=	6201	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	6821	kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 20.00) = 15.492 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 34446.72 = 114822.40 kN/m³

Kv = 114822.40 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 5960.58 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5960.58 = 1986.86 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 20.00) = 15.492 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 7266.17 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 7266.17 = 2422.06 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(12.00 × 16.64) = 14.131 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 7785.01 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 7785.01 = 2595.00 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 20.00) = 12.884 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 8343.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8343.42 = 2781.14 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(25,36)=	5961	x (	1.100	/	2	+	0.855	/	2	) =	5826	kN/m³
Kvs(25,36)=	1987	x (	1.100	/	2	+	0.855	/	2	) =	1942	kN/m³
Kv(26~35)=	5961	x (	0.855	/	2	+	1.100	/	2	) =	5826	kN/m³
Kvs(26~35)=	1987	x (	0.855	/	2	+	1.100	/	2	) =	1942	kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	7785	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	7007	kN/m³
Khs(28,30)=	2595	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	2336	kN/m³
Kh(40,42)=	7785	x (	1.300	/	2	+	0.900	/	2	) =	8564	kN/m³
Khs(40,42)=	2595	x (	1.300	/	2	+	0.900	/	2	) =	2855	kN/m³
Kh(37~45)=	7785	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	6656	kN/m³
Khs(37~45)=	2595	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	2219	kN/m³
Kh(46~54)=	7785	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	6656	kN/m³
Khs(46~54)=	2595	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	2219	kN/m³
Kh(55~63)=	7785	x (	0.855	/	2	+	0.704	/	2	) =	6068	kN/m³
Khs(55~63)=	2595	x (	0.855	/	2	+	0.704	/	2	) =	2023	kN/m³
Kh(64~72)=	7785	x (	0.855	/	2	+	1.100	/	2	) =	7610	kN/m³
Khs(64~72)=	2595	x (	0.855	/	2	+	1.100	/	2	) =	2537	kN/m³
Kh(13,24)=												
Khs(13,24)=												
Kh(1,12)=	7266	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	6554	kN/m³
Khs(1,12)=	2422	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	2185	kN/m³
	7266	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	7993	kN/m³
- 하부슬래브	2422	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	2664	kN/m³
Kv(1,12)=	7266	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	6554	kN/m³
Kvs(1,12)=	2422	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	2185	kN/m³
Kv(2~11)=	7266	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	4069	kN/m³
Kvs(2~11)=	2422	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	1356	kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.001	128.000	80.000	19.000	0.125	0.200
퇴적토	21.351	137.884	86.177	19.000	0.619	0.991
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	25.352	136.324	85.202		0.744	1.191

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.744 = 0.931	1.25 × 1.191 = 1.489

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575
To(sec)	0.2 × 0.575 = 0.115	0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	109.000	57.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
25.352	136.324 , 85.202	0.18597	24247	0.29755	6631

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.931} = 1.104$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.489} = 1.413$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.931 \times 1.104}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.489 \times 1.413}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 2.696 m
- 하부슬래브 심도 = 18.286 m
- 기반암 심도(H) = 25.352 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 2.696 / (2 \times 25.4))$

$= 0.03051$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 18.286 / (2 \times 25.4))$

$= 0.01312$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 2.696 / (2 \times 25.4))$

$= 0.09967$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 18.286 / (2 \times 25.4))$

$= 0.04285$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준							
Po =	5086.38	× (	0.03051	−	0.01312	) =	88.464 kN/m²
붕괴방지수준							
Po =	1986.86	× (	0.09967	−	0.04285	) =	112.894 kN/m²

Tb =	1986.86	× (	0.09967	0.04285	)	=	112.894	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \bullet Sv \bullet Tg \bullet \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	2.696	0.0305	0.0121	199.73	0.0997	0.0397	308.70
q2	3.596	0.0302	0.0118	194.23	0.0986	0.0386	300.20
q3	4.496	0.0297	0.0114	187.19	0.0972	0.0372	289.31
q4	5.396	0.0292	0.0109	178.62	0.0955	0.0355	276.08
q5	6.296	0.0286	0.0102	168.56	0.0935	0.0335	260.53
q6	7.151	0.0280	0.0096	157.65	0.0913	0.0313	243.66
q7	8.006	0.0272	0.0088	145.45	0.0889	0.0289	224.80
q8	8.861	0.0264	0.0080	131.99	0.0862	0.0262	204.00
q9	9.716	0.0255	0.0071	117.31	0.0833	0.0233	181.31
q10	10.571	0.0245	0.0062	101.46	0.0802	0.0201	156.81
q11	11.426	0.0235	0.0051	84.47	0.0768	0.0168	130.55
q12	12.281	0.0224	0.0040	66.39	0.0732	0.0132	102.62
q13	13.136	0.0212	0.0029	47.29	0.0694	0.0094	73.08
q14	13.991	0.0200	0.0017	27.20	0.0654	0.0054	42.04
q15	15.091	0.0184	0.0000	0.00	0.0600	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 6.31$$

상부슬래브

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 42.75$$

하부승래브

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 24.53$$

벽체

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 5.63$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 38.19$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 21.91$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎥)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.16 = 0.091
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.16 = 0.224

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 2.70)
= 2.180 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 2.70)
= 5.370 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.100 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 18.29)
= 1.820 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.100 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 18.29)
= 4.470 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 10.49)
= 1.730 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 10.49)
= 4.250 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 14.39)
= 2.320 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 14.39)
= 5.710 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.100 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 11.25)
= 2.080 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.100 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 11.25)

= 5.120 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시) --- 콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

▼

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.400
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.400
LC3	0.900	0.900		1.000		1.400
LC4	0.900	0.900		0.500		1.400

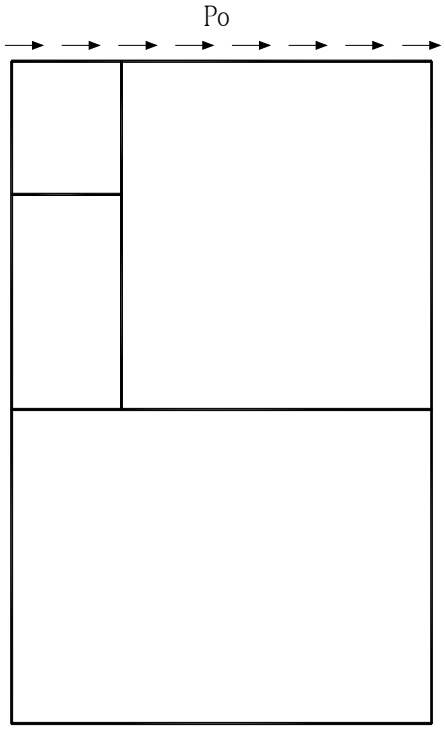
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

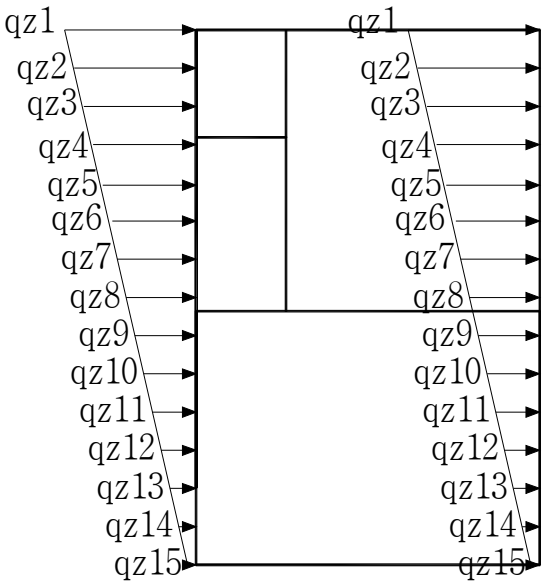
*** 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조**

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



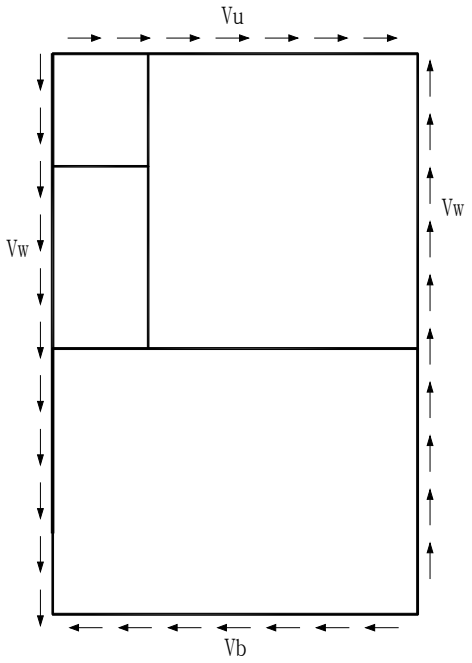
Po = 88.46 kN/㎡

2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



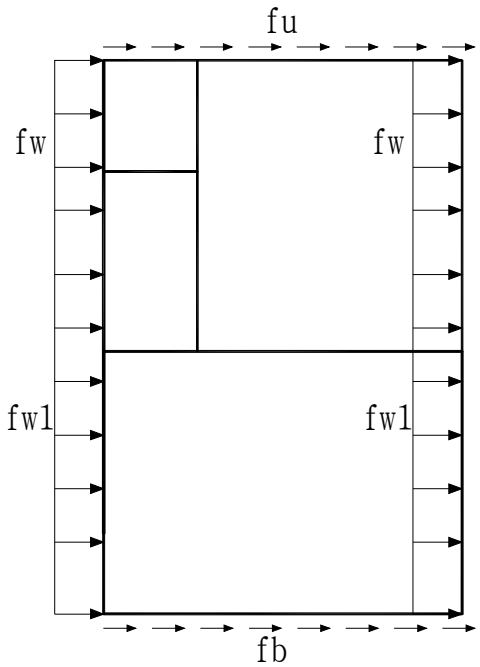
qz1	=	199.73	kN/㎡
qz2	=	194.23	kN/㎡
qz3	=	187.19	kN/㎡
qz4	=	178.62	kN/㎡
qz5	=	168.56	kN/㎡
qz6	=	157.65	kN/㎡
qz7	=	145.45	kN/㎡
qz8	=	131.99	kN/㎡
qz9	=	117.31	kN/㎡
qz10	=	101.46	kN/㎡
qz11	=	84.47	kN/㎡
qz12	=	66.39	kN/㎡
qz13	=	47.29	kN/㎡
qz14	=	27.20	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



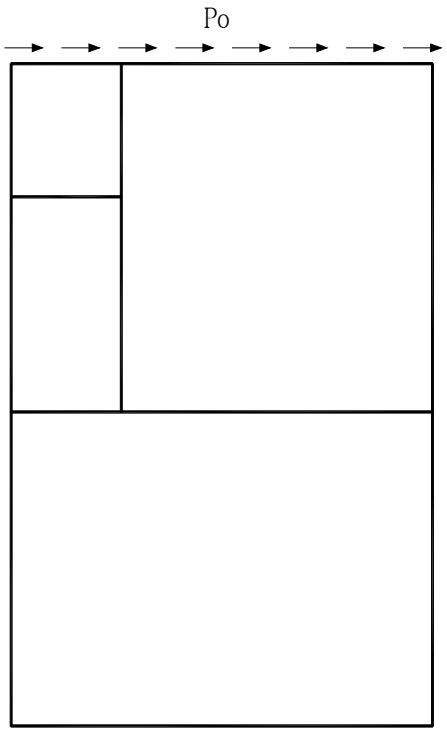
Vu	=	6.31	kN/㎡
Vb	=	42.75	kN/㎡
Vw	=	24.53	kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



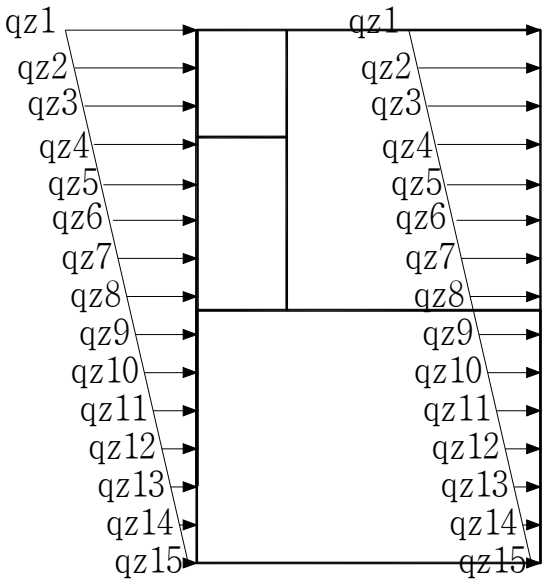
fu	=	2.18	kN/m
fb	=	1.82	kN/m
fw	=	1.73	kN/m
fw1	=	2.32	kN/m
fs	=	2.08	kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



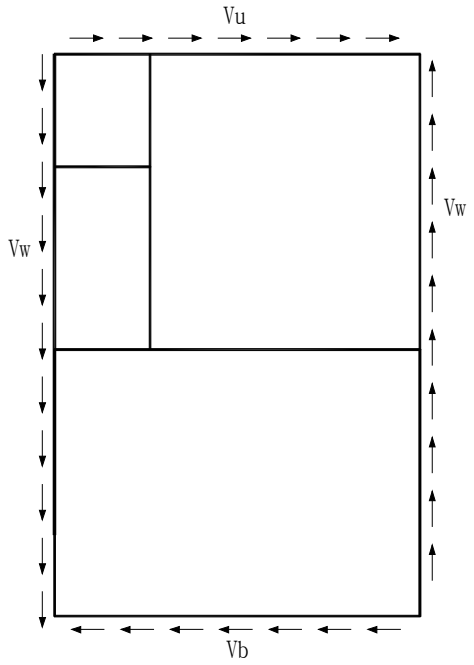
Po = 112.89 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



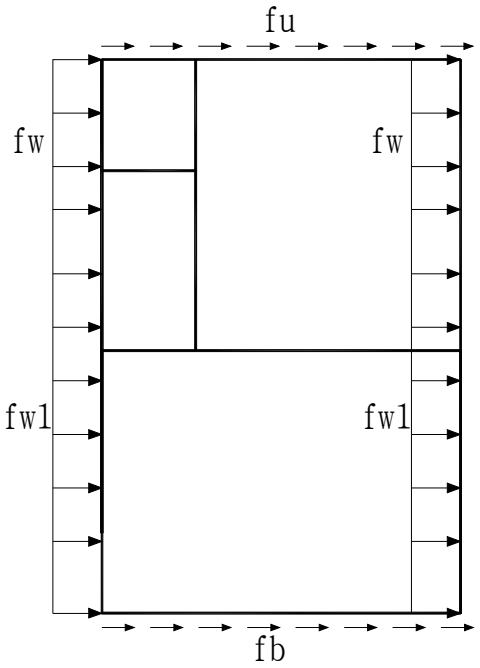
qz1	=	308.70	kN/㎡
qz2	=	300.20	kN/㎡
qz3	=	289.31	kN/㎡
qz4	=	276.08	kN/㎡
qz5	=	260.53	kN/㎡
qz6	=	243.66	kN/㎡
qz7	=	224.80	kN/㎡
qz8	=	204.00	kN/㎡
qz9	=	181.31	kN/㎡
qz10	=	156.81	kN/㎡
qz11	=	130.55	kN/㎡
qz12	=	102.62	kN/㎡
qz13	=	73.08	kN/㎡
qz14	=	42.04	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 5.63 kN/㎡
Vb = 38.19 kN/㎡
Vw = 21.91 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 5.37 kN/m
fb = 4.47 kN/m
fw = 4.25 kN/m
fw1 = 5.71 kN/m
fs = 5.12 kN/m

13.1 부재력 집계

부재 \ 부재력		상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	979.8	594.7	630.4	2836.5	761.5	2681.4	820.2	2836.5	820.2	630.4
2	상부슬래브 우측단부	1397.9	720.4	1007.1	2523.7	810.6	2836.1	860.1	2836.1	860.1	1007.1
3	상부슬래브 중앙부	789.3	321.5	593.4	1359.2	474.8	1727.3	527.7	1727.3	527.7	593.4
4	중간슬래브 좌측단부	899.9	534.7	721.1	2692.6	1029.7	3100.8	1163.1	3100.8	1163.1	721.1
5	중간슬래브 우측단부	1046.9	563.7	844.4	1477.1	349.4	1674.9	371.1	1674.9	563.7	844.4
6	중간슬래브 중앙부	869.6	463.5	699.0	1314.7	245.1	1652.7	266.7	1652.7	463.5	699.0
7	하부슬래브 좌측단부	3001.5	1648.0	2293.0	1742.5	560.1	2089.3	560.1	3001.5	1648.0	2293.0
8	하부슬래브 우측단부	2942.7	1639.3	2251.8	1702.8	536.5	2067.4	536.5	2942.7	1639.3	2251.8
9	하부슬래브 중앙부	2114.7	383.4	1677.9	2068.3	418.6	2529.1	418.6	2529.1	418.6	1677.9
10	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	979.8	608.6	693.4	2386.5	1795.0	2681.4	1795.0	2681.4	1795.0	693.4
11	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	591.8	376.2	380.5	1359.2	945.0	1727.3	945.0	1727.3	945.0	380.5
12	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	911.6	758.8	440.0	1080.6	606.8	1214.3	606.8	1214.3	758.8	440.0
13	좌측벽체 상단부(본체)	1713.8	991.5	1133.9	3700.8	1183.8	4238.4	1183.8	4238.4	1183.8	1133.9
14	좌측벽체 중앙부(본체)	380.1	413.7	1.0	2068.3	1050.2	2529.1	1050.2	2529.1	1050.2	1.0
15	좌측벽체 하단부(본체)	3001.5	1558.5	2293.0	1742.5	1290.0	2089.3	1290.0	3001.5	1558.5	2293.0
16	우측벽체 상단부(공기정화시설)	1397.9	659.9	1007.1	2523.7	1714.0	2836.1	1714.0	2836.1	1714.0	1007.1
17	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	663.9	314.9	464.8	1452.7	595.6	1664.9	595.7	1664.9	595.7	464.8
18	우측벽체 하단부(공기정화시설)	751.8	756.5	256.4	987.2	855.7	1152.2	855.7	1152.2	855.7	256.4
19	우측벽체 상단부(본체)	1645.3	991.5	1084.6	2419.1	934.2	2714.0	934.2	2714.0	991.5	1084.6
20	우측벽체 중앙부(본체)	388.4	413.7	1.0	1871.3	798.2	2289.4	798.2	2289.4	798.2	1.0
21	우측벽체 하단부(본체)	2128.5	1558.5	2251.8	1702.8	1140.7	2067.4	1140.7	2128.5	1558.5	2251.8
22	내부벽체(단부)	90.0	51.3	63.6	294.5	193.0	336.9	193.0	336.9	193.0	63.6
23	내부벽체(중앙부)	90.0	51.3	63.6	150.2	137.1	323.1	137.1	323.1	137.1	63.6
24	내부슬래브(단부)	510.5	250.0	398.0	1342.0	377.1	1543.9	621.4	1543.9	621.4	398.0
25	내부슬래브(중앙부)	126.1	156.0	94.8	754.6	621.4	982.1	621.4	982.1	621.4	94.8

14. 단면력도

1) 상시

- 모멘트도

계 수 하 중

사 용 하 중

- 전단력도

계 수 하 중

2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

붕괴 방지 수준

- 전단력도

기능 수행 수준

붕괴 방지 수준

15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	2836.466	kN.m	· Vu =	820.172	kN	· M =	630.357	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	85.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 112.851 cm^2 [p = 0.01328]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	> 11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	150.468 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.01495	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0074 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3193.93 kN.m > Mu = 2836.47 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 820.17 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 820.17 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.309 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.309 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 456.12 = 1040.69 kN > Vu = 820.17 kN

Rm = Md / Mu = 1.13 Rs = Φv Vn / Vu = 1.27

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01495 + √ [2 × 0.108 + 0.108 ^{2}] = 0.369

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.369 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 630.36 × 1000 / [127.072 × 85.0 × 0.877] = 66.55 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 66.55) − 2.5 x 84 = 973 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 66.55) = 947 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	2836.117	kN.m	· Vu =	860.079	kN	· M =	1007.109	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	85.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 112.838 cm^2 [p = 0.01328]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	150.451 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.01495]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0074 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3193.93 kN.m > Mu = 2836.12 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 860.08 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 860.08 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.531 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.531 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 456.12 = 1040.69 kN > Vu = 860.08 kN

Rm = Md / Mu = 1.13 Rs = Φv Vn / Vu = 1.21

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01495 + √ [2 × 0.108 + 0.108 ^{2}] = 0.369

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.369 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 1007.11 × 1000 / [127.072 × 85.0 × 0.877] = 106.32 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 106.3) − 2.5 x 84 = 531 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 106.3) = 593 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1727.336	kN.m	· Vu =	527.733	kN	· M =	593.417	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	92.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 58.757 cm^2 [p = 0.00639]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	78.343 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 63.536 cm^2 [p = 0.006906]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0182 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1867.79 kN.m > Mu = 1727.34 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 527.73 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 527.73 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 233.13 = 830.69 kN > Vu = 527.73 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.57

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.006906 + √ [2 × 0.05 + 0.05 ^{2}] = 0.269

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.269 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 593.42 × 1000 / [63.536 × 92.0 × 0.91] = 111.56 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 111.6) − 2.5 x 64 = 546 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 111.6) = 565 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	3001.538	kN.m	· Vu =	1648.043	kN	· M =	2292.980	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 106.994 cm^2 [p = 0.01126]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	142.659 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	143.320	cm^2	[p = 0.015086]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0072 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4020.61 kN.m > Mu = 3001.54 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1648.04 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1648.04 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.993 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 4.993 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 kN > Vu = 1648.04 kN

Rm = Md / Mu = 1.34 Rs = Φv Vn / Vu = 1.33

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015086 + √ [2 × 0.109 + 0.109 ^{2}] = 0.37

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.37 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 2292.98 × 1000 / [143.320 × 95.0 × 0.877] = 192.03 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 192) − 2.5 x 85.5 = 196 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 192) = 328 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	2942.719	kN.m	· Vu =	1639.336	kN	· M =	2251.794	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 104.897 cm^2 [p = 0.01104]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2	>	13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	139.863 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	143.320	cm^2	[p = 0.015086]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0072 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4020.61 kN.m > Mu = 2942.72 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1639.34 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1639.34 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.949 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 4.949 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 kN > Vu = 1639.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.37 Rs = Φv Vn / Vu = 1.34

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015086 + √ [2 × 0.109 + 0.109 ^{2}] = 0.37

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.37 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 2251.79 × 1000 / [143.320 × 95.0 × 0.877] = 188.58 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 188.6) − 2.5 x 85.5 = 204 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 188.6) = 334 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	2529.116	kN.m	· Vu =	418.559	kN	· M =	1677.904	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	97.0 cm	· 전단력 d =	97.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 84.486 cm^2 [p = 0.00871]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	31.525 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950 cm^2	> 13.125	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	112.648 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	102.784	cm^2	[p = 0.010596	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0115 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3076.80 kN.m > Mu = 2529.12 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 630.03 kN > Vu = 418.56 kN

· 1/2·Φv Vc = 315.02 kN < Vu = 418.56 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 630.03 + 750.97 = 1381.00 kN > Vu = 418.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.22 Rs = Φv Vn / Vu = 3.30

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.010596 + √ [2 × 0.076 + 0.076 ²] = 0.322

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.322 / 3 = 0.893

fs = M / [As·d·j]

= 1677.90 × 1000 / [102.784 × 97.0 × 0.893] = 188.46 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 188.5) − 2.5 x 65.5 = 254 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 188.5) = 334 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	90	cm						
· Mu =	2681.430	kN.m	· Vu =	1795.009	kN	· M =	693.357	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	75.0	cm	· 전단력 d =	80.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 123.372 cm^2 [p = 0.01645]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.250 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	24.375 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.250 cm^2	> 10.625	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	164.496 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.016943	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0062 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2761.89 kN.m > Mu = 2681.43 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1795.01 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1795.01 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 7.971 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 7.971 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 1833.60 = 2353.22 kN > Vu = 1795.01 kN

Rm = Md / Mu = 1.03 Rs = Φv Vn / Vu = 1.31

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016943 + √ [2 × 0.122 + 0.122 ^{2}] = 0.387

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.387 / 3 = 0.871

fs = M / [As·d·j]

= 693.36 × 1000 / [127.072 × 75.0 × 0.871] = 83.53 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 83.53) − 2.5 x 84 = 733 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 83.53) = 754 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1727.336	kN.m	· Vu =	945.030	kN	· M =	380.522	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	77.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 74.662 cm^2 [p = 0.00970]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.950 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	25.025 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.950 cm^2	> 10.625	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	99.549 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	102.784	cm^2	[p = 0.013349]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0087 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2377.87 kN.m > Mu = 1727.34 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 945.03 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 945.03 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 5.030 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 5.030 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 939.72 = 1472.33 kN > Vu = 945.03 kN

Rm = Md / Mu = 1.38 Rs = Φv Vn / Vu = 1.56

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013349 + √ [2 × 0.096 + 0.096 ^{2}] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 380.52 × 1000 / [102.784 × 77.0 × 0.882] = 54.51 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 54.51) − 2.5 x 65.5 = 1281 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 54.51) = 1156 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1214.288	kN.m	· Vu =	758.758	kN	· M =	439.968	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	75.0	cm	· 전단력 d =	80.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 51.310 cm^2 [p = 0.00684]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,194 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 10.79 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.250 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	24.375 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.250 cm^2	> 10.625	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	68.413 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	22 @	125	= 30.968	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	22 @	125	= 30.968	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 61.936	cm^2	[p = 0.008258	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 10.795 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 12.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0159 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1465.71 kN.m > Mu = 1214.29 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 758.76 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 758.76 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.495 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 1.495 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 519.62 + 1833.60 = 2353.22 kN > Vu = 758.76 kN

Rm = Md / Mu = 1.21 Rs = Φv Vn / Vu = 3.10

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.008258 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ²] = 0.29

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 439.97 × 1000 / [61.936 × 75.0 × 0.903] = 104.89 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 104.9) − 2.5 x 89 = 528 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 104.9) = 601 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	4238.390	kN.m	· Vu =	1183.826	kN	· M =	1133.885	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 119.950 cm^2 [p = 0.01043]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 159.933 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.01105]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4490.07 kN.m > Mu = 4238.39 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1183.83 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1183.83 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.685 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 1.685 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 1858.08 = 2637.50 kN > Vu = 1183.83 kN

Rm = Md / Mu = 1.06 Rs = Φv Vn / Vu = 2.23

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01105 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ^{2}] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 1133.89 × 1000 / [127.072 × 115.0 × 0.891] = 87.09 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 87.09) − 2.5 x 84 = 694 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 87.09) = 723 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2529.116	kN.m	· Vu =	1050.218	kN	· M =	1.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	117.0 cm	· 전단력 d =	122.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 67.663 cm^2 [p = 0.00578]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.950 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	38.025 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.950 cm^2	> 15.625	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	90.217 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p = 0.006929	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0190 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3030.30 kN.m > Mu = 2529.12 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 1050.22 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 1050.22 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.113 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 2.113 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 944.52 = 1736.93 kN > Vu = 1050.22 kN

Rm = Md / Mu = 1.20 Rs = Φv Vn / Vu = 1.65

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.006929 + √ [2 × 0.05 + 0.05 ²] = 0.27

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.27 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [81.072 × 117.0 × 0.91] = 0.12 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.12) − 2.5 x 67.5 = 656081 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.12) = 525000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	3001.538	kN.m	· Vu =	1558.457	kN	· M =	2292.980	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 86.119 cm^2 [p = 0.00749]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 114.825 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	143.320	cm^2	[p = 0.012463]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0092 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4995.19 kN.m > Mu = 3001.54 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1558.46 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1558.46 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.246 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 3.246 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 1858.08 = 2637.50 kN > Vu = 1558.46 kN

Rm = Md / Mu = 1.66 Rs = Φv Vn / Vu = 1.69

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.012463 + √ [2 × 0.09 + 0.09 ^{2}] = 0.343

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.343 / 3 = 0.886

fs = M / [As·d·j]

= 2292.98 × 1000 / [143.320 × 115.0 × 0.886] = 157.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 157) − 2.5 x 85.5 = 288 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 157) = 401 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	90	cm						
· Mu =	2836.117	kN.m	· Vu =	1713.965	kN	· M =	1007.109	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	80.0	cm	· 전단력 d =	80.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 121.023 cm^2 [p = 0.01513]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.000 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	26.000 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.000 cm^2	>	11.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	161.364 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p =	0.015884]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0062 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2977.91 kN.m > Mu = 2836.12 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1713.97 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1713.97 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 7.465 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 7.465 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 519.62 + 1271.04 = 1790.66 kN > Vu = 1713.97 kN

Rm = Md / Mu = 1.05 Rs = Φv Vn / Vu = 1.04

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015884 + √ [2 × 0.114 + 0.114 ^{2}] = 0.377

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.377 / 3 = 0.874

fs = M / [As·d·j]

= 1007.11 × 1000 / [127.072 × 80.0 × 0.874] = 113.35 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 113.4) − 2.5 x 84 = 485 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 113.4) = 556 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.14 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	90	cm						
· Mu =	1664.913	kN.m	· Vu =	595.721	kN	· M =	464.802	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	77.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 70.019 cm^2 [p = 0.00909]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,107 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 14.13 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.950 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	25.025 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.625 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.950 cm^2	>	10.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	93.359 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	81.072	cm^2	[p = 0.010529	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 14.130 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 16.624 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0118 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1927.72 kN.m > Mu = 1664.91 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 595.72 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 595.72 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.770 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.770 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 325.70 = 858.31 kN > Vu = 595.72 kN

Rm = Md / Mu = 1.16 Rs = Φv Vn / Vu = 1.44

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.010529 + √ [2 × 0.076 + 0.076 ²] = 0.321

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.321 / 3 = 0.893

fs = M / [As·d·j]

= 464.80 × 1000 / [81.072 × 77.0 × 0.893] = 83.38 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 83.38) − 2.5 x 67.5 = 776 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 83.38) = 756 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.15 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1152.181	kN.m	· Vu =	855.733	kN	· M =	256.448	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	77.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 47.326 cm^2 [p = 0.00615]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,194 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 10.79 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 26.950 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 25.025 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 10.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 26.950 cm^2 > 10.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 63.101 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	22	@	125	=	30.968	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	22	@	125	=	30.968	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	61.936	cm^2	[p = 0.008044]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 10.795 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 12.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0164 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1507.82 kN.m > Mu = 1152.18 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 855.73 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 855.73 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.970 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 1.970 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 1302.82 = 1835.43 kN > Vu = 855.73 kN

Rm = Md / Mu = 1.31 Rs = Φv Vn / Vu = 2.14

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.008044 + √ [2 × 0.058 + 0.058 ^{2}] = 0.287

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.287 / 3 = 0.904

fs = M / [As·d·j]

= 256.45 × 1000 / [61.936 × 77.0 × 0.904] = 59.48 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 59.48) − 2.5 x 69 = 1151 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 59.48) = 1059 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.16 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	2714.044	kN.m	· Vu =	991.492	kN	· M =	1084.641	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 78.595 cm^2 [p = 0.00683]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15,418 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 26.87 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.250	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	37.375	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.625	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.250	cm^2	> 15.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	104.793	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL		=	154.176	cm^2	[p = 0.013407	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 26.872 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 31.614 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0084 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 5323.97 kN.m > Mu = 2714.04 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 991.49 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 991.49 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.884 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.884 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 1375.20 = 2154.62 kN > Vu = 991.49 kN

Rm = Md / Mu = 1.96 Rs = Φv Vn / Vu = 2.17

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013407 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ^{2}] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 1084.64 × 1000 / [154.176 × 115.0 × 0.882] = 69.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 69.36) − 2.5 x 85.5 = 922 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 69.36) = 908 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.17 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	2289.385	kN.m	· Vu =	798.159	kN	· M =	1.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	162.0 cm	· 전단력 d =	162.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 43.035 cm^2 [p = 0.00266]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	56.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	52.650 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	21.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	56.700 cm^2	>	21.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	57.380 cm^2			

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL =		63.536	cm^2	[p =	0.003922]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0343 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3379.95 kN.m > Mu = 2289.39 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN > Vu = 798.16 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 798.16 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 928.26 = 1980.48 kN > Vu = 798.16 kN

Rm = Md / Mu = 1.48 Rs = Φv Vn / Vu = 2.48

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.003922 + √ [2 × 0.028 + 0.028 ^{2}] = 0.211

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.211 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [63.536 × 162.0 × 0.93] = 0.1 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.1) − 2.5 x 64 = 787340 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.1) = 630000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.18 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2128.453	kN.m	· Vu =	1558.457	kN	· M =	2251.794	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 61.069 cm^2 [p = 0.00531]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 81.425 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	143.320	cm^2	[p = 0.012463]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0092 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4995.19 kN.m > Mu = 2128.45 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1558.46 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1558.46 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.246 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.246 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 1375.20 = 2154.62 kN > Vu = 1558.46 kN

Rm = Md / Mu = 2.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.38

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.012463 + √ [2 × 0.09 + 0.09 ^{2}] = 0.343

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.343 / 3 = 0.886

fs = M / [As·d·j]

= 2251.79 × 1000 / [143.320 × 115.0 × 0.886] = 154.2 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 154.2) − 2.5 x 85.5 = 297 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 154.2) = 409 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.19 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	110	cm						
· Mu =	3100.803	kN.m	· Vu =	1163.143	kN	· M =	721.097	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 108.669 cm^2 [p = 0.01144]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250	cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	144.892	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.013376]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3625.98 kN.m > Mu = 3100.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1163.14 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1163.14 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.568 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 2.568 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 kN > Vu = 1163.14 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 1.89

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013376 + √ [2 × 0.096 + 0.096 ²] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 721.10 × 1000 / [127.072 × 95.0 × 0.882] = 67.73 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 67.73) − 2.5 x 84 = 953 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 67.73) = 930 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.20 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	110	cm						
· Mu =	1674.919	kN.m	· Vu =	563.730	kN	· M =	844.434	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 60.396 cm^2 [p = 0.00636]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15,418 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 26.87 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250	cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875	cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125	cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250	cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	80.528	cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	154.176	cm^2	[p = 0.016229]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 26.872 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 31.614 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0065 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4275.57 kN.m > Mu = 1674.92 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN > Vu = 563.73 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 563.73 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1548.40 = 2197.92 kN > Vu = 563.73 kN

Rm = Md / Mu = 2.55 Rs = Φv Vn / Vu = 3.90

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016229 + √ [2 × 0.117 + 0.117 ^{2}] = 0.38

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.38 / 3 = 0.873

fs = M / [As·d·j]

= 844.43 × 1000 / [154.176 × 95.0 × 0.873] = 66.04 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 66.04) − 2.5 x 85.5 = 979 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 66.04) = 954 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.21 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	1652.720	kN.m	· Vu =	463.526	kN	· M =	699.024	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	97.0 cm	· 전단력 d =	102.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 56.572 cm^2 [p = 0.00583]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	31.525 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950 cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	75.429 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.0131	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0087 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3712.39 kN.m > Mu = 1652.72 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 662.51 kN > Vu = 463.53 kN

· 1/2·Φv Vc = 331.26 kN < Vu = 463.53 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 662.51 + 789.68 = 1452.19 kN > Vu = 463.53 kN

Rm = Md / Mu = 2.25 Rs = Φv Vn / Vu = 3.13

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.0131 + √ [2 × 0.094 + 0.094 ^{2}] = 0.35

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.35 / 3 = 0.883

fs = M / [As·d·j]

= 699.02 × 1000 / [127.072 × 97.0 × 0.883] = 64.23 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 64.23) − 2.5 x 64 = 1066 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 64.23) = 981 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.22 내부벽체 단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	336.927	kN.m	· Vu =	192.977	kN	· M =	63.597	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	40.0 cm	· 전단력 d =	40.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 26.567 cm^2 [p = 0.00664]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	13.000 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	6.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.000 cm^2	> 6.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	35.423 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	22 @	125	=	30.968 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	30.968 cm^2	[p =	0.007742]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0159 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 392.75 kN.m > Mu = 336.93 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 192.98 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN < Vu = 192.98 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 158.88 = 418.69 kN > Vu = 192.98 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 2.17

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007742 + √ [2 × 0.056 + 0.056 ²] = 0.283

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.283 / 3 = 0.906

fs = M / [As·d·j]

= 63.60 × 1000 / [30.968 × 40.0 × 0.906] = 56.67 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 56.67) − 2.5 x 89 = 1167 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 56.67) = 1112 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.23 내부벽체 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	323.055	kN.m	· Vu =	137.138	kN	· M =	63.597	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	42.0	cm	· 전단력 d =	42.0	cm	

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 24.177 cm^2 [p = 0.00576]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	13.650 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	6.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.700 cm^2	>	6.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	32.236 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	22	@	125	=	30.968	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL =		30.968	cm^2	[p = 0.007373]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0168 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 413.81 kN.m > Mu = 323.06 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 137.14 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN < Vu = 137.14 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 272.80 + 166.82 = 439.62 kN > Vu = 137.14 kN

Rm = Md / Mu = 1.28 Rs = Φv Vn / Vu = 3.21

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007373 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ²] = 0.277

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.277 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 63.60 × 1000 / [30.968 × 42.0 × 0.908] = 53.85 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 53.85) − 2.5 x 69 = 1290 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 53.85) = 1170 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.24 내부 슬래브 단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	1543.852	kN.m	· Vu =	621.377	kN	· M =	398.014	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	60.0 cm	· 전단력 d =	60.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 88.956 cm^2 [p = 0.01483]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	21.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	19.500 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	8.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	21.000 cm^2	> 8.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	118.608 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29 @	125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29 @	125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 102.784	cm^2	[p = 0.017131]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0055 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1783.78 kN.m > Mu = 1543.85 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN < Vu = 621.38 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN < Vu = 621.38 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.861 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.861 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 238.32 = 628.03 kN > Vu = 621.38 kN

Rm = Md / Mu = 1.16 Rs = Φv Vn / Vu = 1.01

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.017131 + √ [2 × 0.123 + 0.123 ^{2}] = 0.388

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.388 / 3 = 0.871

fs = M / [As·d·j]

= 398.01 × 1000 / [102.784 × 60.0 × 0.871] = 74.1 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 74.1) − 2.5 x 85.5 = 849 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 74.1) = 850 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.25 내부 슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	982.065	kN.m	· Vu =	621.377	kN	· M =	94.782	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	62.0 cm	· 전단력 d =	62.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 51.154 cm^2 [p = 0.00825]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	21.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	20.150 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	8.750 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	21.700 cm^2	>	8.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	68.205 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL =		63.536	cm^2	[p =	0.010248]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0113 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1219.73 kN.m > Mu = 982.07 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN < Vu = 621.38 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN < Vu = 621.38 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.527 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.527 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 246.26 = 648.96 kN > Vu = 621.38 kN

Rm = Md / Mu = 1.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.04

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.010248 + √ [2 × 0.074 + 0.074 ²] = 0.317

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.317 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 94.78 × 1000 / [63.536 × 62.0 × 0.894] = 26.91 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

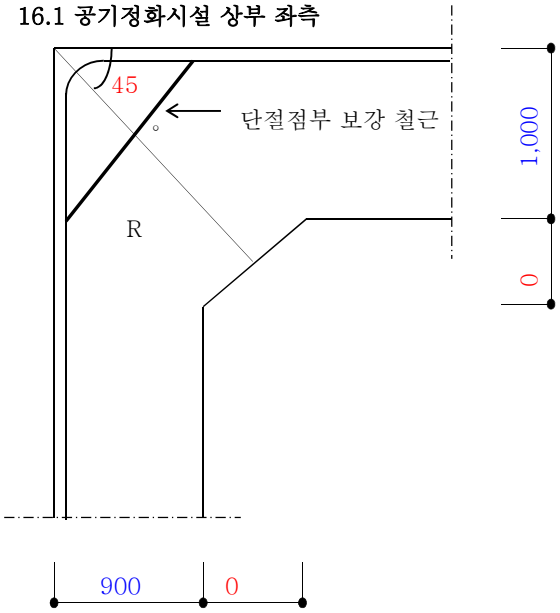
= 375 x (210 / 26.91) − 2.5 x 64 = 2766 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 26.91) = 2341 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 우각부 검토

16.1 공기정화시설 상부 좌측



$R = \sqrt{1000.0^2 + 900.0^2}$

$= 1{,}345$ mm

Mo = 693.4 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 693.357 \times 10^6}{1{,}345 \times 1{,}000} = 1.915 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 693.36 \times 10^6}{1{,}345.362 \times 180} = 5{,}726 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

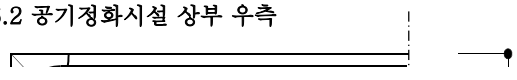
7,942 mm² > 5,726 mm² -O.K-

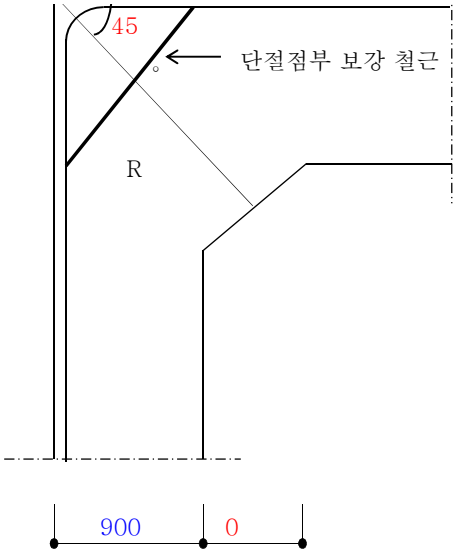
(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1345 = 0.87 m 이내에 배치

16.2 공기정화시설 상부 우측





R = $\sqrt{1000.0^2 + 900.0^2}$

= 1,345 mm

Mo = 1007.1 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1007.109 \times 10^6}{1,345 \times 1,000} = 2.782 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1007.11 \times 10^6}{1,345.362 \times 180} = 8,318 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 22 @ 125 : 3,097 mm²

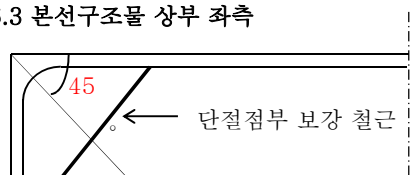
9,450 mm² > 8,318 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

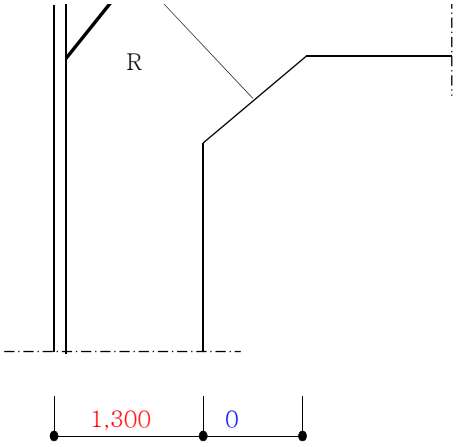
철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1345 = 0.87 m 이내에 배치

16.3 본선구조물 상부 좌측



R = $\sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$



= 1,703 mm

Mo = 721.1 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{\text{fck}}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 721.097 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 1.243 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 721.10 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 4{,}705 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

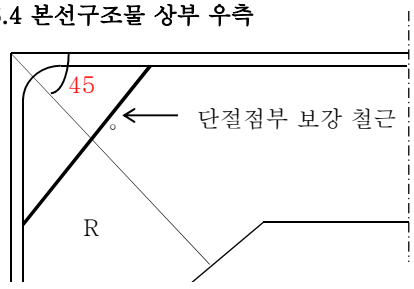
19,061 mm² > 4,705 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

16.4 본선구조물 상부 우측

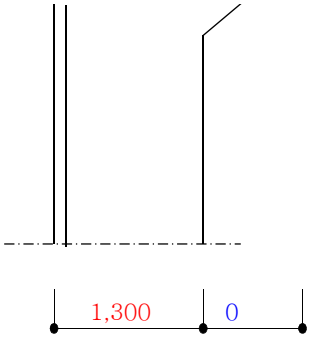


1,100

0

R = $\sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$

= 1,703 mm



Mo = 844.4 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{\text{fck}}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 844.434 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 1.456 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 844.43 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 5{,}510 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

As = 2단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

As = 3단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

3단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

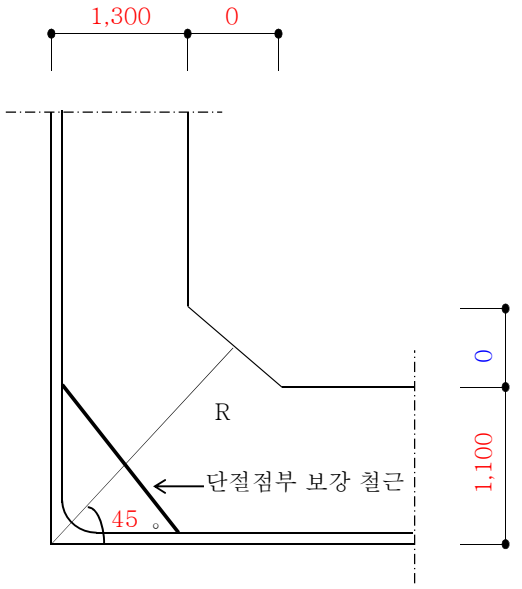
23,126 mm² > 5,510 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(좌측)



$R = \sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$

$= 1{,}703$ mm

Mo = 2293.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2292.98 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 3.953 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2292.98 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 14{,}961 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
As = 2단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
As = 3단 H 25 @ 250 : 2,027 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
3단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

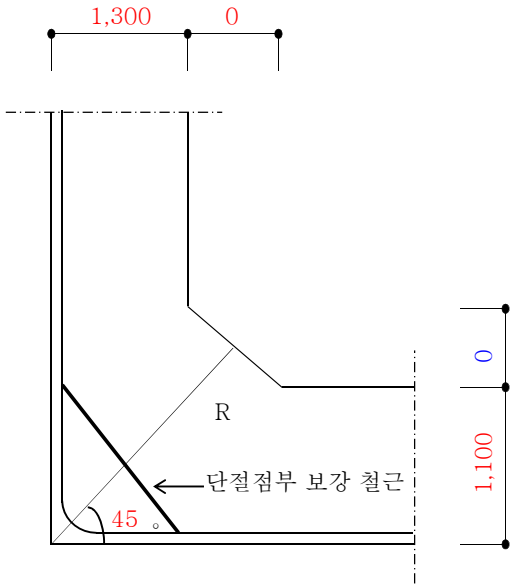
21,498 mm² > 14,961 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(우측)



$R = \sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$

$= 1{,}703$ mm

$Mo = 2251.8$ kN-m

$W = 1{,}000$ mm

$fsa = 180$ MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2251.794 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 3.882 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2251.79 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 14{,}692 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
2단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
3단 H 25 @ 250 : 2,027 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
3단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

21,498 mm² > 14,692 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

17. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적					=	1.000	m²		
필요 배력철근량 :									
단면적의 0.002	=	0.0020	x	1.000	=	2000.0	㎟		
0.0015hb	=	0.0015	x	1.000	x	1.000	= 1500.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.0	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.0	㎟		
						1986.0	㎟	---	O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3000 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적					=	1.500	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.500	=	3000.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]	
0.0015hb	=	0.0015	x	1.500	x	1.000	= 2250.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟	---	O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적					=	1.700	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.700	=	3400.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]	
0.0015hb	=	0.0015	x	1.700	x	1.000	= 2550.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟	---	O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 5100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

④ T = 900 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적					=	0.900	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.900	=	1800.000	㎟	이상	
0.0015hb	=	0.0015	x	0.500	x	1.000	= 750.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟	---	O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2700 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

⑤ T = 700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적					=	0.700	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.700	=	1400.000	㎟	이상	
0.0015hb	=	0.0015	x	0.500	x	1.000	= 750.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟	---	O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

⑥ T = 300 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적					=	0.300	m²		
단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.300	=	600.000	㎟	이상	
0.0015hb	=	0.0015	x	0.500	x	1.000	= 750.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟		h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟		
						1986.000	㎟	---	O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 900 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

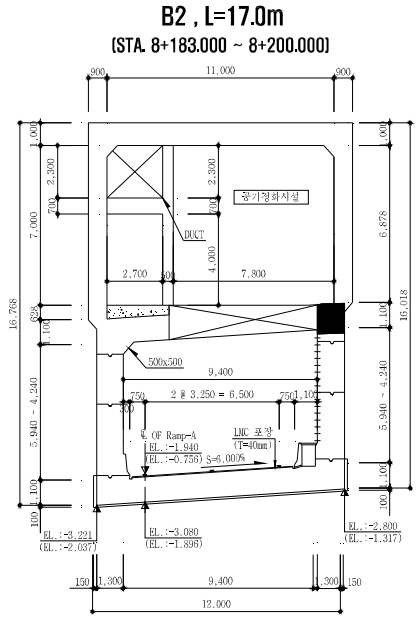
*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

18. 주철근 조립도

1,공기정화시설 OPEN부 보강거더 1

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	1731.65 kN	991.47 kN
합 계	1731.65 kN	991.47 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정		
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 1731.65 × 2.500 ² / 11 =	983.89 kN.m
	사용하중		Ms1 = 991.47 × 2.500 ² / 11 =	563.33 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 1731.65 × 2.500 ² / 16 =	676.43 kN.m
	사용하중		Ms2 = 991.47 × 2.500 ² / 16 =	## kN.m
전 단 력			Su = 1.15 × 1731.65 × 2.5 / 2 =	

Su = 1.15 x WL/ 0.15 x 1731.648 × 2.5 = ## kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$\frac{L}{D} = \frac{2.5\ m}{0.965\ m} = 2.591 \leq 4$ ∴ 깊은보

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

- fck = 27 MPa • fy = 400 MPa • 부재 : 보 • 헌치= 0 mm
- Mu = 983.9 kN.m • Su = 1840 kN • Ms = 563.3 kN.m • dd = 965 mm
- B = 1300 mm • d = 965 mm • d' = 135 mm 전단검토시
- ϕf = 0.85 • ϕv = 0.75 • 주철근 3 단 배치

▶ a = 41.0788 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d - a/2)] = 3064 mm^2 [p = 0]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 41.079 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.0293

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 27574 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 4391 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4077 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2 = 0.0035 ⇒ MIN As = 4391 mm^2

4/3 · Req As ⇒ MIN As = 4085 mm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE	As H	22	@	100	=	4258.1 mm^2	[11.0	ea/m]
	H	0	@	100	=	0 mm^2	[11.0	ea/m]
	H	0	@	100	=	0 mm^2	[11.0	ea/m]
	TOTAL				=	4258.1 mm^2	[p = 0.003394]	

◈ Moment check : Md = 1355.76 kN.m > Mu = ## kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· ϕv Vc = ϕv·1/6·√fck·B·d = 814.82 kN < Vu = 1839.88 kN

· 1/2·ϕv Vc = 407.41 kN < Vu = 1839.88 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 171 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [ϕv fy d] = 531 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 4345.72 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 19 × 2.0 ea/m = 573 mm^2 > 531 mm^2 ∴ O.K

· ϕv Vr = ϕv Vc + ϕv Vs

= 814.82 + 1105.89 = 1920.71 kN > Vu = 1839.88 kN

Rm = Md / Mu = 1.38 Rs

② 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= - 7 × 0 + √ [2 × 0.024 + 0.024 2] = 0.196

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.196 / 3 = 0.935

fs = M / [As·d·j] ⇔ 563.333 / [4258 × 965 × 0.935]= 146.63 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께) 124 mm

s_1 = 375 × (210/fs) - 2.5×Cc

= 375 × (210 / 146.63) - 2.5 × 124 = 227.066 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 146.63) = 429.653 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 227.066 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck= 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 : 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 676.4 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 387.3 kN.m	• dd = 985 mm
• B = 1300 mm	• d = 985 mm	• d' = 115 mm	전단검토시
• ϕf= 0.85	• ϕv= 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 27.4622 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d - a/2)] = 2048 mm^2 [p = 0]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 27.462 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.85 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.0293

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 28145 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.0035 ⇒ MIN As = 4482 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4162 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2 = 0.0035 ⇒ MIN As = 4482 mm^2

4/3 · Req As ⇒ MIN As = 2731 mm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE	As H	22 @	100 =	4258.1 mm^2	[11.0 ea/m]
	H	0 @	0 =	0 mm^2	[0.0 ea/m]
	TOTAL		=	4258.1 mm^2	[p = 0.003325]

◈ Moment check : Md = 1384.71 kN.m > Mu = ## kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 2.05 Rs

② 철근의 응력 산정

$k = -np + \sqrt{[2np + (np)^2]}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.003325 + \sqrt{[2 \times 0.023 + 0.023^2]} = 0.194$

$j = 1 - k/3 \Leftrightarrow 1 - 0.194/3 = 0.935$

$fs = M/[As \cdot d \cdot j] \Leftrightarrow 387.291/[4258 \times 985 \times 0.935] = 98.76$ MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께 104 mm

$s_1 = 375 \times (210/fs) - 2.5 \times Cc$

$= 375 \times (210/98.76) - 2.5 \times 104 = 537.388$ mm

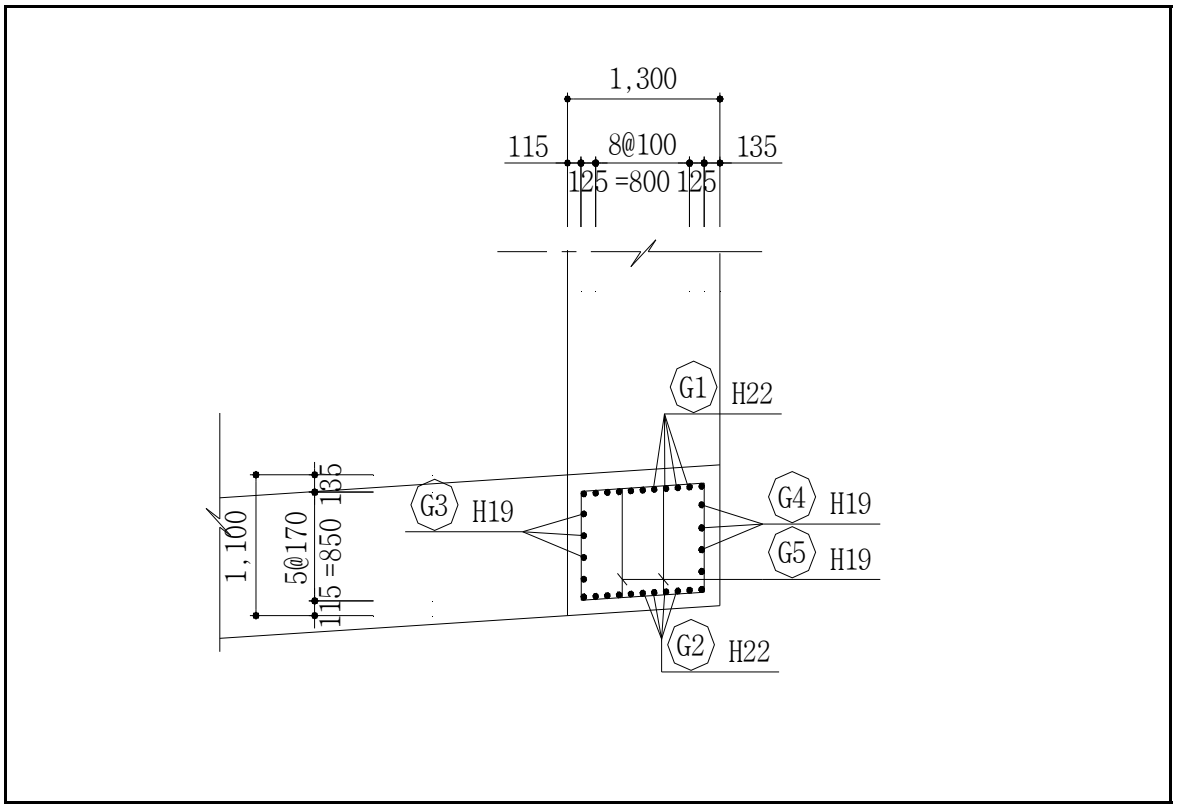
$s_2 = 300 \times (210/fs)$

$= 300 \times (210/98.76) = 637.91$ mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 537.388 > 100 mm ∴ O.K

2. 주철근 조립도

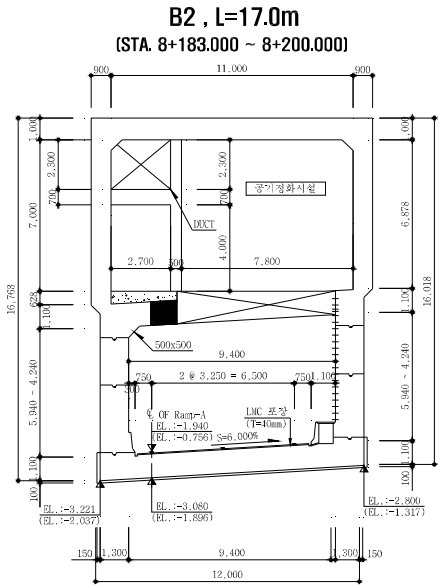
1) 보강거더



19.2 공기정화시설 OPEN부 보강거더 2

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2596.22 kN	1580.91 kN
합 계	2596.22 kN	1580.91 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정		
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2596.22 × 2.500 ² / 11 =	1475.12 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1580.91 × 2.500 ² / 11 =	898.24 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2596.22 × 2.500 ² / 16 =	1014.15 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1580.91 × 2.500 ² / 16 =	617.54 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - 0.15WL	Su = 1.15 × 2596.22 × 2.500 / 2 - 0.15 x 2596.22 × 2.500 =	2758.48 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{2.500\ m}{0.965\ m} = 2.591 \leq 4 \quad \therefore \textbf{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1475.12 kN.m	• Su = 2758.48 kN	• Ms = 898.24 kN.m	• dd = 965 mm
• B = 1200 mm	• d = 965 mm	• d' = 135 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 67.674 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 4659 mm^2 [p = 0.00402]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 67.674 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.0293

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 25453 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4053 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3764 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 4053 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6212 mm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As :	H	29	@	100	=	6424 mm^2	[10.0 ea/m]
	H	0	@	0	=	0 mm^2	[0.0 ea/m]
	H	0	@	0	=	0 mm^2	[0.0 ea/m]
				TOTAL	=	6424 mm^2	[p = 0.00555]

◈ Moment check : Md = 2005.82 kN.m > Mu = 1475.12 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· ϕv Vc = ϕv·1/6·√fck·B·d = 752.14 kN < Vu = 2758.48 kN

· 1/2·ϕv Vc = 376.07 kN < Vu = 2758.48 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 158 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [ϕv fy d] = 1040 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 4011.43 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 22 × 3.0 ea/m = 1161 mm^2 > 1040 mm^2 ∴ O.K

· ϕv Vn = ϕv Vc + ϕv Vs

= 752.14 + 2241.31 = 2993.45 kN > Vu = 2758.48 kN

Rm = Md / Mu = 1.36

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005547 + √ [2 × 0.039 + 0.039 ^{2}] = 0.242

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.242 / 3 = 0.919

fs = M / [As·d·j] ⇔ 898.24 / [6424 × 965 × 0.919]= 157.670 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 121 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 157.670) − 2.5 × 120.5 = 198.211 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 157.670) = 399.569 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 198.211 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck =	27 MPa	• fy =	400 MPa	• 부재 =	보	• 헌치=	0 mm
• Mu =	1014.15 kN.m	• Su =	0.00 kN	• Ms =	617.54 kN.m	• dd =	985 mm
• B =	1200 mm	• d =	985 mm	• d' =	115 mm	전단검토시	
• ϕf =	0.85	• ϕv =	0.75	• 주철근	1 단 배치		

▶ a = 45.011 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 3099 mm^2 [p = 0.00262]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 45.011 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.0293

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 25980 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4137 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3842 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 4137 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4132 mm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As : H	29	@	100	=	6424	mm^2	[10.0 ea/m]
H	0	@	0	=	0	mm^2	[0.0 ea/m]
			TOTAL	=	6424	mm^2	[p = 0.005435]

◈ Moment check : Md = 2049.50 kN.m > Mu = 1014.15 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 2.02

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005435 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ^{2}] = 0.24

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.24 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j] ⇔ 617.54 / [6424 × 985 × 0.92]= 106.080 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 100.5 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 106.08) − 2.5 × 100.5 = 491.114 mm

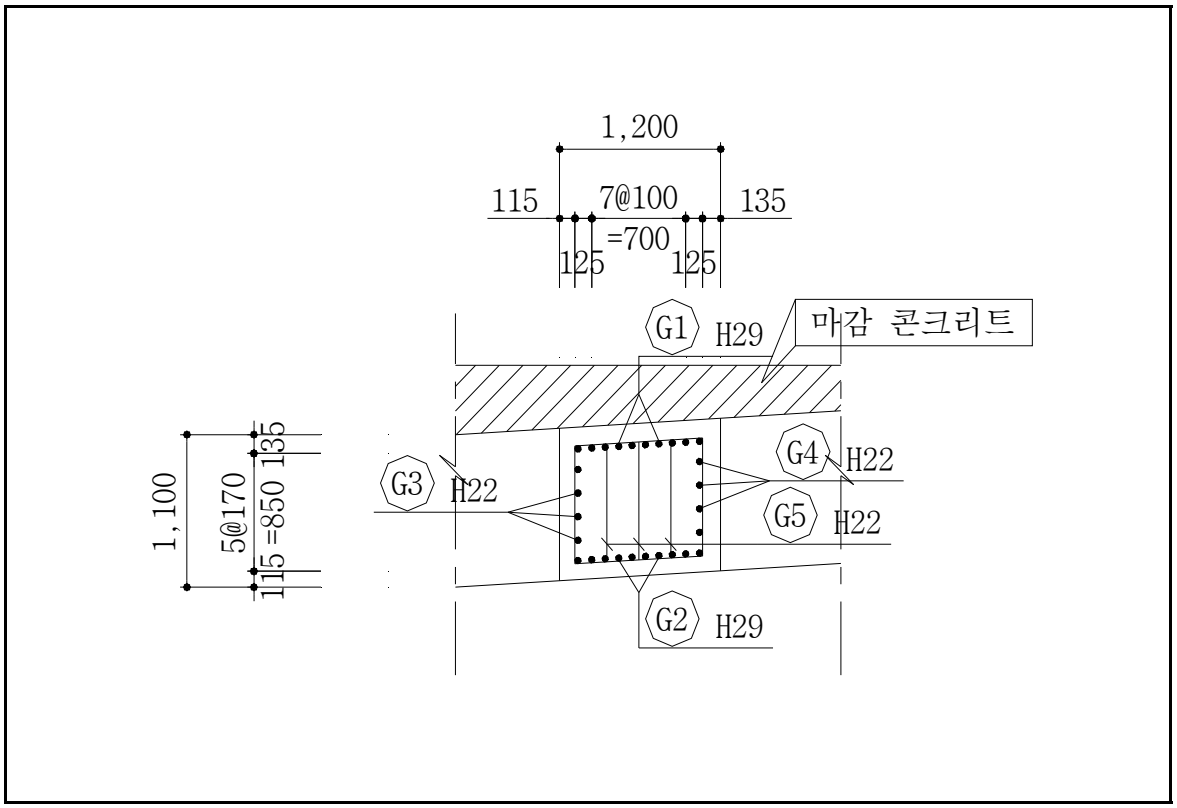
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 106.08) = 593.891 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 491.114 > 100 mm ∴ O.K

2. 주철근 조립도

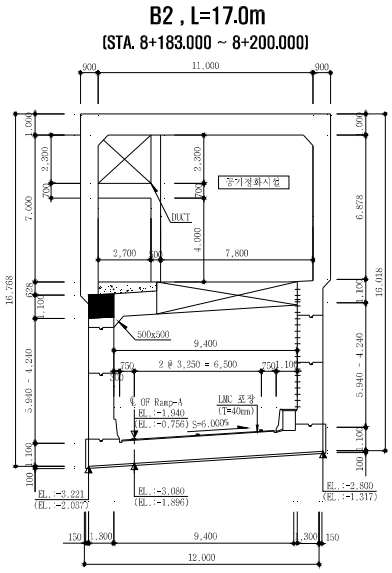
1) 보강거더



19.3 공기정화시설 OPEN부 보강거더 3

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2596.22 kN	1580.91 kN
합 계	2596.22 kN	1580.91 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정		
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2596.22 × 2.500 ² / 11 =	1475.12 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1580.91 × 2.500 ² / 11 =	898.24 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2596.22 × 2.500 ² / 16 =	1014.15 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1580.91 × 2.500 ² / 16 =	617.54 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - 0.15WL	Su = 1.15 × 2596.22 × 2.500 / 2 - 0.15 x 2596.22 × 2.500 =	2758.48 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{2.500\ m}{0.965\ m} = 2.591 \leq 4 \quad \therefore \textbf{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1475.12 kN.m	• Su = 2758.48 kN	• Ms = 898.24 kN.m	• dd = 965 mm
• B = 1300 mm	• d = 965 mm	• d' = 135 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 62.288 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 4646 mm^2 [p = 0.00370]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 62.288 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.0293

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 27574 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4391 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4077 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 4391 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 6195 mm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As :	H	25	@	100	=	5574 mm^2	[11.0 ea/m]
	H	0	@	0	=	0 mm^2	[0.0 ea/m]
	H	0	@	0	=	0 mm^2	[0.0 ea/m]
				TOTAL	=	5574 mm^2	[p = 0.00444]

◈ Moment check : Md = 1757.93 kN.m > Mu = 1475.12 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· ϕv Vc = ϕv·1/6·√fck·B·d = 814.82 kN < Vu = 2758.48 kN

· 1/2·ϕv Vc = 407.41 kN < Vu = 2758.48 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 171 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [ϕv fy d] = 1007 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 4345.72 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 19 × 4.0 ea/m = 1146 mm^2 > 1007 mm^2 ∴ O.K

· ϕv Vn = ϕv Vc + ϕv Vs

= 814.82 + 2211.78 = 3026.60 kN > Vu = 2758.48 kN

Rm = Md / Mu = 1.19

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004443 + √ [2 × 0.031 + 0.031 ^{2}] = 0.22

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.22 / 3 = 0.927

fs = M / [As·d·j] ⇔ 898.24 / [5574 × 965 × 0.927]= 180.150 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 123 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 180.150) − 2.5 × 122.5 = 130.886 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 180.150) = 349.709 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 130.886 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1014.15 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 617.54 kN.m	• dd = 985 mm
• B = 1300 mm	• d = 985 mm	• d' = 115 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 41.473 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d − a/2)] = 3093 mm^2 [p = 0.00242]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 41.473 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.0293

Pmax = 0.75·Pb	= 0.02198	⇒ MAX As =	28145	mm^2	
Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	4482	mm^2	
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	4162	mm^2	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.0035	⇒ MIN As =	4482	mm^2	
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	4124	mm^2	

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As : H 25 @ 100	= 5574	mm^2	[11.0	ea/m]	
H 0 @ 0	= 0	mm^2	[0.0	ea/m]	
TOTAL	= 5574	mm^2	[p = 0.004353]		

◈ Moment check : Md = 1795.83 kN.m > Mu = 1014.15 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.77

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004353 + √ [2 × 0.031 + 0.031 ^{2}] = 0.218

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.218 / 3 = 0.927

fs = M / [As·d·j] ⇔ 617.54 / [5574 × 985 × 0.927]= 121.340 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 102.5 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 121.34) − 2.5 × 102.5 = 392.753 mm

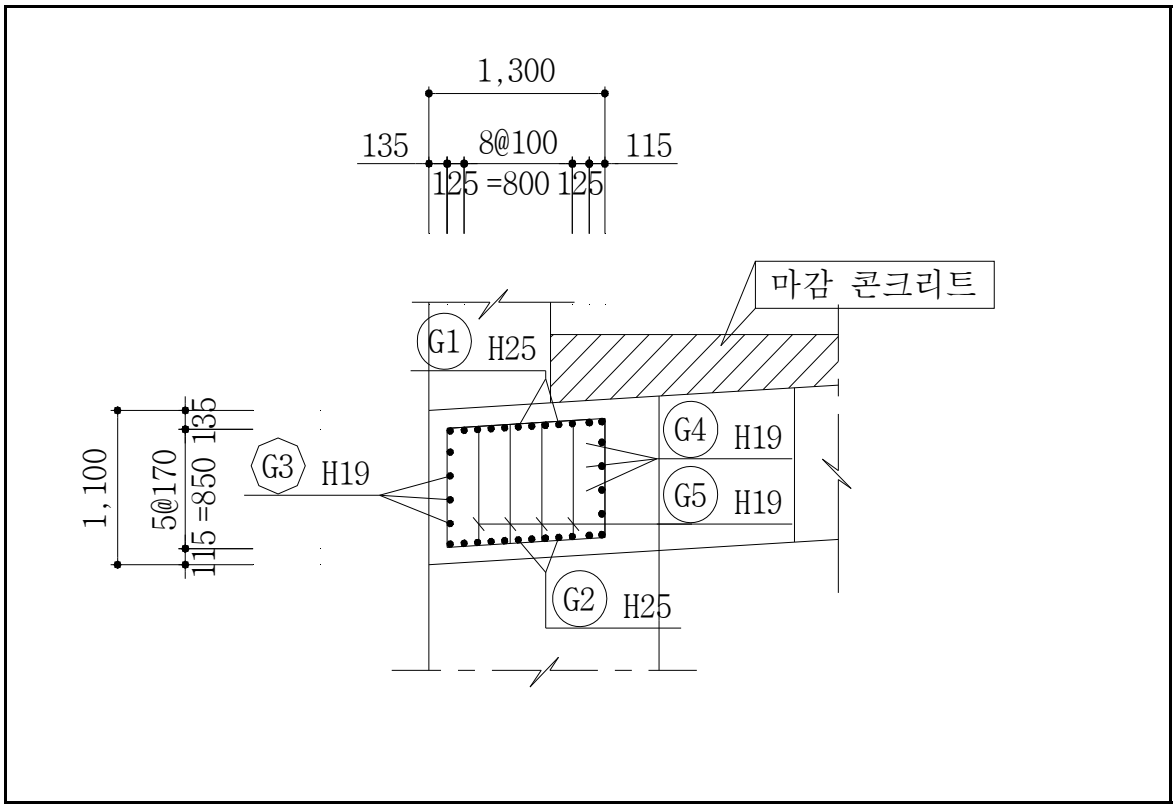
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 121.34) = 519.202 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 392.753 > 100 mm ∴ O.K

2. 주철근 조립도

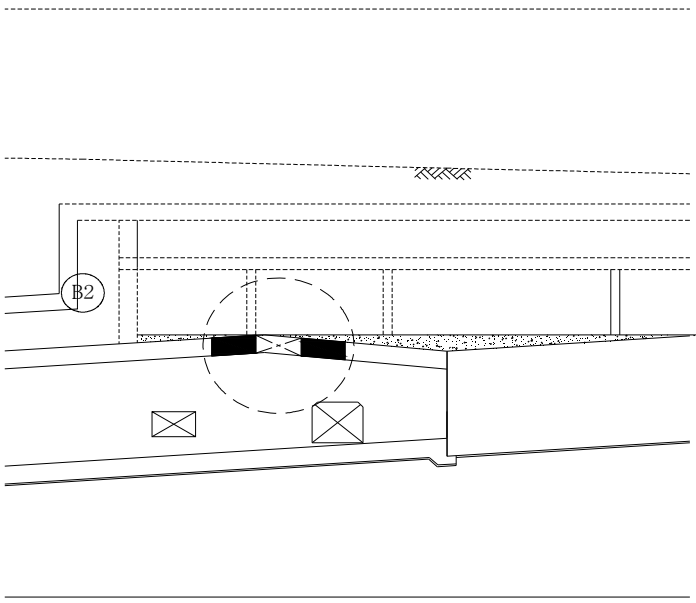
1) 보강거더



4,공기정화시설 OPEN부 보강거더 4

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	1731.65 kN	991.47 kN
합 계	1731.65 kN	991.47 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정		
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 1731.65 × 7.200 ² / 11 =	8160.79 kN.m
	사용하중		Ms1 = 991.47 × 7.200 ² / 11 =	4672.51 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 1731.65 × 7.200 ² / 16 =	5610.54 kN.m
	사용하중		Ms2 = 991.47 × 7.200 ² / 16 =	3212.35 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - WD	Su = 1.15 × 1731.65 × 7.200 / 2 - 1731.65 × 0.915 =	5584.56 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{7.200\ m}{0.915\ m} = 7.869 > 4 \quad \therefore \text{일반보}$$

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 8160.79 kN.m	• Su = 5584.56 kN	• Ms = 4672.51 kN.m	• dd = 915 mm
• B = 2400 mm	• d = 915 mm	• d' = 185 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 3 단 배치	

▶ a = 215.995 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 29743 mm^2 [p = 0.01354]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 215.995 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.0293

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 48268 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 7686 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 7137 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 7686 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 39657 mm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As : H	32	@ 100	= 17472	mm^2	[22.0	ea/m]
H	32	@ 100	= 17472	mm^2	[22.0	ea/m]
TOTAL			= 34945	mm^2	[p = 0.01591	]

◈ Moment check : Md = 9363.75 kN.m > Mu = 8160.79 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· ϕv Vc = ϕv·1/6·√fck·B·d = 1426.34 kN < Vu = 5584.56 kN

· 1/2·ϕv Vc = 713.17 kN < Vu = 5584.56 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 315 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [ϕv fy d] = 2272 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 7607.17 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 29 × 4.0 ea/m = 2570 mm^2 > 2272 mm^2 ∴ O.K

· ϕv Vn = ϕv Vc + ϕv Vs

= 1426.34 + 4702.37 = 6128.71 kN > Vu = 5584.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.15 Rs = 'ϕv Vn / Vu = 1.097

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.015913 + √ [2 × 0.111 + 0.111 ^{2}] = 0.374

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.374 / 3 = 0.875

fs = M / [As·d·j] ⇔ 4672.51 / [34945 × 915 × 0.875]= 167.010 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 119 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 167.010) − 2.5 × 119 = 174.029 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 167.010) = 377.223 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 174.029 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 5610.54 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 3212.35 kN.m	• dd = 935 mm
• B = 2400 mm	• d = 935 mm	• d' = 165 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 2 단 배치	

▶ a = 138.413 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d − a/2)] = 19059 mm^2 [p = 0.00849]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 138.413 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.0293

Pmax = 0.75·Pb	= 0.02198	⇒	MAX As =	49323	mm^2	
Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	7854	mm^2	
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	7293	mm^2	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.0035	⇒	MIN As =	7854	mm^2	
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	25413	mm^2	

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As : H 32 @ 100	= 17472	mm^2	[22.0	ea/m]	
H 32 @ 100	= 17472	mm^2	[22.0	ea/m]	
TOTAL	= 34945	mm^2	[p = 0.015573]		

◈ Moment check : Md = 9601.37 kN.m > Mu = 5610.54 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.71

② 철근의 응력 산정

$k = -np + \sqrt{[2np + (np)^2]}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.015573 + \sqrt{[2 \times 0.109 + 0.109^2]} = 0.37$

$j = 1 - k/3 \Leftrightarrow 1 - 0.37/3 = 0.877$

$fs = M/[As \cdot d \cdot j] \Leftrightarrow 3212.35/[34945 \times 935 \times 0.877] = 112.110$ MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 99 mm

$s_1 = 375 \times (210/fs) - 2.5 \times Cc$

$= 375 \times (210/112.11) - 2.5 \times 99 = 454.935$ mm

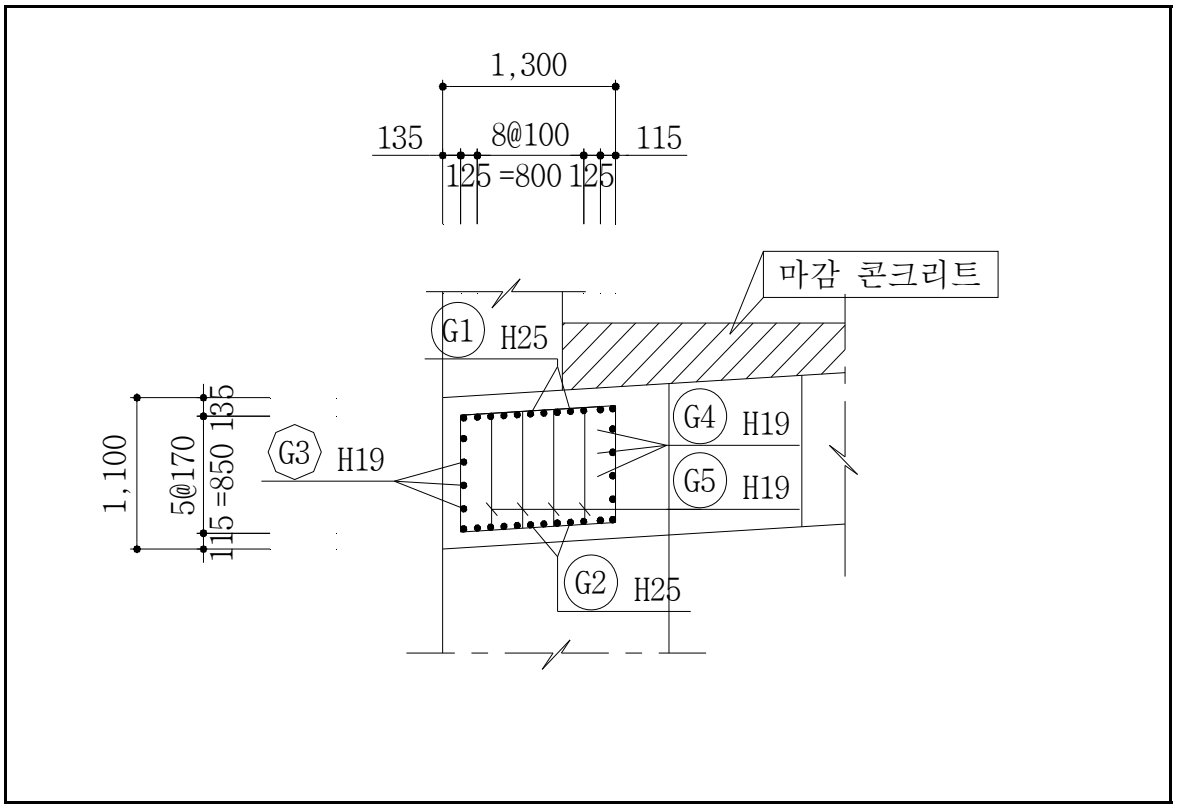
$s_2 = 300 \times (210/fs)$

$= 300 \times (210/112.11) = 561.948$ mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 454.935 > 100 mm ∴ O.K

3. 주철근 조립도

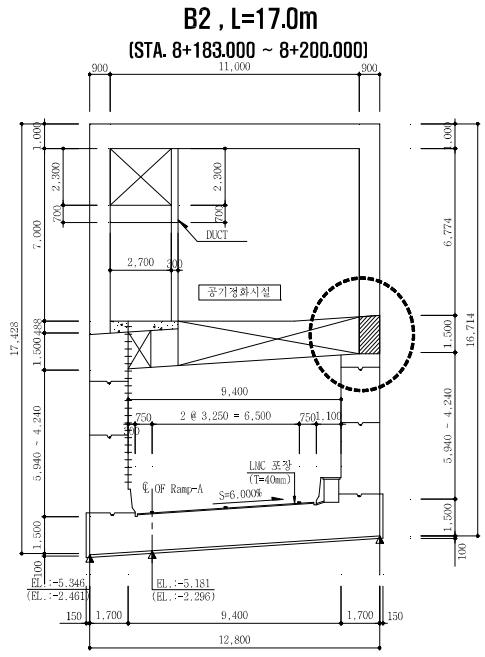
1) 보강거더



1,공기정화시설 OPEN부 보강거더 1

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2034.60 kN	1267.20 kN
합 계	2034.60 kN	1267.20 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정	
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2034.60 × 2.500 ² / 11 = 1156.02 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1267.20 × 2.500 ² / 11 = 720.00 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2034.60 × 2.500 ² / 16 = 794.77 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1267.20 × 2.500 ² / 16 = 495.00 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - 0.15WL	Su = 1.15 × 2034.60 × 2.500 / 2 - 0.15 x 2034.60 × 2.500 = 2161.76 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{2.500\ m}{0.965\ m} = 2.591 \leq 4 \quad \therefore \textbf{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1156.02 kN.m	• Su = 2161.76 kN	• Ms = 720.00 kN.m	• dd = 965 mm
• B = 1300 mm	• d = 965 mm	• d' = 135 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 3 단 배치	

▶ a = 48.455 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 3614 mm^2 [p = 0.00288]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 48.455 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 27574 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4391 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4077 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 4391 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4819 mm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As :	H 25 @ 100	=	5574	mm^2	[11.0	ea/m]
	H 0 @ 100	=	0	mm^2	[11.0	ea/m]
	H 0 @ 100	=	0	mm^2	[11.0	ea/m]
	TOTAL	=	5574	mm^2	[p = 0.00444	]

◈ Moment check : Md = 1757.93 kN.m > Mu = 1156.02 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· ϕv Vc = ϕv·1/6·√fck·B·d = 814.82 kN < Vu = 2161.76 kN

· 1/2·ϕv Vc = 407.41 kN < Vu = 2161.76 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 171 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [ϕv fy d] = 698 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 4345.72 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 16 × 4.0 ea/m = 794 mm^2 > 698 mm^2 ∴ O.K

· ϕv Vn = ϕv Vc + ϕv Vs

= 814.82 + 1533.19 = 2348.01 kN > Vu = 2161.76 kN

Rm = Md / Mu = 1.52

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004443 + √ [2 × 0.03 + 0.03 ^{2}] = 0.22

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.22 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j] ⇔ 720.00 / [5574 × 965 × 0.93]= 144.400 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 123 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 144.400) − 2.5 × 123 = 239.110 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 144.400) = 436.288 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 239.110 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 794.77 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 495.00 kN.m	• dd = 985 mm
• B = 1300 mm	• d = 985 mm	• d' = 115 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 32.348 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 2413 mm^2 [p = 0.00188]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 32.348 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb	= 0.02198	⇒ MAX As =	28145	mm^2	
Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	4482	mm^2	
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	4162	mm^2	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.0035	⇒ MIN As =	4482	mm^2	
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	3217	mm^2	

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As : H	22	@ 100	= 4258	mm^2	[11.0	ea/m]
H	0	@ 0	= 0	mm^2	[0.0	ea/m]
		TOTAL	= 4258	mm^2	[p = 0.003325	]

◈ Moment check : Md = 1384.71 kN.m > Mu = 794.77 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.74

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003325 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.194

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.19 / 3 = 0.94

fs = M / [As·d·j] ⇔ 495.00 / [4258 × 985 × 0.94]= 126.220 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 104 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 126.22) − 2.5 × 104 = 363.911 mm

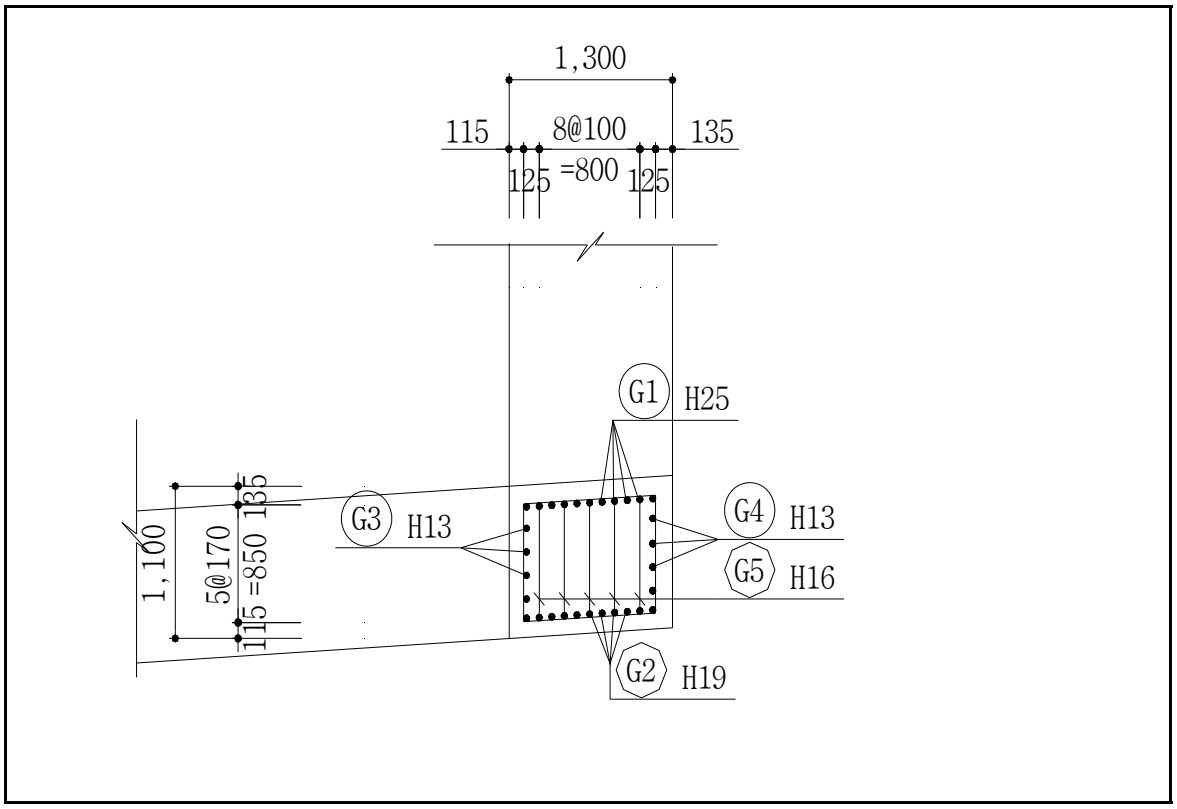
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 126.22) = 499.129 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 363.911 > 100 mm ∴ O.K

2. 주철근 조립도

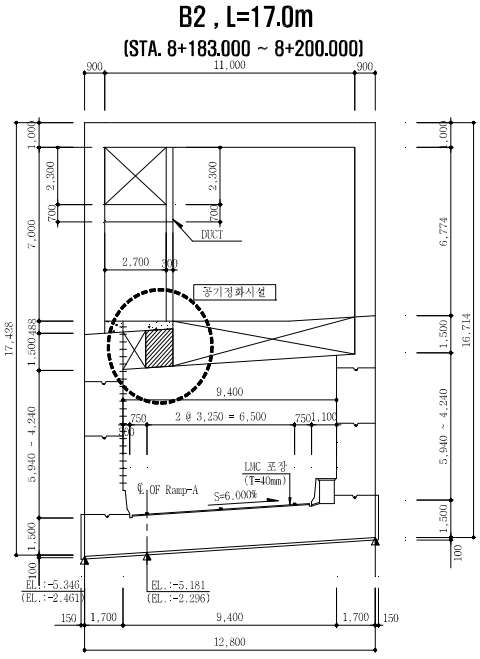
1) 보강거더



2,공기정화시설 OPEN부 보강거더 2

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2029.70 kN	1264.80 kN
합 계	2029.70 kN	1264.80 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정	
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2029.70 × 2.500 ² / 11 = 1153.24 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1264.80 × 2.500 ² / 11 = 718.64 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2029.70 × 2.500 ² / 16 = 792.85 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1264.80 × 2.500 ² / 16 = 494.06 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - 0.15WL	Su = 1.15 × 2029.70 × 2.500 / 2 - 0.15 x 2029.70 × 2.500 = 2156.56 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{2.500\ m}{0.965\ m} = 2.591 \leq 4 \quad \therefore \textbf{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1153.24 kN.m	• Su = 2156.56 kN	• Ms = 718.64 kN.m	• dd = 965 mm
• B = 1200 mm	• d = 965 mm	• d' = 135 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 52.479 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d − a/2)] = 3613 mm^2 [p = 0.00312]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 52.479 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 25453 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4053 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3764 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 4053 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4818 mm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As :	H	25	@	100	=	5067 mm^2	[10.0 ea/m]
	H	0	@	0	=	0 mm^2	[0.0 ea/m]
	H	0	@	0	=	0 mm^2	[0.0 ea/m]
				TOTAL	=	5067 mm^2	[p = 0.00438]

◈ Moment check : Md = 1599.09 kN.m > Mu = 1153.24 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· φv Vc = φv·1/6·√fck·B·d = 752.14 kN < Vu = 2156.56 kN

· 1/2·φv Vc = 376.07 kN < Vu = 2156.56 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 158 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [φv fy d] = 728 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 4011.43 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 13 × 4.0 ea/m = 507 mm^2 < 728 mm^2 ∴ N.G

· φv Vn = φv Vc + φv Vs

= 752.14 + 978.12 = 1730.26 kN < Vu = 2156.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.39

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004376 + √ [2 × 0.03 + 0.03 ^{2}] = 0.219

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.22 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j] ⇔ 718.64 / [5067 × 965 × 0.93]= 158.540 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 123 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 158.540) − 2.5 × 123 = 190.470 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 158.540) = 397.376 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 190.470 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 792.85 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 494.06 kN.m	• dd = 985 mm
• B = 1200 mm	• d = 985 mm	• d' = 115 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 35.007 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 2410 mm^2 [p = 0.00204]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 35.007 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 25980 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4137 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3842 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 4137 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3214 mm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As : H	22	@	100	=	3871	mm^2	[10.0 ea/m]
H	0	@	0	=	0	mm^2	[0.0 ea/m]
			TOTAL	=	3871	mm^2	[p = 0.003275]

◈ Moment check : Md = 1259.40 kN.m > Mu = 792.85 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.59

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003275 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.192

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.19 / 3 = 0.94

fs = M / [As·d·j] ⇔ 494.06 / [3871 × 985 × 0.94]= 138.440 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 104 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 138.44) − 2.5 × 104 = 308.838 mm

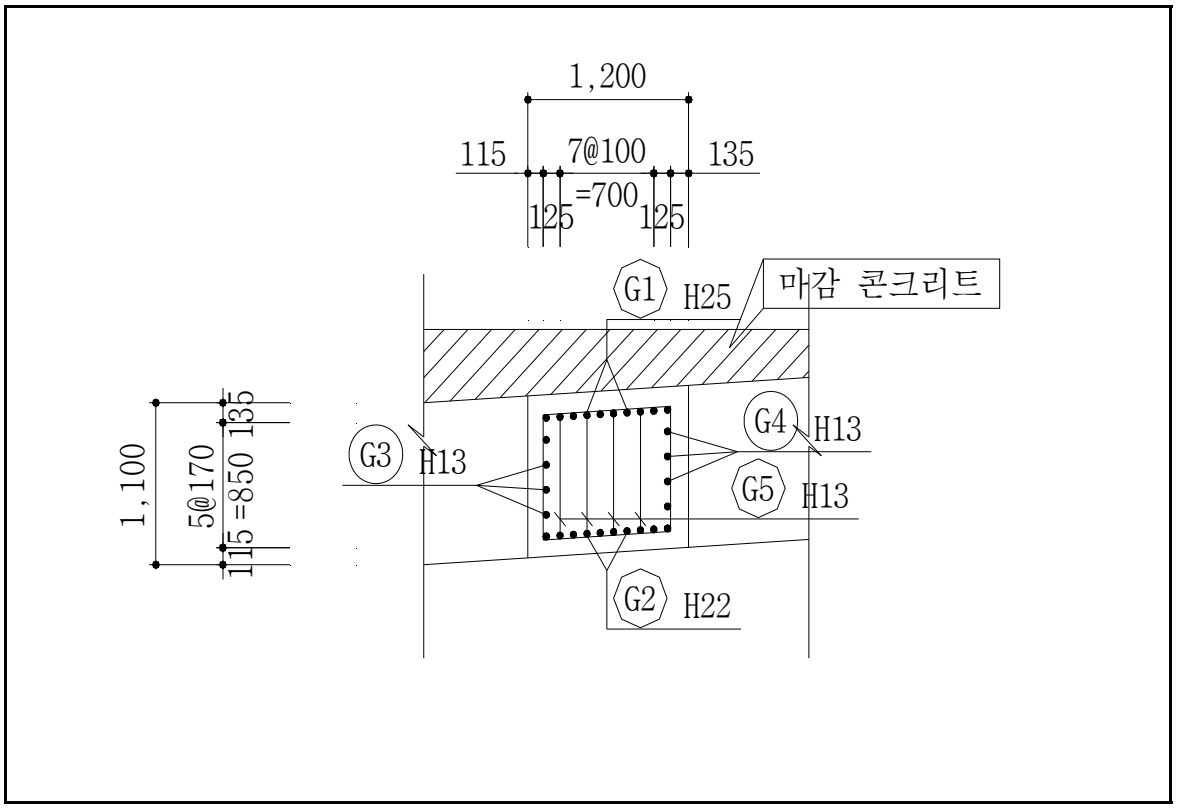
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 138.44) = 455.071 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 308.838 > 100 mm ∴ O.K

3. 주철근 조립도

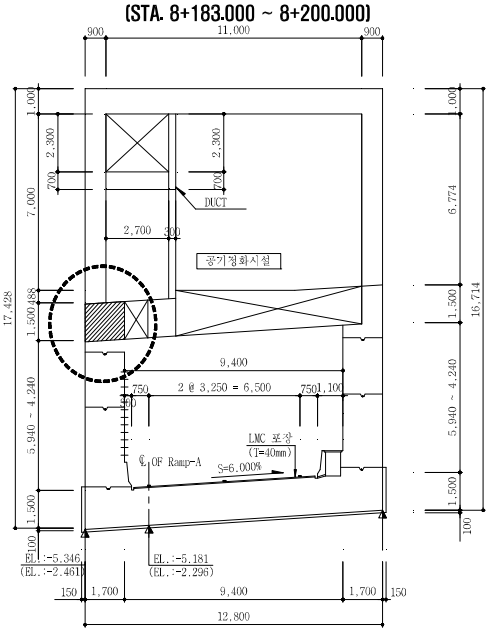
1) 보강거더



3,공기정화시설 OPEN부 보강거더 3

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2029.70 kN	1264.80 kN
합 계	2029.70 kN	1264.80 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정	
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2029.70 × 2.500 ² / 11 = 1153.24 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1264.80 × 2.500 ² / 11 = 718.64 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2029.70 × 2.500 ² / 16 = 792.85 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1264.80 × 2.500 ² / 16 = 494.06 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - 0.15WL	Su = 1.15 × 2029.70 × 2.500 / 2 - 0.15 x 2029.70 × 2.500 = 2156.56 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{2.500\ m}{0.965\ m} = 2.591 \leq 4 \quad \therefore \textbf{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1153.24 kN.m	• Su = 2156.56 kN	• Ms = 718.64 kN.m	• dd = 965 mm
• B = 1700 mm	• d = 965 mm	• d' = 135 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 36.736 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 3583 mm^2 [p = 0.00218]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 36.736 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 36058 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5742 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 5332 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 5742 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 4777 mm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As :	H	22	@	100	=	5807 mm^2	[15.0 ea/m]
	H	0	@	0	=	0 mm^2	[0.0 ea/m]
	H	0	@	0	=	0 mm^2	[0.0 ea/m]
			TOTAL		=	5807 mm^2	[p = 0.00354]

◈ Moment check : Md = 1846.35 kN.m > Mu = 1153.24 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· ϕv Vc = ϕv·1/6·√fck·B·d = 1065.54 kN < Vu = 2156.56 kN

· 1/2·ϕv Vc = 532.77 kN < Vu = 2156.56 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 223 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [ϕv fy d] = 565 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 5682.86 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 16 × 3.0 ea/m = 596 mm^2 > 565 mm^2 ∴ O.K

· ϕv Vn = ϕv Vc + ϕv Vs

= 1065.54 + 1149.89 = 2215.43 kN > Vu = 2156.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.60

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003539 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.199

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.2 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j] ⇔ 718.64 / [5807 × 965 × 0.93]= 137.320 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 124 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 137.320) − 2.5 × 124 = 263.478 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 137.320) = 458.782 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 263.478 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 792.85 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 494.06 kN.m	• dd = 985 mm
• B = 1700 mm	• d = 985 mm	• d' = 115 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 24.579 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 2397 mm^2 [p = 0.00143]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.579 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 36806 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5861 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 5442 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 5861 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3196 mm^2

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 Req.As) 이상배근

∴ USE As : H	19	@	100	=	4298	mm^2 [15.0 ea/m]
H	0	@	0	=	0	mm^2 [0.0 ea/m]
			TOTAL	=	4298	mm^2 [p = 0.002566]

◈ Moment check : Md = 1407.04 kN.m > Mu = 792.85 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.77

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002566 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.173

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.17 / 3 = 0.94

fs = M / [As·d·j] ⇔ 494.06 / [4298 × 985 × 0.94]= 123.900 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 106 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 123.9) − 2.5 × 106 = 371.843 mm

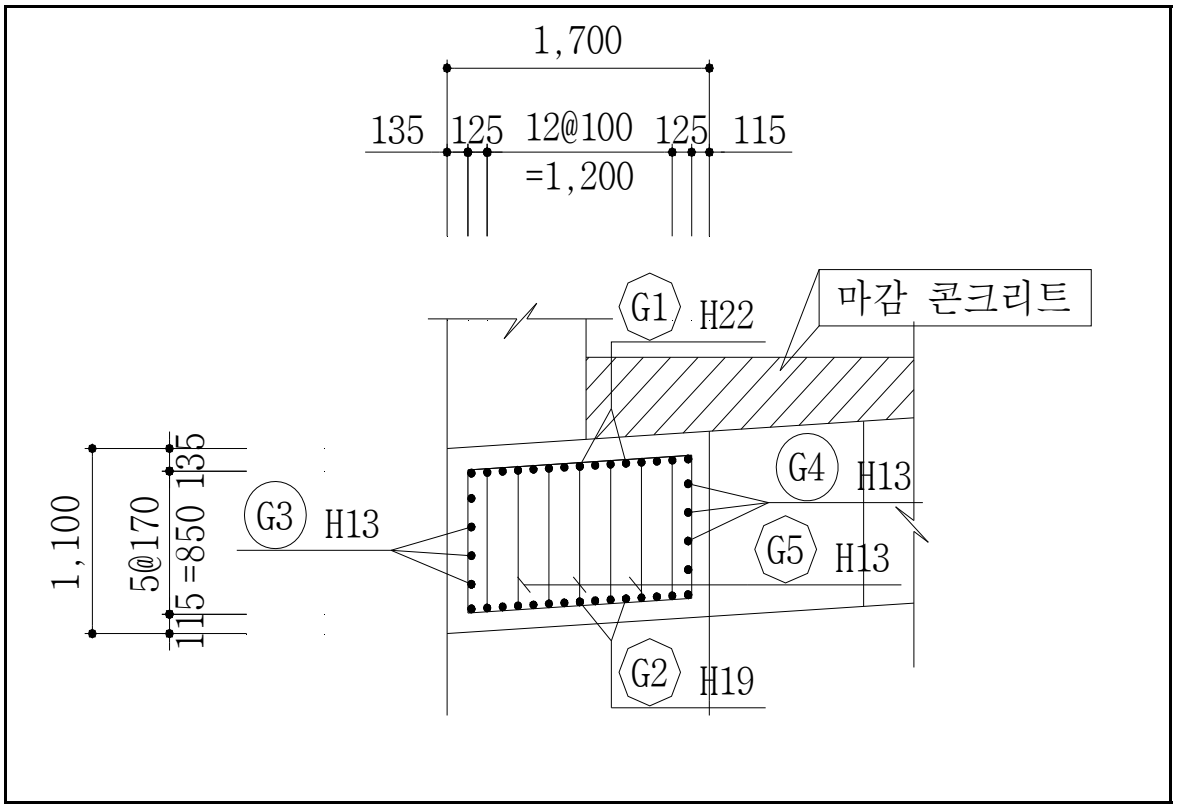
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 123.9) = 508.475 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 371.843 > 100 mm ∴ O.K

3. 주철근 조립도

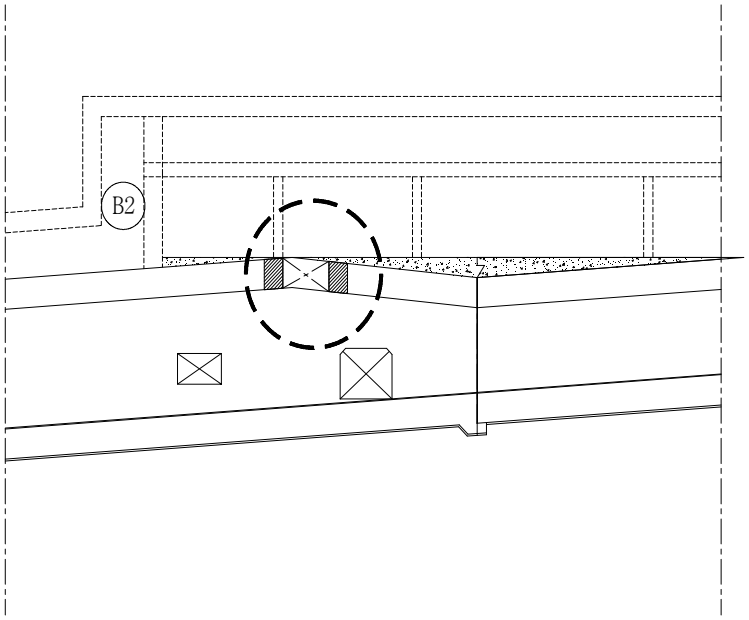
1) 보강거더



4,공기정화시설 OPEN부 보강거더 4

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2034.60 kN	1267.20 kN
합 계	2034.60 kN	1267.20 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정	
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2034.60 × 8.000 ² / 11 = 11837.67 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1267.20 × 8.000 ² / 11 = 7372.80 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2034.60 × 8.000 ² / 16 = 8138.40 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1267.20 × 8.000 ² / 16 = 5068.80 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - WD	Su = 1.15 × 2034.60 × 8.000 / 2 - 2034.60 × 0.865 = 7599.23 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{8.000\ m}{0.865\ m} = 9.249 > 4$$ ∴ **일반보**

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 11837.67 kN.m	• Su = 7599.23 kN	• Ms = 7372.80 kN.m	• dd = 865 mm
• B = 2000 mm	• d = 865 mm	• d' = 235 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 3 단 배치	

▶ a = 488.970 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d − a/2)] = #### mm^2 [p = 0.03243]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 488.970 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 38025 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 6055 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 5623 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 6055 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 74812 mm^2

∴ P > Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As :	H	32 @ 100	=	14296	mm^2	[18.0 ea/m]
	H	32 @ 100	=	14296	mm^2	[18.0 ea/m]
	H	32 @ 100	=	14296	mm^2	[18.0 ea/m]
		TOTAL	=	42887	mm^2	[p = 0.02479]

◈ Moment check : Md = 9888.15 kN.m < Mu = 11837.67 kN.m ∴ N.G

◈ Shear check

· φv Vc = φv·1/6·√fck·B·d = 1123.67 kN < Vu = 7599.23 kN

· 1/2·φv Vc = 561.84 kN < Vu = 7599.23 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 263 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [φv fy d] = 3743 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 5992.9 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 29 × 4.0 ea/m = 2570 mm^2 < 3743 mm^2 ∴ N.G

· φv Vn = φv Vc + φv Vs

= 1123.67 + 4445.41 = 5569.08 kN < Vu = 7599.23 kN

Rm = Md / Mu = 0.84 Rs = 'φv Vn / Vu = 0.733

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.024790 + √ [2 × 0.17 + 0.17 ^{2}] = 0.441

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.44 / 3 = 0.85

fs = M / [As·d·j] ⇔ 7372.80 / [#### × 865 × 0.85]= 232.990 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 119 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 232.990) − 2.5 × 119 = 40.497 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 232.990) = 270.398 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 40.497 < 100 mm ∴ N.G

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 8138.40 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 5068.80 kN.m	• dd = 935 mm
• B = 2000 mm	• d = 935 mm	• d' = 165 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 2 단 배치	

▶ a = 258.959 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d − a/2)] = #### mm^2 [p = 0.01589]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 258.959 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 41103 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 6545 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 6078 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 6545 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 39621 mm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As : H	32	@ 100	= 14296	mm^2	[18.0	ea/m]
H	32	@ 100	= 14296	mm^2	[18.0	ea/m]
		TOTAL	= 28591	mm^2	[p = 0.015289	]

◈ Moment check : Md = 7878.10 kN.m < Mu = 8138.40 kN.m ∴ N.G

Rm = Md / Mu = 0.97

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.015289 + √ [2 × 0.11 + 0.11 ^{2}] = 0.368

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.37 / 3 = 0.88

fs = M / [As·d·j] ⇔ 5068.80 / [#### × 935 × 0.88]= 216.200 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 99 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 216.2) − 2.5 × 99 = 116.746 mm

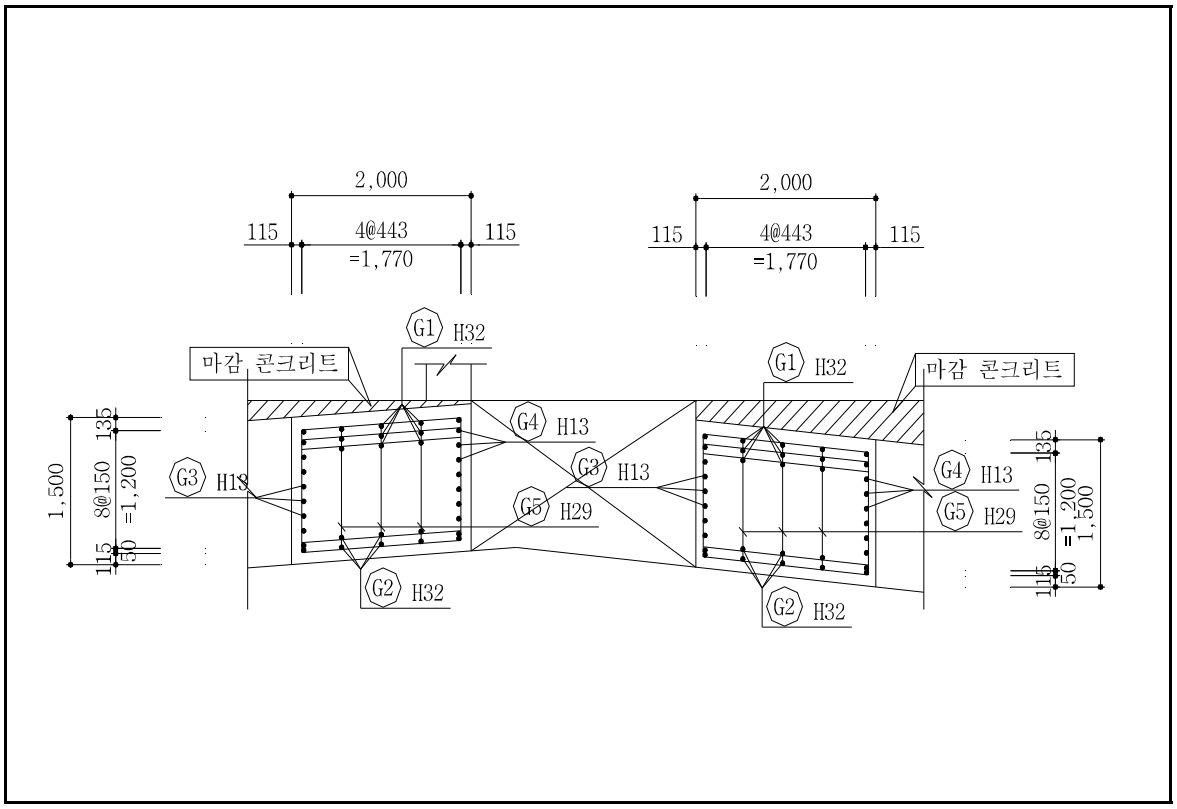
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 216.2) = 291.397 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 116.746 > 100 mm ∴ O.K

3. 주철근 조립도

1) 보강거더



Ramp A BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+200.0 (BLOCK3 : B3)
▣ 토 피(FH) = 10.80 m　　▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: γs' = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 기초지반의 내부마찰각 : Φ = 42.4 °
④ 기 초 부 N 치 : N = 50
⑤ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 - sinΦ = 1 - sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 고정하중
* 철근 콘크리트 : γc = 25.00 kN/m³
* 무근 콘크리트 : γc = 23.50 kN/m³
* 포 장 , 아스팔트 : γc = 23.00 kN/m³

② 활 하 중 : DB-24 하중으로 충격을 포함시키며 토피에 따른 활하중(충격포함), L은 다음과 같다.

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비　　고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

③ 수 압

단 위 체 적 중 량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사 용 재 료

① 콘 크 리 트 강 도 : fck = 27 MPa

② 콘크리트 탄성계수 : Ec = 27783 MPa ---도.설 2.3.3

③ 철 근 항 복 강 도 : fy = 400 MPa

④ 철 근 탄성계수 : Es = 200000 MPa ---콘.구 P67

7) 지진시 수평력

① 내진등급 : 1 등급

② 위험도계수 : 1.4

③ 지진구역 : 0.11

④ 가속도계수 : A = 0.154

⑤ 지반계수 : S = 1.2

⑥ 지진시 하중 : 응답변위법 적용

8) 설 계 방 법

① 안 정 성 검 토 : 극한강도 설계법

② 사 용 성 검 토 : 허용응력 설계법

처 짐 검 토

균 열 검 토

피 로 응 력 검 토

③ 설계피복두께(mm)

	슬래브	벽체	기초	중간 슬래브	비 고
내 벽	80	80	80	80	
외 벽	100	100	100(100)	80	( ) 버림콘크리트 시공시

9) 참 고 서 적

① 도로교설계기준 [2010] ----- 국토해양부

② 도로교설계기준·해설 [2008] ----- 건설교통부

③ 콘크리트구조기준 [2012] ----- 국토해양부

④ 도로설계편람 ----- 건설교통부

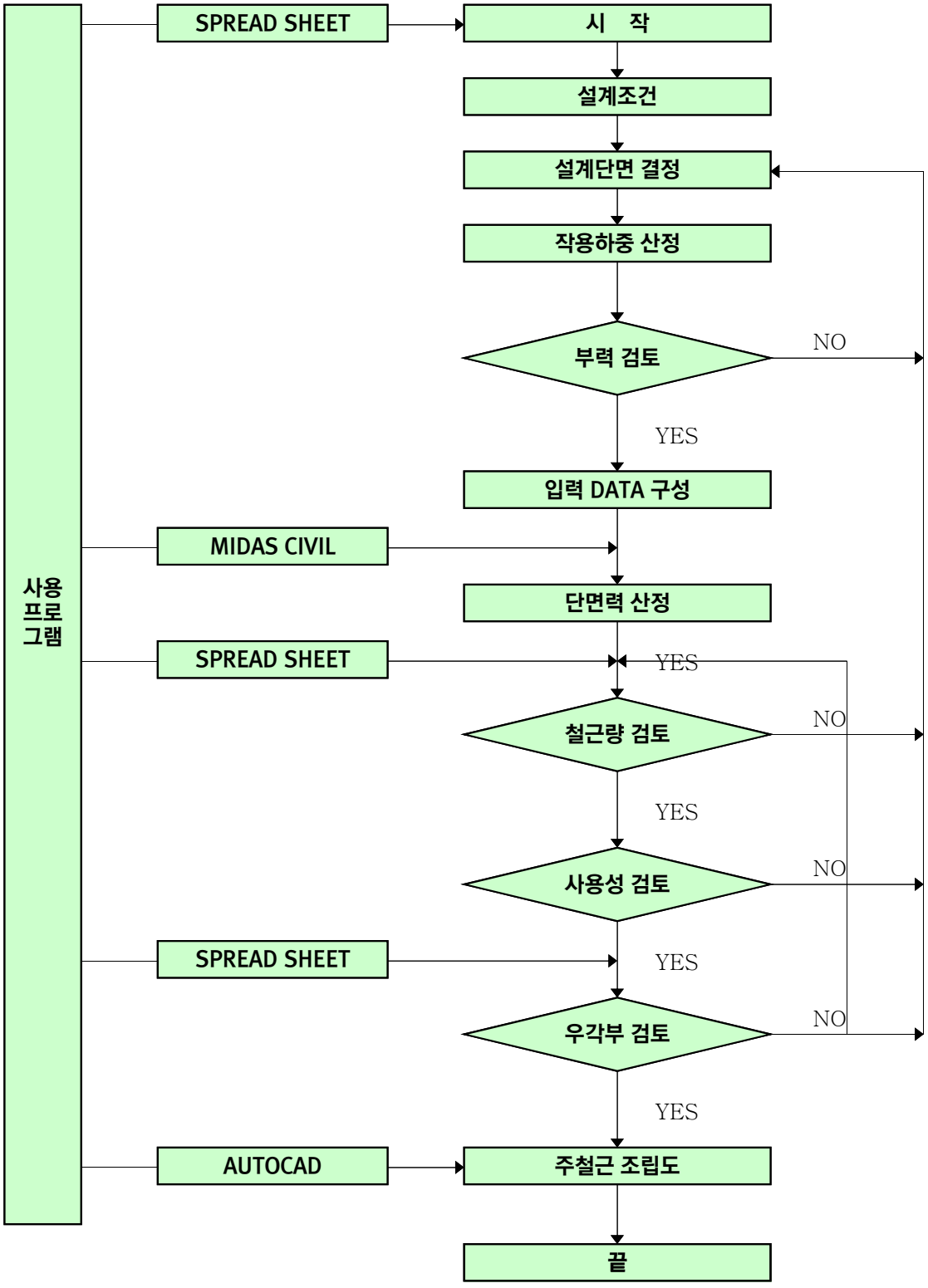
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

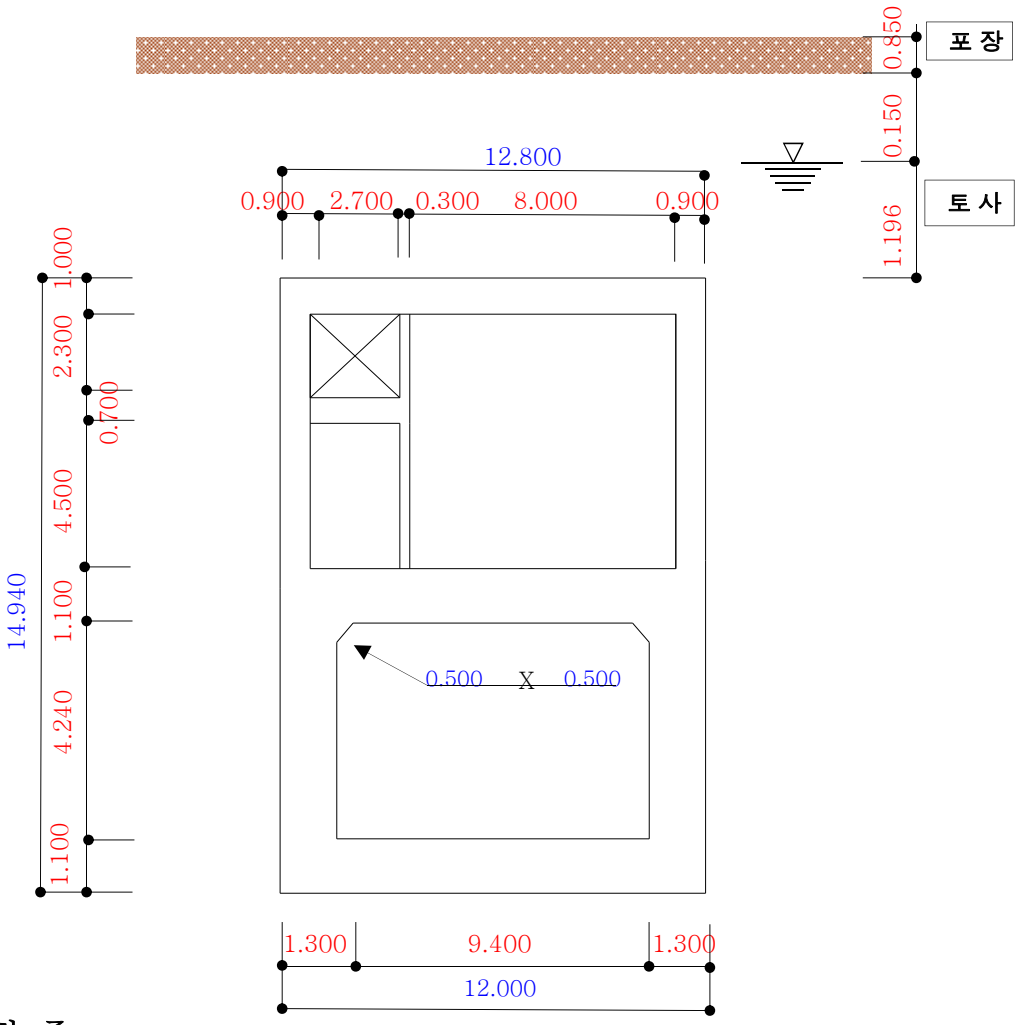
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상 부 슬 라 브	:	1.000	x	12.800	x	25.00				=	320.000	kN
②	내부벽체	:	0.300	x	7.500	x	25.00	x	1 ea		=	56.250	kN
③	내부슬라브	:	0.700	x	2.700	x	25.00	x	1 ea		=	47.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:	1.100	x	12.000	x	25.00				=	330.000	kN
⑤	하 부 슬 라 브	:	1.100	x	12.000	x	25.00				=	330.000	kN
⑥	벽체1	:	1.300	x	4.240	x	25.00	x	2 ea		=	275.600	kN
⑦	벽체2	:	0.900	x	7.500	x	25.00	x	2 ea		=	337.500	kN
⑧	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 2 ea	=	6.250	kN
											∑ =	1702.850	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	1.196	x	19.000	=	22.724 kN/㎡
					∑ Wt1	=	42.274 kN/㎡

- 하부반력산정 : 42.274 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	1.046	x	10.000	=	10.460 kN/㎡
					∑ Wt2	=	32.860 kN/㎡

- 하부반력산정 : 32.860 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pvℓ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 21.00 kN/㎡

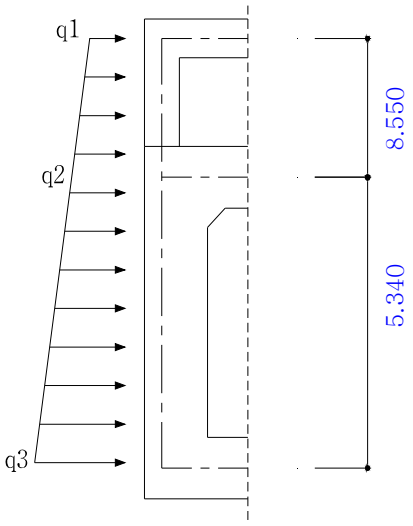
하부반력산정 : = 21.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 21.000 x 0.500 = 10.500 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 1.196 x 19.00) = 21.137 kN/㎡

q2 = 21.14 + 0.500 x 8.550 x 19.00 = 102.362 kN/㎡

q3 = 102.36 + 0.500 x 5.340 x 19.00 = 153.092 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

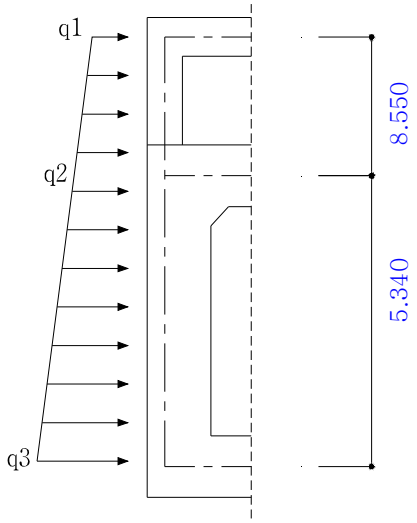
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 16.430 kN/㎡

+ 1.046 x 10.00)

q2 = 16.43 + 0.500 x 8.550 x 10.00 = 59.180 kN/㎡

q3 = 59.18 + 0.500 x 5.340 x 10.00 = 85.880 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 1.046 x 10.000 = 10.460 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 1.046 x 10.000 = 10.460 kN/㎡

qw2 = 10.460 + 8.550 x 10.000 = 95.960 kN/㎡

qw3 = 95.960 + 5.340 x 10.000 = 149.360 kN/㎡

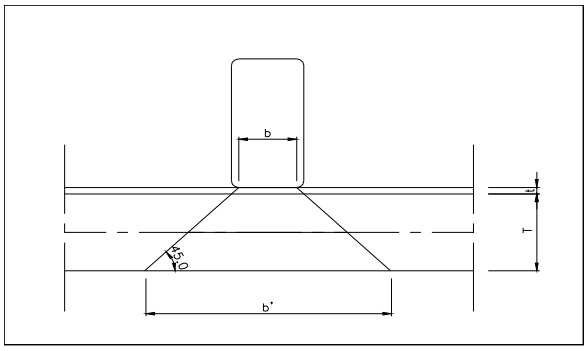
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 149.36 + 0.550 x 10.000 = 154.860 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

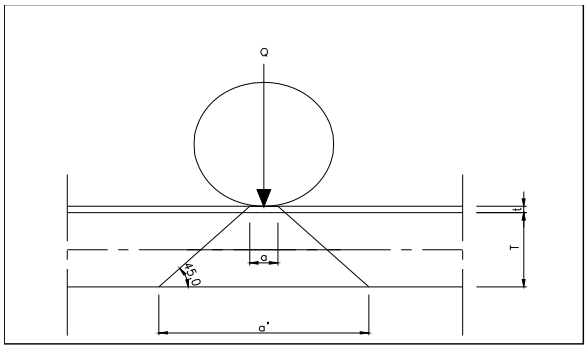
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.100 m

b' = 0.500 + 2 x (1.100 + 0.040) x cot 45° = 2.780 m



a' = 0.200 + 2 x (1.100 + 0.040) x cot 45° = 2.480 m

Qz = 96.00 / (2.780 x 2.480)

= 13.924 kN/m²

7) 건조수축

- 15°C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15°C

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상 부 슬 라 브	:				=	320.000	kN
②	내부벽체	:				=	56.250	kN
③	내부슬라브	:				=	47.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:				=	330.000	kN
⑤	하 부 슬 라 브	:				=	330.000	KN
⑥	벽체1	:				=	275.600	KN
⑦	벽체2	:				=	337.500	KN
⑧	헌 치	:				=	6.250	KN
-	연 직 하 중	:	42.274	x	12.000	=	42.274	kN
-	상 부 활 하 중	:	21.000	x	12.000	=	252.000	kN
-	내 부 활 하 중	:	5.000	x	9.400	=	47.000	kN
						Σ =	2044.124	kN

Qmax1 = 2044.124 / 12.000 + 13.924 = **184.268** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상 부 슬 라 브	:				=	320.000	kN
②	내부벽체	:				=	56.250	kN
③	내부슬라브	:				=	47.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:				=	330.000	kN
⑤	하 부 슬 라 브	:				=	330.000	KN
⑥	벽체1	:				=	275.600	KN
⑦	벽체2	:				=	337.500	KN
⑧	헌 치	:				=	6.250	KN
-	연 직 하 중	:	32.860	x	12.000	=	394.320	KN
-	상 부 활 하 중	:				=	252.000	kN
-	내 부 활 하 중	:				=	47.000	kN
						Σ =	2396.170	kN

Qmax1 = 2396.170 / 12.000 + 13.924 = **213.605** kN/m²

∵ **Qmax = 213.605 kN/m²**

(4) 지지력 판정

Qmax = 213.605 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² --- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)

2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	23 ~ 33
내부벽체	1.0	0.300	0.300	0.0022500	27783	74 ~ 83
내부슬래브	1.0	0.700	0.700	0.0285833	27783	84 ~ 85
중 간 슬 래 브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	12 ~ 22
하 부 슬 래 브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	1 ~ 10
벽체1	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	44 ~ 53
	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	64 ~ 73
벽체2	1.0	0.900	0.900	0.0607500	27783	34 ~ 43
	1.0	0.900	0.900	0.0607500	27783	54 ~ 63

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvc = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

Bh = $\sqrt{12.000 \times 24.000}$ = 16.971 m

④ 형상계수 : 암거폭의 정사각형의 지반반력계수 K를 산정후 암거폭과 연장에 따라 형상계수를 산출하여 적용. 형상계수가 1보다 클 경우 1을 적용.

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 12.0 / 24.0) / 1.5 = 1.000 < 1

∴ β = 1.000

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (16.971 / 0)$^{-3/4}$ = 8080 kN/m³

Kz(1) =	8080	x	1.0	x (	1.100	/	2	+	0.704	/	2	) =	7288 kN/m³
Kz(12) =	8080	x	1.0	x (	1.100	/	2	+	0.704	/	2	) =	7288 kN/m³
Kz(2~11) =	8080	x	1.0	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	8888 kN/m³

6. 하중조합

---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

h > 2m 에 대해서 α_H = 1.05 - 0.025 h ≥ 0.875

∴ α_H = 1.000

(상 시)

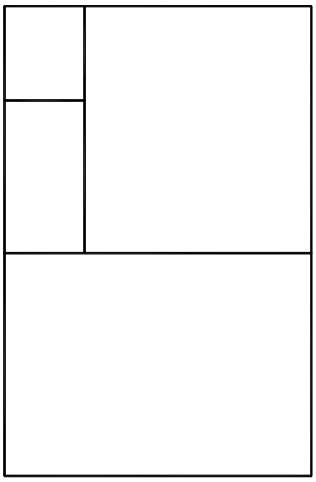
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9	0.8					3.3.7
COMB 8	지하수 고려시	1.2	1.6	1.4	1.6	1.4	1.6	1.2		3.3.2
COMB 9		1.2	1.6	1.4	1.6	1.4	1.6		1.2	3.3.2
COMB 10		1.2	1.6	1.4	0.8	1.4	0.8	1.2		3.3.6
COMB 11		1.2	1.6	1.4	0.8	1.4	0.8		1.2	3.3.6
COMB 12		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6			3.3.7
COMB 13		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8			3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

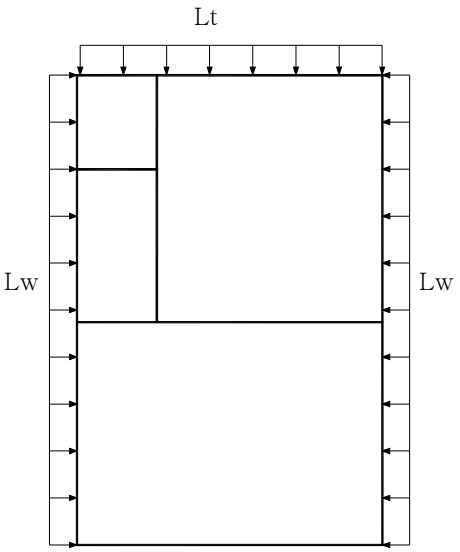
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	1		3.3.2
COMB 22		1	1	1	1	1	1		1	3.3.2
COMB 23		1	1	1	0.5	1	0.5	1		3.3.6
COMB 24		1	1	1	0.5	1	0.5		1	3.3.6
COMB 25		0.9		0.9	1	0.9	1			3.3.7
COMB 26		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5			3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



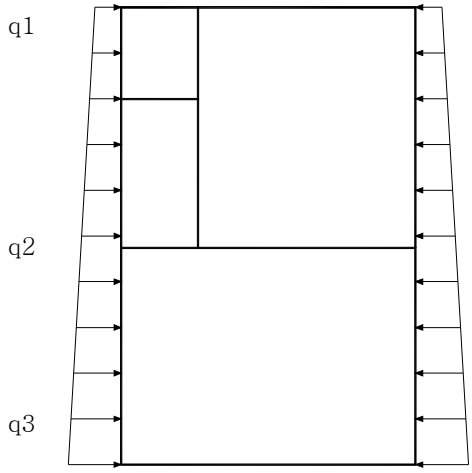
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 21.00 kN/㎡

Lw = 10.50 kN/㎡

4) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)

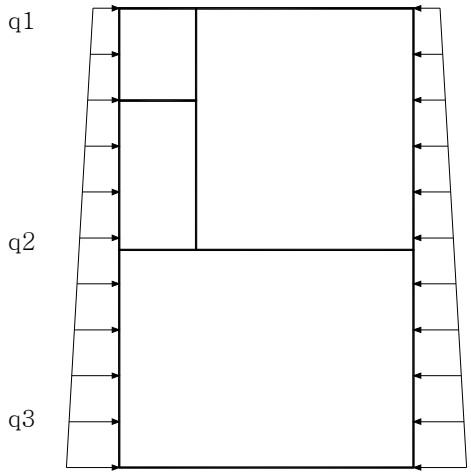


q1 = 21.14 kN/㎡

q2 = 102.36 kN/㎡

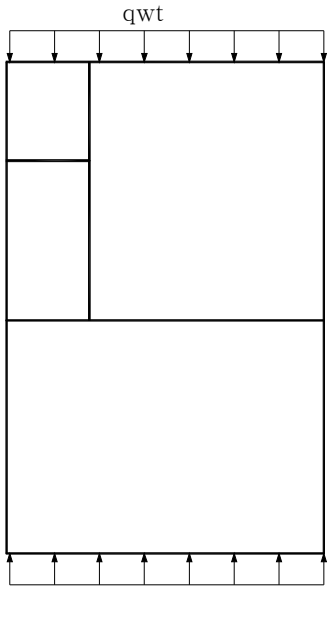
q3 = 153.09 kN/㎡

5) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



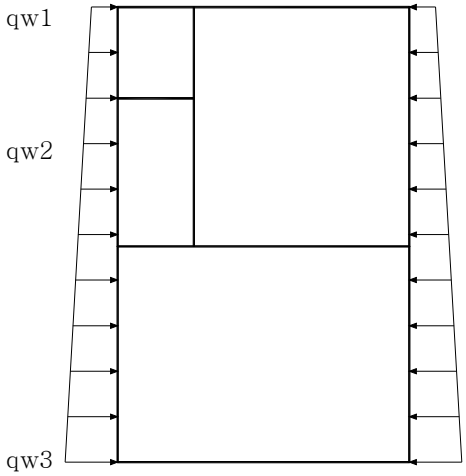
q1 = 16.43 kN/㎡
q2 = 59.18 kN/㎡
q3 = 85.88 kN/㎡

6) CASE 4 - 연 직 수 압



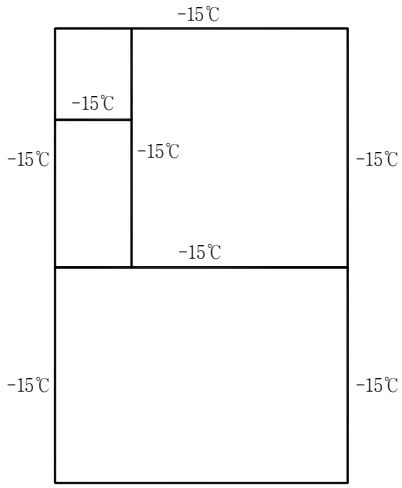
qwt = 10.46 kN/㎡
qwb = 154.86 kN/㎡

7) CASE 5 - 횡 수 압



qw1 = 10.46 kN/㎡
qw2 = 95.96 kN/㎡
qw3 = 149.36 kN/㎡

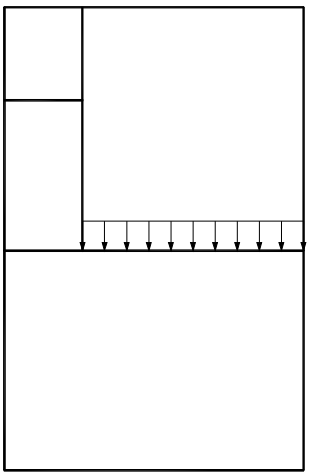
8) CASE 6 - 건조수축



건조수축

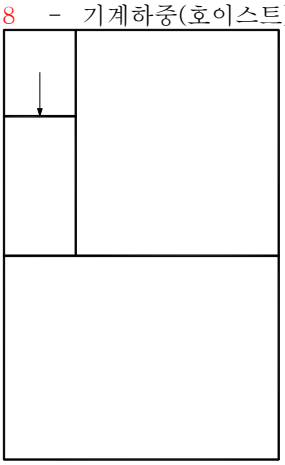
-15 °C

8) CASE 7 - 기계하중(집진기시설)



qw1 = 43.75 kN/㎡

8) CASE 8 - 기계하중(호이스트)



qw1 = 50.00 kN

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

지반종류(상부 30m 에 대한 평균 지반 특성) : Sc- 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

재현주기(년)	50	100	200	500	1000
위험도계수	0.4	**0.57**	0.73	1	**1.4**

④ 지진구역계수(Z)

지진구역	1구역	2구역	비고
구역계수, Z(g값)	0.11	0.07	

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sd	Sd
지진계수	0.16	0.23

⑥ 지층별 평균 N치

구분	N 값	구분	N 값
성토재	0	풍화토	0
매립토	8	풍화암	0
퇴적토	10	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 2.696 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 11.246 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 16.586 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 12.000 m 구조물 길이 : 24.000 m

구조물 높이 : 14.940 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.000 m (측 벽 -1) 0.900 m

(측 벽 -2) 1.300 m (하부슬래브) 1.100 m

⑧ 상재토 제원

포장두께	0.850	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	1.196	m
전체토피	2.046	m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	27783	23 ~ 33
내부벽체	1.0	0.300	0.300	0.0022500	27783	74 ~ 83
내부슬래브	1.0	0.700	0.700	0.0285833	27783	84 ~ 85
중 간 슬 래 브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	12 ~ 22
하 부 슬 래 브	1.0	1.100	1.100	0.1109167	27783	1 ~ 10
벽체1	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	44 ~ 53
	1.0	1.300	1.300	0.1830833	27783	64 ~ 73
벽체2	1.0	0.900	0.900	0.0607500	27783	34 ~ 43
	1.0	0.900	0.900	0.0607500	27783	54 ~ 63

10. 지반반력계수산정

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 N= 8

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V 0.8 × 160 = 128 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 128 ^{2} = 33403.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 33403.0 = 88183.92 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 8 $^{1/3}$ = 160 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V 0.5 × 160 = 80 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 20.0 / 9.81 × 80 ^{2} = 13048.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 13048.0 = 34446.72 kN/m²

(2) 퇴적토 N= 10

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V 0.8 × 172.4 = 137.92 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 137.9 ^{2} = 40720.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 40720.0 = 107500.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 10 $^{1/3}$ = 172.4 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V 0.5 × 172.4 = 86.2 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 21.0 / 9.81 × 86.2 ^{2} = 15906.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.32) × 15906.0 = 41991.84 kN/m²

(3) 풍화암 N= 50

① 기능수행 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.8 × V 0.8 × 294.7 = 235.76 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 130316.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 130316.0 = 364884.8 kN/m²

② 붕괴방지 수준

Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × N^(1/3) 80 × 50 $^{1/3}$ = 294.7 m/sec

- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 0.5 × V 0.5 × 294.7 = 147.4 m/sec

- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs² (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)

= 23.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 50939.0 kN/m²

- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)

= 2 × (1 + 0.4) × 50939.0 = 142629.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 24.00) = 16.971 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 88183.92 = 293946.40 kN/m³

Kv = 293946.40 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 14250.72 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kst = λ × Kv = 1/3.0 × 14250.72 = 4750.24 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 24.00) = 16.971 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 17372.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kst = λ × Kv = 1/3.0 × 17372.38 = 5790.79 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(14.94 × 24.00) = 18.936 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kh = 358336.00 × (14.94 / 0.3)^(-3 / 4) = 16001.87 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kst = λ × Kv = 1/3.0 × 16001.87 = 5333.96 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 24.00) = 14.114 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 107500.8 = 358336.00 kN/m³

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 19947.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kst = λ × Kv = 1/3.0 × 19947.93 = 6649.31 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(25,36)=	14251	x (	1.100	/	2	+	0.855	/	2	) =	13930	kN/m³
Kvs(25,36)=	4750	x (	1.100	/	2	+	0.855	/	2	) =	4643	kN/m³
Kv(26~35)=	14251	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	15676	kN/m³
Kvs(26~35)=	4750	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	5225	kN/m³

- 측 벽

Kh(37~45)=	16002	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	13682	kN/m³
Khs(37~45)=	5334	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	4561	kN/m³
Kh(46~54)=	16002	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	11265	kN/m³
Khs(46~54)=	5334	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	3755	kN/m³
Kh(55~63)=	16002	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	13682	kN/m³
Khs(55~63)=	5334	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	4561	kN/m³
Kh(64~72)=	16002	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	11265	kN/m³
Khs(64~72)=	5334	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	3755	kN/m³
Kh(13,24)=	16002	x (	0.855	/	2	+	0.704	/	2	) =	12473	kN/m³
Khs(13,24)=	5334	x (	0.704	/	2	+	0.704	/	2	) =	3755	kN/m³
Kh(1,12)=	16002	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	14434	kN/m³
Khs(1,12)=	5334	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	4811	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,12)=	17372	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	15670	kN/m³
Kvs(1,12)=	5791	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	5223	kN/m³
Kv(2~11)=	17372	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	19110	kN/m³
Kvs(2~11)=	5791	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	6370	kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 24.00) = 16.971 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 34446.72 = 114822.40 kN/m³

Kv = 114822.40 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 5566.67 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5566.67 = 1855.56 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.00 × 24.00) = 16.971 m

Kvc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (12 / 0.3)^(-3 / 4) = 6785.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6785.98 = 2261.99 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(12.00 × 14.94) = 13.390 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 8106.07 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 8106.07 = 2702.02 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 24.00) = 14.114 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 41991.84 = 139972.80 kN/m³

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 7792.04 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 7792.04 = 2597.35 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(25,36)=	5567	x (	1.100	/	2	+	0.855	/	2	) =	5441	kN/m³
Kvs(25,36)=	1856	x (	1.100	/	2	+	0.855	/	2	) =	1814	kN/m³
Kv(26~35)=	5567	x (	0.855	/	2	+	1.100	/	2	) =	5441	kN/m³
Kvs(26~35)=	1856	x (	0.855	/	2	+	1.100	/	2	) =	1814	kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	8106	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	7295	kN/m³
Khs(28,30)=	2702	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	2432	kN/m³
Kh(40,42)=	8106	x (	1.300	/	2	+	0.900	/	2	) =	8917	kN/m³
Khs(40,42)=	2702	x (	1.300	/	2	+	0.900	/	2	) =	2972	kN/m³
Kh(37~45)=	8106	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	6931	kN/m³
Khs(37~45)=	2702	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	2310	kN/m³
Kh(46~54)=	8106	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	6931	kN/m³
Khs(46~54)=	2702	x (	0.855	/	2	+	0.855	/	2	) =	2310	kN/m³
Kh(55~63)=	8106	x (	0.855	/	2	+	0.704	/	2	) =	6319	kN/m³
Khs(55~63)=	2702	x (	0.855	/	2	+	0.704	/	2	) =	2106	kN/m³
Kh(64~72)=	8106	x (	0.855	/	2	+	1.100	/	2	) =	7924	kN/m³
Khs(64~72)=	2702	x (	0.855	/	2	+	1.100	/	2	) =	2641	kN/m³
Kh(13,24)=												
Khs(13,24)=												
Kh(1,12)=	6786	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	6121	kN/m³
Khs(1,12)=	2262	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	2040	kN/m³
	6786	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	7465	kN/m³
- 하부슬래브	2262	x (	1.100	/	2	+	1.100	/	2	) =	2488	kN/m³
Kv(1,12)=	6786	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	6121	kN/m³
Kvs(1,12)=	2262	x (	0.704	/	2	+	1.100	/	2	) =	2040	kN/m³
Kv(2~11)=	6786	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	3800	kN/m³
Kvs(2~11)=	2262	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	1267	kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.001	128.000	80.000	19.000	0.125	0.200
퇴적토	21.351	137.884	86.177	19.000	0.619	0.991
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	25.352	136.324	85.202		0.744	1.191

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.744 = 0.931	1.25 × 1.191 = 1.489

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575
To(sec)	0.2 × 0.575 = 0.115	0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	109.000	57.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
25.352	136.324 , 85.202	0.18597	24247	0.29755	6631

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.931} = 1.104$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.489} = 1.413$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.931 \times 1.104}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.489 \times 1.413}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 2.696 m
- 하부슬래브 심도 = 16.586 m
- 기반암 심도(H) = 25.352 m

① 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 2.696 / (2 \times 25.4))$

$= 0.03051$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 16.586 / (2 \times 25.4))$

$= 0.01599$

② 붕괴방지 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 2.696 / (2 \times 25.4))$

$= 0.09967$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 16.586 / (2 \times 25.4))$

$= 0.05224$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준								
Po =	4750.24	× (	0.03051	-	0.01599	) =	68.968	kN/m²
붕괴방지수준								
Po =	1855.56	× (	0.09967	-	0.05224	) =	88.015	kN/m²

Pb =	1855.56	× (	0.09967	0.05224	)	=	88.015	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \bullet Sv \bullet Tg \bullet \cos\frac{\pi z}{2H}$$

구분	z(m)	기 능 수 행 수 준			붕 괴 방 지 수 준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	2.696	0.0305	0.0121	194.22	0.0997	0.0397	321.43
q2	3.596	0.0302	0.0118	188.87	0.0986	0.0386	312.58
q3	4.496	0.0297	0.0114	182.03	0.0972	0.0372	301.25
q4	5.396	0.0292	0.0109	173.70	0.0955	0.0355	287.46
q5	6.296	0.0286	0.0102	163.92	0.0935	0.0335	271.28
q6	7.151	0.0280	0.0096	153.31	0.0913	0.0313	253.71
q7	8.006	0.0272	0.0088	141.44	0.0889	0.0289	234.07
q8	8.861	0.0264	0.0080	128.35	0.0862	0.0262	212.41
q9	9.716	0.0255	0.0071	114.08	0.0833	0.0233	188.79
q10	10.571	0.0245	0.0062	98.66	0.0802	0.0201	163.28
q11	11.426	0.0235	0.0051	82.14	0.0768	0.0168	135.94
q12	12.281	0.0224	0.0040	64.56	0.0732	0.0132	106.85
q13	13.136	0.0212	0.0029	45.98	0.0694	0.0094	76.10
q14	13.991	0.0200	0.0017	26.45	0.0654	0.0054	43.77
q15	15.091	0.0184	0.0000	0.00	0.0600	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 6.31$$

상부슬래브

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 40.59$$

하부승래브

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 23.45$$

벽체

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 5.63$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 36.26$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 20.95$$

여기서 , Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)

Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎥) G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎥)

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- fi = Ai × rcon'c × Khu × (1 - 0.015 × Zi)
- 콘크리트 단위중량 = 25.0 kN/m^3
- Khu(기능수행수준) = I × Ca = 0.57 × 0.16 = 0.091
- Khu(붕괴방지수준) = I × Ca = 1.40 × 0.16 = 0.224

- 상부슬래브

① 기능수행수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 2.70)
= 2.180 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 2.70)
= 5.370 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.100 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 16.59)
= 1.880 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.100 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 16.59)
= 4.630 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 9.64)
= 1.750 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 9.64)
= 4.310 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 13.11)
= 2.380 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.300 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 13.11)
= 5.850 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.100 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 11.25)
= 2.080 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.100 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 11.25)

= 5.120 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시) --- 콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

▼

1) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.400
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.400
LC3	0.900	0.900		1.000		1.400
LC4	0.900	0.900		0.500		1.400

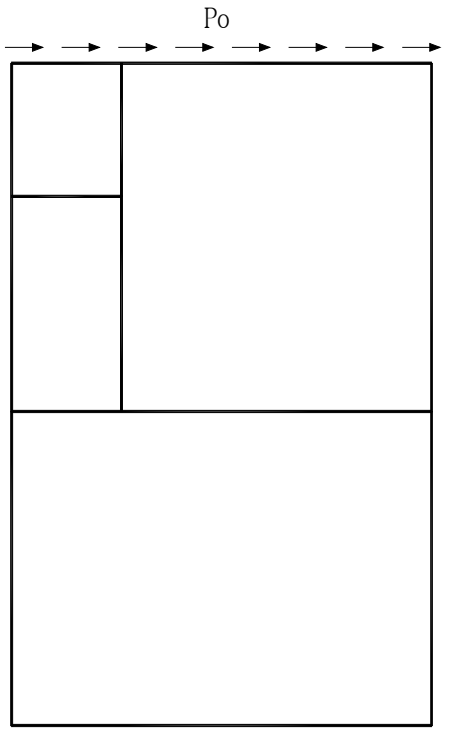
2) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

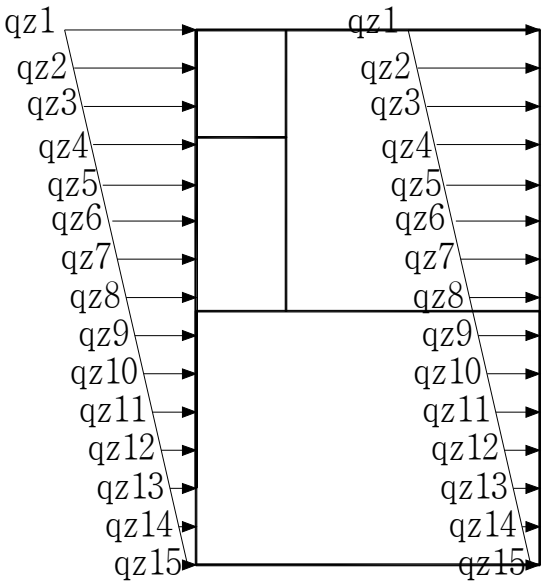
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



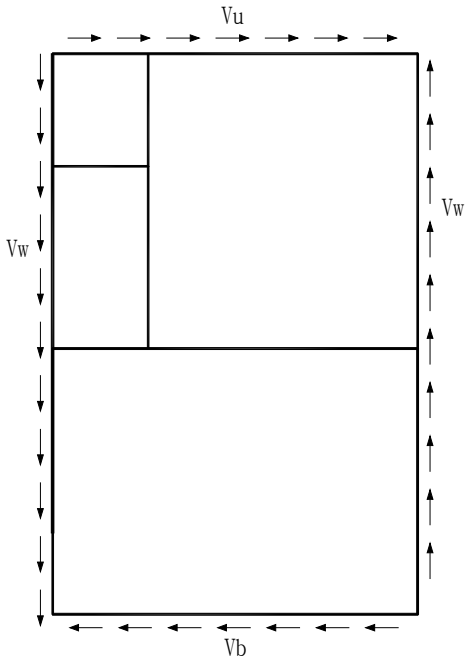
Po = 68.97 kN/㎡

2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



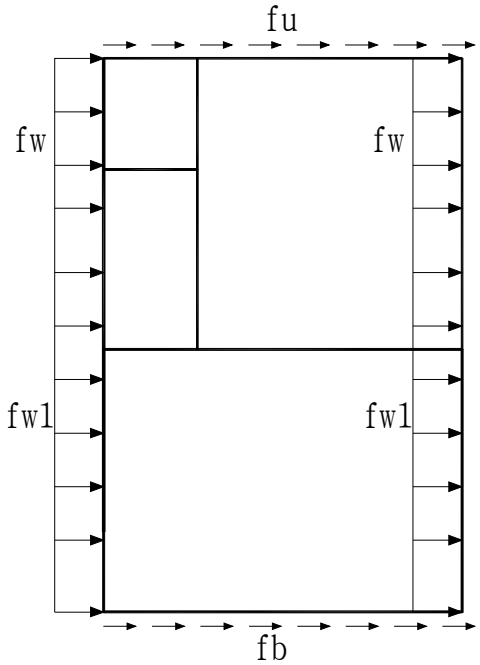
qz1	=	194.22	kN/㎡
qz2	=	188.87	kN/㎡
qz3	=	182.03	kN/㎡
qz4	=	173.70	kN/㎡
qz5	=	163.92	kN/㎡
qz6	=	153.31	kN/㎡
qz7	=	141.44	kN/㎡
qz8	=	128.35	kN/㎡
qz9	=	114.08	kN/㎡
qz10	=	98.66	kN/㎡
qz11	=	82.14	kN/㎡
qz12	=	64.56	kN/㎡
qz13	=	45.98	kN/㎡
qz14	=	26.45	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



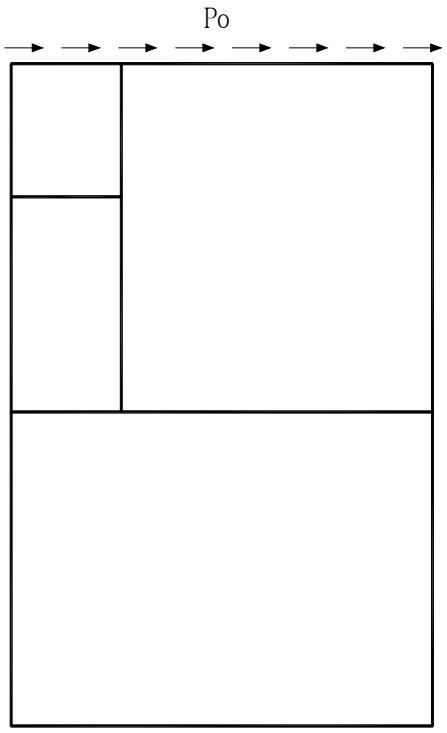
Vu = 6.31 kN/㎡
Vb = 40.59 kN/㎡
Vw = 23.45 kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



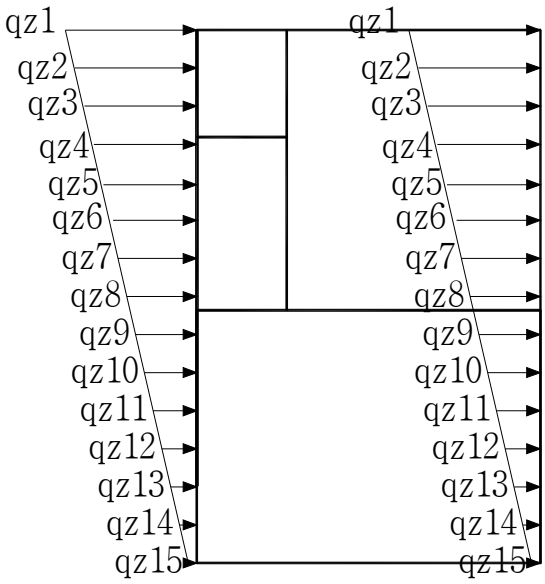
fu = 2.18 kN/m
fb = 1.88 kN/m
fw = 1.75 kN/m
fw1 = 2.38 kN/m
fs = 2.08 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



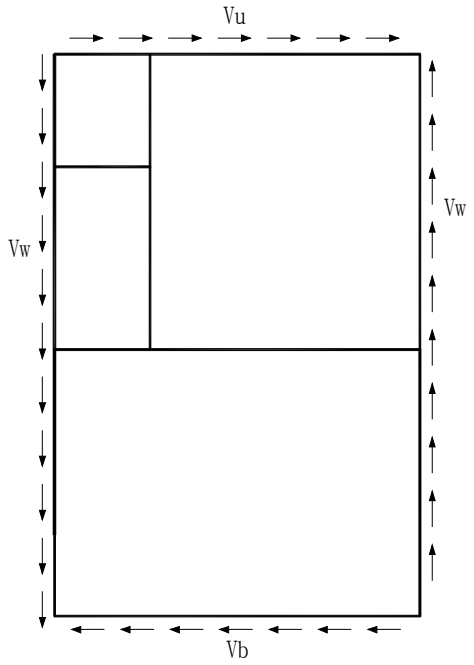
Po = 88.02 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



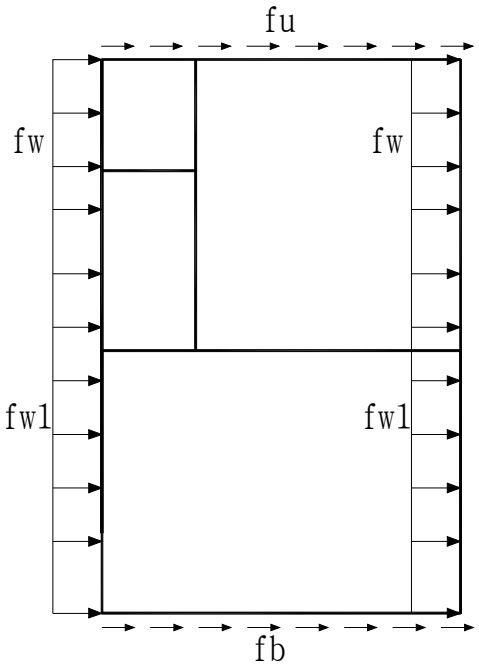
qz1	=	321.43	kN/㎡
qz2	=	312.58	kN/㎡
qz3	=	301.25	kN/㎡
qz4	=	287.46	kN/㎡
qz5	=	271.28	kN/㎡
qz6	=	253.71	kN/㎡
qz7	=	234.07	kN/㎡
qz8	=	212.41	kN/㎡
qz9	=	188.79	kN/㎡
qz10	=	163.28	kN/㎡
qz11	=	135.94	kN/㎡
qz12	=	106.85	kN/㎡
qz13	=	76.10	kN/㎡
qz14	=	43.77	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 5.63 kN/㎡
Vb = 36.26 kN/㎡
Vw = 20.95 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 5.37 kN/m
fb = 4.63 kN/m
fw = 4.31 kN/m
fw1 = 5.85 kN/m
fs = 5.12 kN/m

13.1 부재력 집계

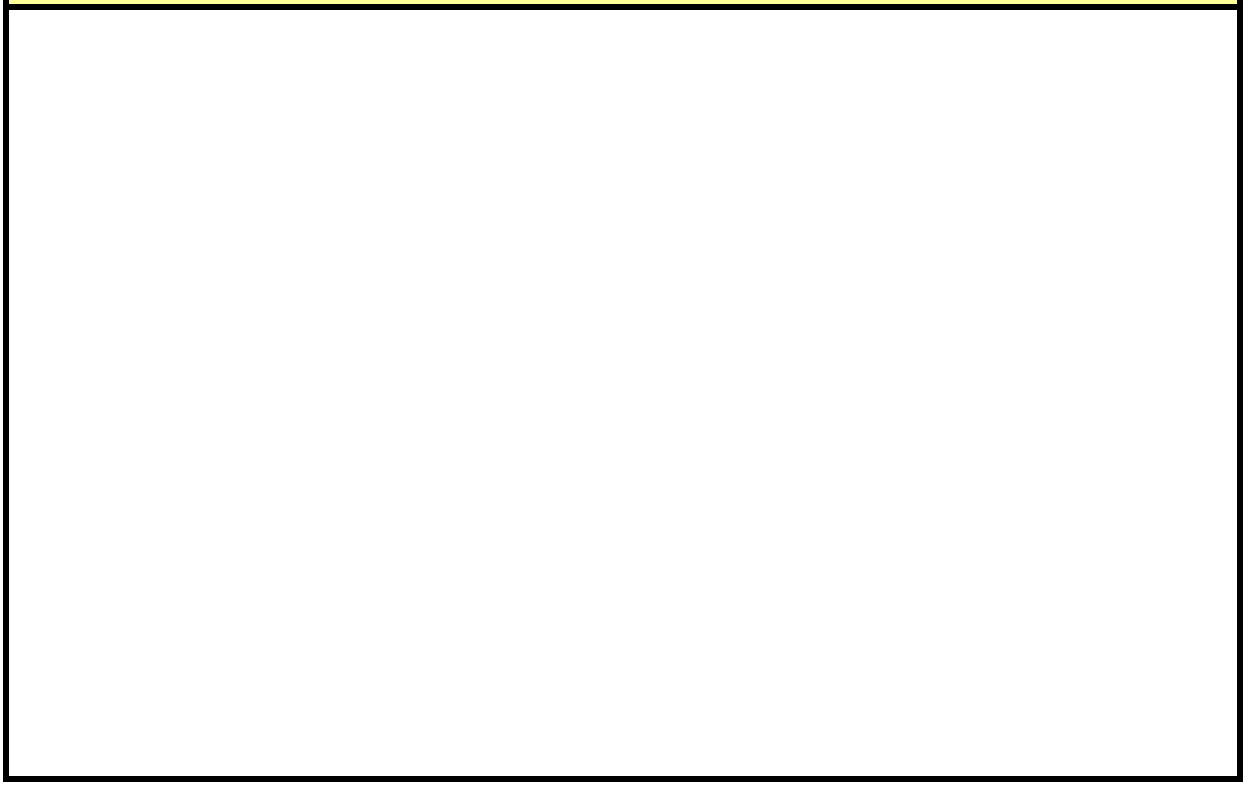
부재 \ 부재력		상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	883.6	625.7	622.0	2089.1	731.2	2417.3	798.6	2417.3	798.6	622.0
2	상부슬래브 우측단부	1515.5	738.4	1085.8	2174.7	770.8	2451.0	789.6	2451.0	789.6	1085.8
3	상부슬래브 중앙부	757.3	339.6	572.6	1062.7	343.9	1401.1	460.2	1401.1	460.2	572.6
4	중간슬래브 좌측단부	961.8	574.0	792.9	2539.4	953.2	2996.8	1085.6	2996.8	1085.6	792.9
5	중간슬래브 우측단부	1136.8	577.2	934.0	1478.4	368.1	1764.3	403.6	1764.3	577.2	934.0
6	중간슬래브 중앙부	880.4	303.5	702.7	1243.9	263.8	1707.8	299.2	1707.8	303.5	702.7
7	하부슬래브 좌측단부	2919.9	1611.9	2261.7	1224.9	405.5	2142.4	492.4	2919.9	1611.9	2261.7
8	하부슬래브 우측단부	2834.2	1583.5	2193.9	1240.1	388.8	2003.7	479.3	2834.2	1583.5	2193.9
9	하부슬래브 중앙부	2110.0	370.2	1661.5	1697.5	264.2	1599.6	350.8	2110.0	370.2	1661.5
10	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	883.6	552.4	622.0	2089.1	1475.4	2417.3	1708.3	2417.3	1708.3	622.0
11	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	495.5	357.3	330.4	1227.5	719.2	1426.1	936.5	1426.1	936.5	330.4
12	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	774.2	725.6	420.1	576.0	655.7	773.0	697.9	774.2	725.6	420.1
13	좌측벽체 상단부(본체)	1557.6	642.6	1088.6	2945.2	1105.6	3463.7	1216.3	3463.7	1216.3	1088.6
14	좌측벽체 중앙부(본체)	1.0	493.3	1.0	1697.5	933.6	2142.4	1114.5	2142.4	1114.5	1.0
15	좌측벽체 하단부(본체)	2919.9	1278.4	2261.7	1224.9	903.6	1599.6	1110.8	2919.9	1278.4	2261.7
16	우측벽체 상단부(공기정화시설)	1516.5	699.5	1085.8	2174.7	1418.9	2451.0	1628.1	2451.0	1628.1	1085.8
17	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	760.8	354.6	532.0	1274.3	421.2	1505.6	485.7	1505.6	485.7	532.0
18	우측벽체 하단부(공기정화시설)	567.3	729.6	176.3	834.8	844.3	1177.7	928.9	1177.7	928.9	176.3
19	우측벽체 상단부(본체)	1456.9	642.6	1008.3	1828.1	860.0	2119.3	927.0	2119.3	927.0	1008.3
20	우측벽체 중앙부(본체)	1.0	493.3	1.0	1551.7	694.2	2003.7	834.5	2003.7	834.5	1.0
21	우측벽체 하단부(본체)	2834.2	1278.4	2193.9	1240.1	764.4	1581.8	914.9	2834.2	1278.4	2193.9
22	내부벽체(단부)	247.0	147.2	166.2	242.6	139.4	286.8	164.6	286.8	164.6	166.2
23	내부벽체(중앙부)	256.4	147.2	175.2	234.0	139.4	146.1	164.6	256.4	164.6	175.2
24	내부슬래브(단부)	507.6	293.1	389.9	1067.3	161.6	1253.8	238.2	1253.8	293.1	389.9
25	내부슬래브(중앙부)	250.4	182.2	190.9	417.7	437.6	619.6	508.4	619.6	508.4	190.9

14. 단면력도

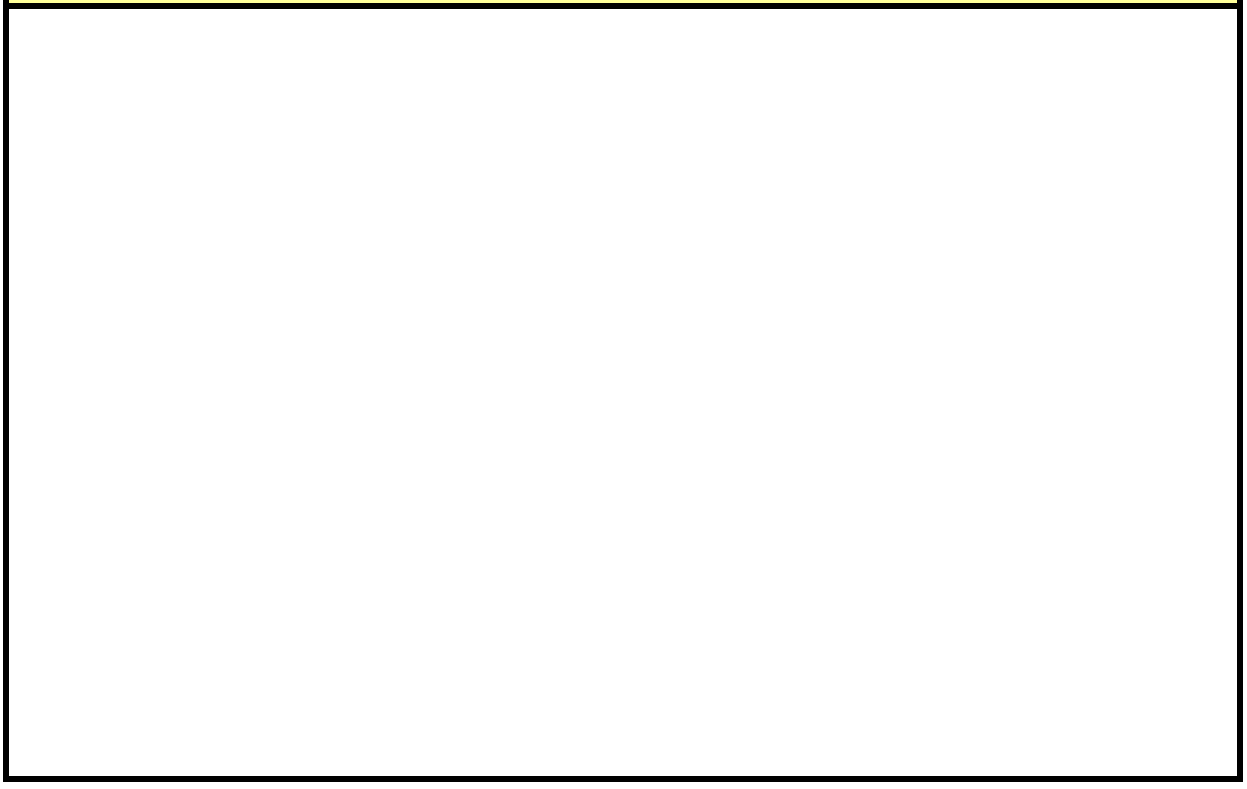
1) 상시

- 모멘트도

계 수 하 중



사 용 하 중



- 전단력도

계 수 하 중

2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

붕괴 방지 수준

- 전단력도

기능 수행 수준

붕괴 방지 수준

15. 단면검토

15.1 상부슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	2417.294	kN.m	· Vu =	798.611	kN	· M =	621.990	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	85.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 96.174 cm^2 [p = 0.01131]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	128.232 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	=	63.536 cm^2	[	8.0	EA/m]	
	H 32 @ 125	=	63.536 cm^2	[	8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	127.072 cm^2	[p =	0.01495]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0074 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3193.93 kN.m > Mu = 2417.29 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 798.61 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 798.61 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.189 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.189 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 456.12 = 1040.69 kN > Vu = 798.61 kN

Rm = Md / Mu = 1.32 Rs = Φv Vn / Vu = 1.30

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01495 + √ [2 × 0.108 + 0.108 ^{2}] = 0.369

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.369 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 621.99 × 1000 / [127.072 × 85.0 × 0.877] = 65.66 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 65.66) − 2.5 x 84 = 989 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 65.66) = 959 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	2451.030	kN.m	· Vu =	789.615	kN	· M =	1085.846	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	85.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 97.517 cm^2 [p = 0.01147]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	130.023 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.01495	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0074 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3193.93 kN.m > Mu = 2451.03 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 789.62 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 789.62 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.139 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.139 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 456.12 = 1040.69 kN > Vu = 789.62 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 1.32

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01495 + √ [2 × 0.108 + 0.108 ²] = 0.369

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.369 / 3 = 0.877

fs = M / [As·d·j]

= 1085.85 × 1000 / [127.072 × 85.0 × 0.877] = 114.63 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 114.6) − 2.5 x 84 = 477 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 114.6) = 550 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1401.133	kN.m	· Vu =	460.231	kN	· M =	572.640	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	92.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 47.661 cm^2 [p = 0.00518]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	63.548 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As = H 32 @ 125 = 63.536 cm^2 [8.0 EA/m]

TOTAL = 63.536 cm^2 [p = 0.006906]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0182 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1867.79 kN.m > Mu = 1401.13 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 460.23 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 460.23 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 233.13 = 830.69 kN > Vu = 460.23 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 1.80

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.006906 + √ [2 × 0.05 + 0.05 ^{2}] = 0.269

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.269 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 572.64 × 1000 / [63.536 × 92.0 × 0.91] = 107.65 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 107.7) − 2.5 x 64 = 572 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 107.7) = 585 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.4 하부슬래브 좌측단부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	2919.912	kN.m	· Vu =	1611.901	kN	· M =	2261.673	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 102.329 cm^2 [p = 0.01077]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.250 cm^2	
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	30.875 cm^2	
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.125 cm^2	[일면 As]
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.250 cm^2	> 13.125 cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	136.439 cm^2	

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.013376]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3625.98 kN.m > Mu = 2919.91 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1611.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1611.90 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.812 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.812 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 649.52 + 1146.00 = 1795.52 kN > Vu = 1611.90 kN

Rm = Md / Mu = 1.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.11

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013376 + √ [2 × 0.096 + 0.096 ²] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 2261.67 × 1000 / [127.072 × 95.0 × 0.882] = 212.42 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 212.4) − 2.5 x 84 = 161 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 212.4) = 297 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.5 하부슬래브 우측단부

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	2834.232	kN.m	· Vu =	1583.450	kN	· M =	2193.929	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 99.326 cm^2 [p = 0.01046]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	132.435 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.013376]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3625.98 kN.m > Mu = 2834.23 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1583.45 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1583.45 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.670 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.670 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1146.00 = 1795.52 kN > Vu = 1583.45 kN

Rm = Md / Mu = 1.28 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013376 + √ [2 × 0.096 + 0.096 ²] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 2193.93 × 1000 / [127.072 × 95.0 × 0.882] = 206.05 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 206.1) − 2.5 x 84 = 172 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 206.1) = 306 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 중앙부

15.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	2110.044	kN.m	· Vu =	370.216	kN	· M =	1661.475	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	97.0	cm	· 전단력 d =	97.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 69.970 cm^2 [p = 0.00721]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9,530 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 16.61 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 33.950 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 31.525 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 13.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 33.950 cm^2 > 13.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 93.293 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	250	=	31.768	cm^2	[4.0 EA/m]
				TOTAL	=	95.304	cm^2	[p = 0.009825]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.611 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 19.542 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0127 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2874.00 kN.m > Mu = 2110.04 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 630.03 kN > Vu = 370.22 kN

· 1/2·Φv Vc = 315.02 kN < Vu = 370.22 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 630.03 + 555.81 = 1185.84 kN > Vu = 370.22 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 3.20

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.009825 + √ [2 × 0.071 + 0.071 ²] = 0.312

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.312 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 1661.48 × 1000 / [95.304 × 97.0 × 0.896] = 200.59 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 200.6) − 2.5 x 64 = 233 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 200.6) = 314 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	90	cm						
· Mu =	2417.294	kN.m	· Vu =	1708.321	kN	· M =	621.990	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	75.0	cm	· 전단력 d =	80.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 111.219 cm^2 [p = 0.01483]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.250 cm^2				
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	24.375 cm^2				
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.625 cm^2	[일면 As]			
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.250 cm^2	>	10.625	cm^2	
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	148.292 cm^2				

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.016943	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0062 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2761.89 kN.m > Mu = 2417.29 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1708.32 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1708.32 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 7.429 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 7.429 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 1238.72 = 1758.34 kN > Vu = 1708.32 kN

Rm = Md / Mu = 1.14 Rs = Φv Vn / Vu = 1.03

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016943 + √ [2 × 0.122 + 0.122 ^{2}] = 0.387

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.387 / 3 = 0.871

fs = M / [As·d·j]

= 621.99 × 1000 / [127.072 × 75.0 × 0.871] = 74.93 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 74.93) − 2.5 x 84 = 841 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 74.93) = 841 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1426.115	kN.m	· Vu =	936.529	kN	· M =	330.405	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	82.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 54.855 cm^2 [p = 0.00669]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	26.650 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2	>	11.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	73.140 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p =	0.007748]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0159 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1651.77 kN.m > Mu = 1426.12 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 936.53 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 936.53 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 4.926 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 4.926 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 634.84 = 1167.45 kN > Vu = 936.53 kN

Rm = Md / Mu = 1.16 Rs = Φv Vn / Vu = 1.25

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007748 + √ [2 × 0.056 + 0.056 ^{2}] = 0.283

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.283 / 3 = 0.906

fs = M / [As·d·j]

= 330.41 × 1000 / [63.536 × 82.0 × 0.906] = 70 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 70) − 2.5 x 64 = 965 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 70) = 900 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	774.229	kN.m	· Vu =	725.559	kN	· M =	420.059	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	75.0	cm	· 전단력 d =	80.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 35.622 cm^2 [p = 0.00475]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	24.375 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.250 cm^2	> 10.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	47.496 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.016943]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0062 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2761.89 kN.m > Mu = 774.23 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 725.56 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 725.56 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.287 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 1.287 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 519.62 + 1238.72 = 1758.34 kN > Vu = 725.56 kN

Rm = Md / Mu = 3.57 Rs = Φv Vn / Vu = 2.42

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016943 + √ [2 × 0.122 + 0.122 ²] = 0.387

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.387 / 3 = 0.871

fs = M / [As·d·j]

= 420.06 × 1000 / [127.072 × 75.0 × 0.871] = 50.6 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 50.6) − 2.5 x 84 = 1346 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 50.6) = 1245 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	3463.726	kN.m	· Vu =	1216.343	kN	· M =	1088.608	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 98.027 cm^2 [p = 0.00852]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	40.250 cm^2			
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	37.375 cm^2			
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒ MIN As =	15.625 cm^2	[일면 As]		
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	40.250 cm^2	>	15.625	cm^2
		4/3·Req As	⇒ MIN As =	130.703 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.01105	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4490.07 kN.m > Mu = 3463.73 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1216.34 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1216.34 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.821 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 1.821 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 1375.20 = 2154.62 kN > Vu = 1216.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 1.77

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 16.0 = 12500.0 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01105 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ^{2}] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 1088.61 × 1000 / [127.072 × 115.0 × 0.891] = 83.61 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 83.61) − 2.5 x 84 = 732 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 83.61) = 753 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2142.353	kN.m	· Vu =	1114.543	kN	· M =	1.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	122.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 54.102 cm^2 [p = 0.00443]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	42.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	39.650 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	16.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	42.700 cm^2	>	16.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	72.136 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
TOTAL =					=	63.536	cm^2	[p =	0.005208]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0251 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2515.86 kN.m > Mu = 2142.35 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 1114.54 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 1114.54 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.640 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.640 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 699.06 = 1491.47 kN > Vu = 1114.54 kN

Rm = Md / Mu = 1.17 Rs = Φv Vn / Vu = 1.34

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.005208 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ^{2}] = 0.239

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.239 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [63.536 × 122.0 × 0.92] = 0.14 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.14) − 2.5 x 64 = 562340 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.14) = 450000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	130	cm						
· Mu =	2919.912	kN.m	· Vu =	1278.391	kN	· M =	2261.673	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 82.636 cm^2 [p = 0.00719]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1	= 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	40.250 cm^2		
Pmin2	= 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	37.375 cm^2		
Pmin3	= 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	15.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin	= max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	40.250 cm^2	> 15.625	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN	As =	110.181 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.01105]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4490.07 kN.m > Mu = 2919.91 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1278.39 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1278.39 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.079 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.079 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 1375.20 = 2154.62 kN > Vu = 1278.39 kN

Rm = Md / Mu = 1.54 Rs = Φv Vn / Vu = 1.69

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01105 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ^{2}] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 2261.67 × 1000 / [127.072 × 115.0 × 0.891] = 173.7 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 173.7) − 2.5 x 84 = 243 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 173.7) = 363 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	2451.030	kN.m	· Vu =	1628.105	kN	· M =	1085.846	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	80.0	cm	· 전단력 d =	80.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 104.591 cm^2 [p = 0.01307]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN	As =	28.000 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN	As =	26.000 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒ MIN	As =	11.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN	As =	28.000 cm^2	> 11.250	cm^2
		4/3·Req As	⇒ MIN	As =	139.455 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32 @	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.015884	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0062 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2977.91 kN.m > Mu = 2451.03 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1628.11 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1628.11 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 6.928 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 6.928 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 519.62 + 1238.72 = 1758.34 kN > Vu = 1628.11 kN

Rm = Md / Mu = 1.21 Rs = Φv Vn / Vu = 1.08

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.015884 + √ [2 × 0.114 + 0.114 ^{2}] = 0.377

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.377 / 3 = 0.874

fs = M / [As·d·j]

= 1085.85 × 1000 / [127.072 × 80.0 × 0.874] = 122.21 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 122.2) − 2.5 x 84 = 434 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 122.2) = 516 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.14 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1505.559	kN.m	· Vu =	485.652	kN	· M =	532.006	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	82.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 57.910 cm^2 [p = 0.00706]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	26.650 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.700 cm^2	>	11.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	77.213 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p =	0.007748]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0159 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1651.77 kN.m > Mu = 1505.56 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 485.65 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 485.65 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 634.84 = 1167.45 kN > Vu = 485.65 kN

Rm = Md / Mu = 1.10 Rs = Φv Vn / Vu = 2.40

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007748 + √ [2 × 0.056 + 0.056 ^{2}] = 0.283

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.283 / 3 = 0.906

fs = M / [As·d·j]

= 532.01 × 1000 / [63.536 × 82.0 × 0.906] = 112.71 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 112.7) − 2.5 x 64 = 539 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 112.7) = 559 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.15 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1177.721	kN.m	· Vu =	928.869	kN	· M =	176.285	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	77.0	cm	· 전단력 d =	82.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 52.543 cm^2 [p = 0.00682]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	25.025 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.950 cm^2	> 10.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	70.057 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.016503]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0064 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2848.30 kN.m > Mu = 1177.72 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 928.87 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 928.87 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.416 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 2.416 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 1269.69 = 1802.30 kN > Vu = 928.87 kN

Rm = Md / Mu = 2.42 Rs = Φv Vn / Vu = 1.94

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.016503 + √ [2 × 0.119 + 0.119 ²] = 0.383

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.383 / 3 = 0.872

fs = M / [As·d·j]

= 176.29 × 1000 / [127.072 × 77.0 × 0.872] = 20.66 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 20.66) − 2.5 x 64 = 3652 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 20.66) = 3049 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.16 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2119.348	kN.m	· Vu =	927.003	kN	· M =	1008.335	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 59.980 cm^2 [p = 0.00522]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 37.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 15.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 40.250 cm^2 > 15.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 79.973 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.01105]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4490.07 kN.m > Mu = 2119.35 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 927.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 927.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.615 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.615 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 779.42 + 1858.08 = 2637.50 kN > Vu = 927.00 kN

Rm = Md / Mu = 2.12 Rs = Φv Vn / Vu = 2.85

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01105 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ²] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 1008.34 × 1000 / [127.072 × 115.0 × 0.891] = 77.44 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 77.44) − 2.5 x 84 = 807 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 77.44) = 814 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.17 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2003.714	kN.m	· Vu =	834.458	kN	· M =	1.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	122.0	cm	· 전단력 d =	122.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 50.601 cm^2 [p = 0.00415]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	42.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	39.650 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	16.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	42.700 cm^2	>	16.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	67.468 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	63.536	cm^2	[p =	0.005208]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0251 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2515.86 kN.m > Mu = 2003.71 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 792.41 kN < Vu = 834.46 kN

· 1/2·Φv Vc = 396.21 kN < Vu = 834.46 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.345 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 0.345 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 792.41 + 944.52 = 1736.93 kN > Vu = 834.46 kN

Rm = Md / Mu = 1.26 Rs = Φv Vn / Vu = 2.08

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.005208 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ^{2}] = 0.239

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.239 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [63.536 × 122.0 × 0.92] = 0.14 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.14) − 2.5 x 64 = 562340 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.14) = 450000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.18 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	130	cm			
· Mu =	2834.232	kN.m	· Vu =	1278.391	kN	· M =	2193.926	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	115.0	cm	· 전단력 d =	120.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 80.211 cm^2 [p = 0.00697]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 =	1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.250 cm^2		
Pmin2 =	0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	37.375 cm^2		
Pmin3 =	0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin =	max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	40.250 cm^2	> 15.625	cm^2
		4/3·Req As	⇒	MIN As =	106.948 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.01105	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0108 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 4490.07 kN.m > Mu = 2834.23 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 779.42 kN < Vu = 1278.39 kN

· 1/2·Φv Vc = 389.71 kN < Vu = 1278.39 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.079 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 22 × 2.0 EA/m = 7.742 cm^2 > 2.079 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 779.42 + 1858.08 = 2637.50 kN > Vu = 1278.39 kN

Rm = Md / Mu = 1.58 Rs = Φv Vn / Vu = 2.06

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.01105 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ²] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 2193.93 × 1000 / [127.072 × 115.0 × 0.891] = 168.5 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 168.5) − 2.5 x 84 = 257 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 168.5) = 374 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.19 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	2996.833	kN.m	· Vu =	1085.587	kN	· M =	792.918	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 105.025 cm^2 [p = 0.01106]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	140.033 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.013376	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3625.98 kN.m > Mu = 2996.83 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1085.59 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1085.59 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.180 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.180 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1146.00 = 1795.52 kN > Vu = 1085.59 kN

Rm = Md / Mu = 1.21 Rs = Φv Vn / Vu = 1.65

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013376 + √ [2 × 0.096 + 0.096 ^{2}] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 792.92 × 1000 / [127.072 × 95.0 × 0.882] = 74.47 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 74.47) − 2.5 x 84 = 847 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 74.47) = 846 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.20 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	1764.260	kN.m	· Vu =	577.196	kN	· M =	934.023	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	95.0	cm	· 전단력 d =	100.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 61.829 cm^2 [p = 0.00651]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	30.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.250 cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	82.439 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.013376	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0085 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3625.98 kN.m > Mu = 1764.26 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN > Vu = 577.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 577.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ **최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1146.00 = 1795.52 kN > Vu = 577.20 kN

Rm = Md / Mu = 2.06 Rs = Φv Vn / Vu = 3.11

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.013376 + √ [2 × 0.096 + 0.096 ^{2}] = 0.353

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.353 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 934.02 × 1000 / [127.072 × 95.0 × 0.882] = 87.72 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 87.72) − 2.5 x 84 = 688 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 87.72) = 718 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.21 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	110	cm			
· Mu =	1707.784	kN.m	· Vu =	303.516	kN	· M =	702.709	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	97.0 cm	· 전단력 d =	102.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 55.346 cm^2 [p = 0.00571]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (7,166 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 12.49 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	31.525 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.950 cm^2	> 13.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	73.795 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 25 @ 250	= 20.268	cm^2	[4.0	EA/m]	
	TOTAL	= 71.660	cm^2	[p = 0.007388]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 12.490 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 14.694 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0178 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 2211.19 kN.m > Mu = 1707.78 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 662.51 kN > Vu = 303.52 kN

· 1/2·Φv Vc = 331.26 kN > Vu = 303.52 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 662.51 + 584.46 = 1246.97 kN > Vu = 303.52 kN

Rm = Md / Mu = 1.29 Rs = Φv Vn / Vu = 4.11

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007388 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ^{2}] = 0.277

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.277 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 702.71 × 1000 / [71.660 × 97.0 × 0.908] = 111.34 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 111.3) − 2.5 x 65.5 = 544 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 111.3) = 566 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.22 내부벽체 단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	286.797	kN.m	· Vu =	164.568	kN	· M =	166.214	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	40.0 cm	· 전단력 d =	40.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 22.614 cm^2 [p = 0.00565]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.000 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	13.000 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	6.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.000 cm^2	>	6.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	30.152 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 22 @ 125	=	30.968	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL =		30.968	cm^2	[p =	0.007742]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0159 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 392.75 kN.m > Mu = 286.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 164.57 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN < Vu = 164.57 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 158.88 = 418.69 kN > Vu = 164.57 kN

Rm = Md / Mu = 1.37 Rs = Φv Vn / Vu = 2.54

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007742 + √ [2 × 0.056 + 0.056 ²] = 0.283

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.283 / 3 = 0.906

fs = M / [As·d·j]

= 166.21 × 1000 / [30.968 × 40.0 × 0.906] = 148.1 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 148.1) − 2.5 x 89 = 309 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 148.1) = 425 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.23 내부벽체 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	256.436	kN.m	· Vu =	164.568	kN	· M =	175.223	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	42.0 cm	· 전단력 d =	42.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 19.191 cm^2 [p = 0.00457]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	13.650 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	6.250 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	14.700 cm^2	>	6.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	25.588 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 22 @ 125	=	30.968 cm^2	[8.0 EA/m]			
	TOTAL =		30.968 cm^2	[p = 0.007373]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0168 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 413.81 kN.m > Mu = 256.44 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 164.57 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN < Vu = 164.57 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 272.80 + 166.82 = 439.62 kN > Vu = 164.57 kN

Rm = Md / Mu = 1.61 Rs = Φv Vn / Vu = 2.67

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.007373 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ²] = 0.277

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.277 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 175.22 × 1000 / [30.968 × 42.0 × 0.908] = 148.37 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 148.4) − 2.5 x 69 = 358 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 148.4) = 425 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.24 내부 슬래브 단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	1253.830	kN.m	· Vu =	293.139	kN	· M =	389.884	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	60.0 cm	· 전단력 d =	60.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 72.245 cm^2 [p = 0.01204]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	21.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	19.500 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	8.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	21.000 cm^2	> 8.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	96.327 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 102.784	cm^2	[p = 0.017131]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0055 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 1783.78 kN.m > Mu = 1253.83 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 293.14 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN < Vu = 293.14 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 최소전단철근 불필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 238.32 = 628.03 kN > Vu = 293.14 kN

Rm = Md / Mu = 1.42 Rs = Φv Vn / Vu = 2.14

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.017131 + √ [2 × 0.123 + 0.123 ^{2}] = 0.388

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.388 / 3 = 0.871

fs = M / [As·d·j]

= 389.88 × 1000 / [102.784 × 60.0 × 0.871] = 72.58 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 72.58) − 2.5 x 85.5 = 871 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 72.58) = 868 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.25 내부 슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	619.589	kN.m	· Vu =	508.399	kN	· M =	190.930	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	62.0 cm	· 전단력 d =	62.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 31.169 cm^2 [p = 0.00503]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,054 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	21.700 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	20.150 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	8.750 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	21.700 cm^2	>	8.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	41.559 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	40.536	cm^2	[p =	0.006538]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.065 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.312 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0194 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : Φ = 0.85

◈ Moment check : Md = 805.81 kN.m > Mu = 619.59 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN < Vu = 508.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN < Vu = 508.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] **∴ 전단철근 필요**

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.705 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.705 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 246.26 = 648.96 kN > Vu = 508.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 1.28

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7.2 × 0.006538 + √ [2 × 0.047 + 0.047 ²] = 0.263

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.263 / 3 = 0.912

fs = M / [As·d·j]

= 190.93 × 1000 / [40.536 × 62.0 × 0.912] = 83.3 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

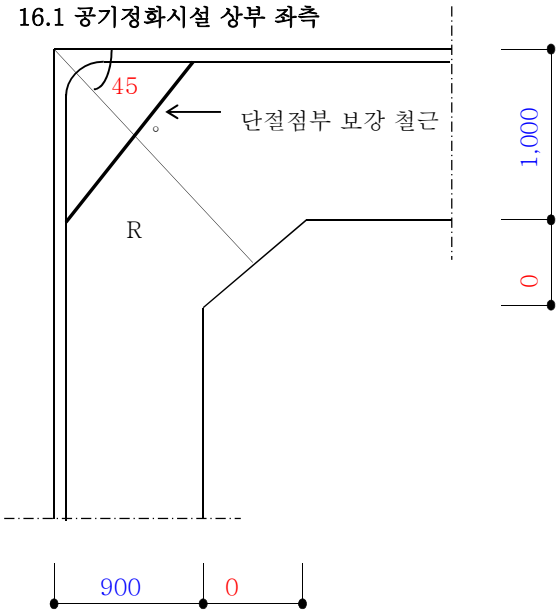
= 375 x (210 / 83.3) − 2.5 x 67.5 = 777 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 83.3) = 756 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 우각부 검토

16.1 공기정화시설 상부 좌측



R = $\sqrt{1000.0^2 + 900.0^2}$

= 1,345 mm

Mo = 622.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 621.99 \times 10^6}{1,345 \times 1,000} = 1.718 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 621.99 \times 10^6}{1,345.362 \times 180} = 5,137 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

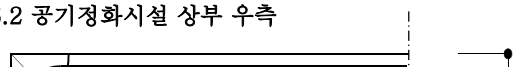
7,942 mm² > 5,137 mm² -O.K-

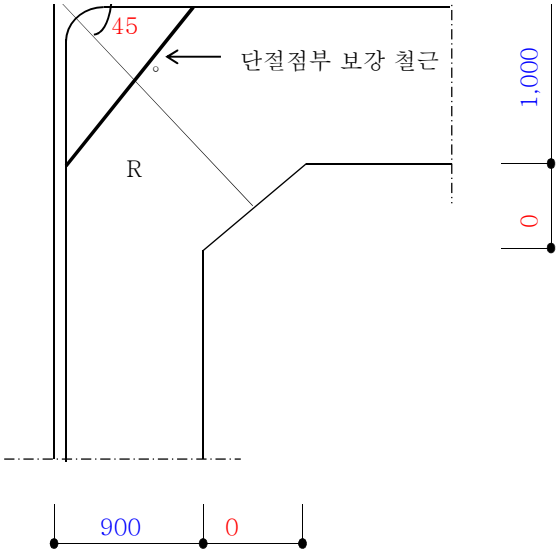
(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1345 = 0.87 m 이내에 배치

16.2 공기정화시설 상부 우측





R = $\sqrt{1000.0^2 + 900.0^2}$

= 1,345 mm

Mo = 1085.8 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{fck}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1085.846 \times 10^6}{1{,}345 \times 1{,}000} = 3.000 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1085.85 \times 10^6}{1{,}345.362 \times 180} = 8{,}968 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 22 @ 125 : 3,097 mm²

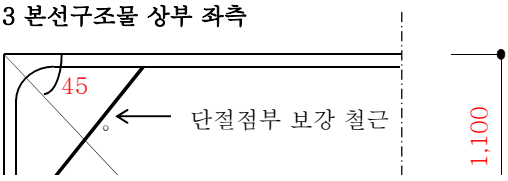
9,450 mm² > 8,968 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

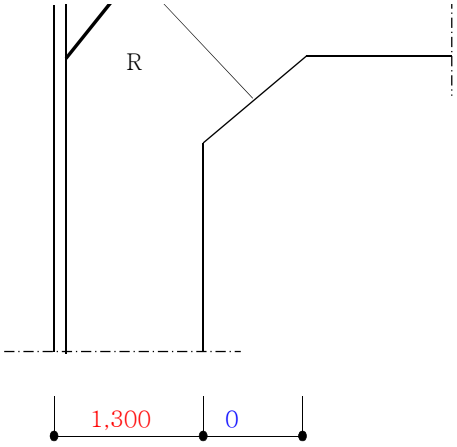
철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1345 = 0.87 m 이내에 배치

16.3 본선구조물 상부 좌측



R = $\sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$



= 1,703 mm

Mo = 792.9 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = $0.13\sqrt{fck}$

= $0.13\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 792.918 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 1.367 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 792.92 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 5{,}174 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

As = 2단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

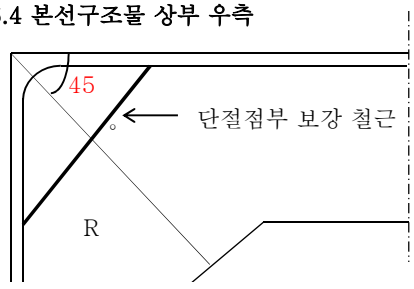
19,061 mm² > 5,174 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

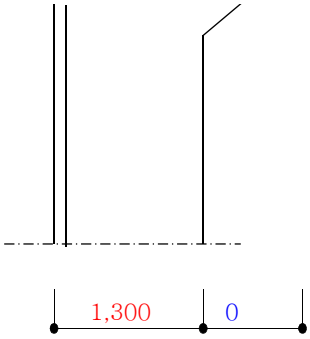
X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

16.4 본선구조물 상부 우측



$R = \sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$

= 1,703 mm



Mo = 934.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

fca = 0.13 $\sqrt{\text{fck}}$

= 0.13 $\sqrt{27}$ = 0.68 MPa

(1) 최대인장응력

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 934.023 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 1.610 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 934.02 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 6{,}094 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

As = 2단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

As = 3단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

3단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

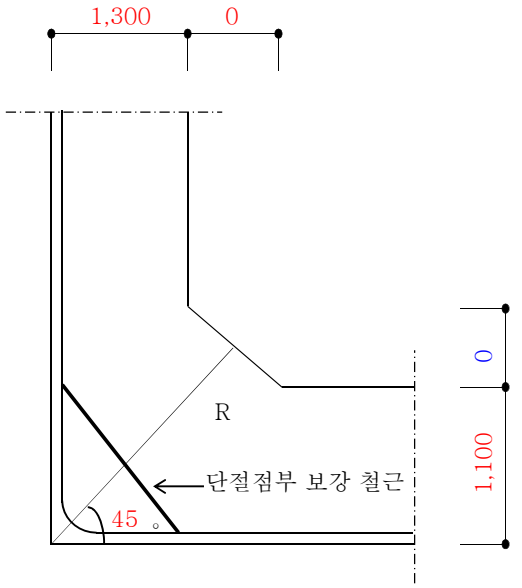
23,126 mm² > 6,094 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(좌측)



$R = \sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2}$

$= 1{,}703$ mm

Mo = 2261.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2261.673 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 3.899 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2261.67 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 14{,}757 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
As = 2단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
As = 3단 H 25 @ 250 : 2,027 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
3단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

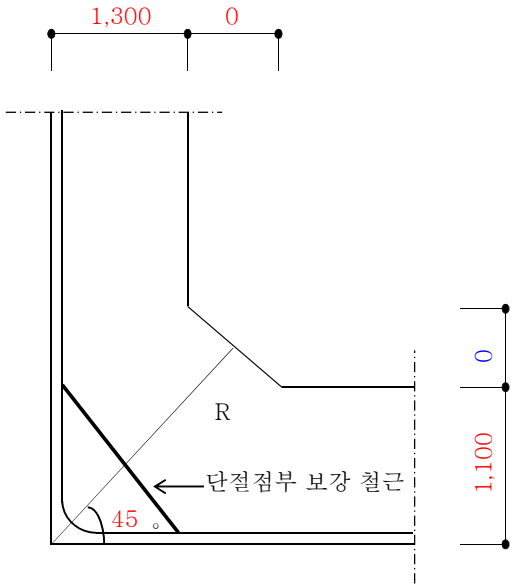
21,498 mm² > 14,757 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(우측)



$R = \sqrt{1300.0^2 + 1100.0^2} = 1{,}703$ mm

Mo = 2193.9 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck} = 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2193.929 \times 10^6}{1{,}703 \times 1{,}000} = 3.783 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2193.93 \times 10^6}{1{,}702.939 \times 180} = 14{,}315 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
2단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²
3단 H 25 @ 250 : 2,027 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
3단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

21,498 mm² > 14,315 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1703 = 1.11 m 이내에 배치

17. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.000	m²				
필요 배력철근량 :										
단면적의 0.002	=	0.0020	x	1.000	=	2000.0	㎟			
0.0015hb	=	0.0015	x	1.000	x	1.000	=	1500.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.0	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.0	㎟			
						1986.0	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 3000 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 1,500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.500	m²				
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.500	=	3000.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]		
0.0015hb	=	0.0015	x	1.500	x	1.000	=	2250.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟			
						1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	1.700	m²				
단면적의 0.002	:	0.0020	x	1.700	=	3400.000	㎟	(≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]		
0.0015hb	=	0.0015	x	1.700	x	1.000	=	2550.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟			
						1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 5100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

④ T = 900 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.900	m²				
단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.900	=	1800.000	㎟	이상		
0.0015hb	=	0.0015	x	0.500	x	1.000	=	750.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟			
						1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2700 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

⑤ T = 700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.700	m²				
단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.700	=	1400.000	㎟	이상		
0.0015hb	=	0.0015	x	0.500	x	1.000	=	750.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟			
						1986.000	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

⑥ T = 300 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.300	m²				
단면적의 0.002	:	0.0020	x	0.300	=	600.000	㎟	이상		
0.0015hb	=	0.0015	x	0.500	x	1.000	=	750.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량	:	H 16 @		150	=	1324.000	㎟			h= 1200mm 이하
		H 16 @		300	=	662.000	㎟			
						1986.000	㎟			--- O.K !

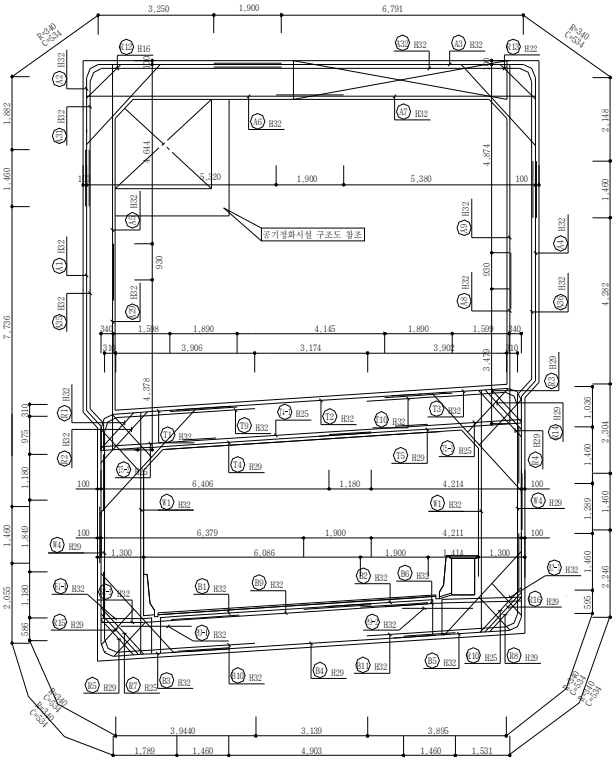
사용 배력철근 간격 : ① : 900 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

*** 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109**

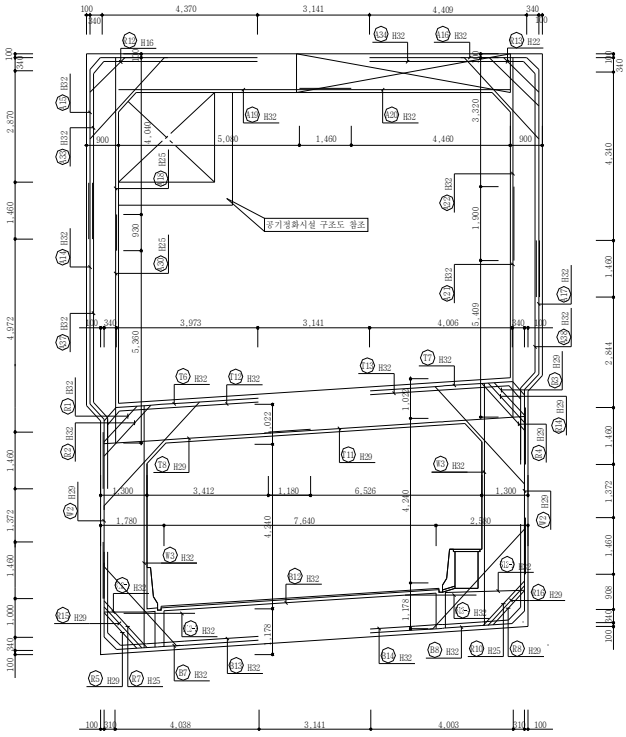
18. 주철근 조립도

주 철 근 조 립 도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



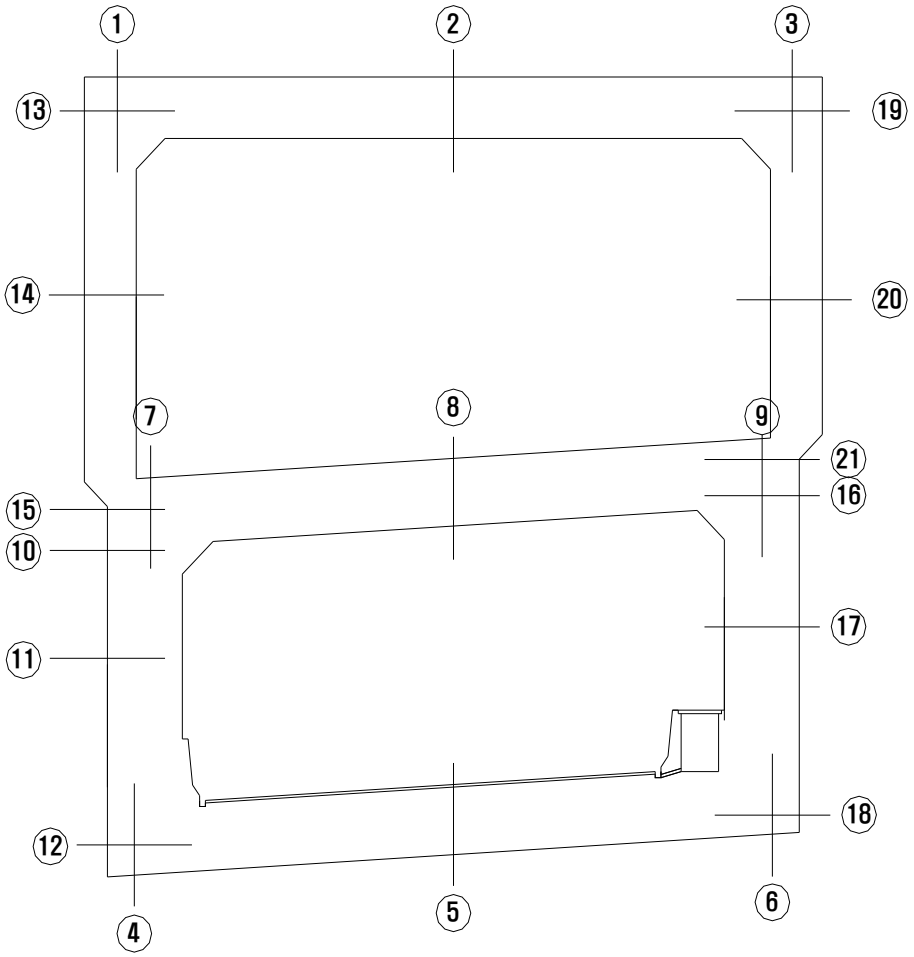
Ramp A BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+240.100 (BLOCK4 : B4) - 전반부
▣ 토 피(FH) = 1.50 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 10.905M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	871	1804.41	2407.21	6516.45	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.33
		좌측(하면)	1	1000	920	81.73	1867.80	261.92	H32 - 8.0EA	6353.60	
		중앙부	2	1000	920	1386.04	1867.80	4634.52	H32 - 8.0EA	6353.60	1.35
		우측(상면)	3	1000	871	1804.41	2407.21	6516.45	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.33
		우측(하면)	3	1000	920	114.49	1867.80	367.29	H32 - 8.0EA	6353.60	
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1020	1086.69	2083.82	3222.18	H32 - 8.0EA	6353.60	1.92
		좌측(하면)	4	1000	920	3639.74	4220.96	13315.46	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.16
		중앙부	5	1000	1020	1761.56	2083.82	5321.42	H32 - 8.0EA	6353.60	1.18
		우측(상면)	6	1000	1020	996.88	2083.82	2948.79	H32 - 8.0EA	6353.60	2.09
		우측(하면)	6	1000	920	3639.74	4220.96	13315.46	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.16
중간슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	1187	1891.17	2443.86	4860.80	H32 - 8.0EA	6353.60	1.29
		좌측(하면)	7	1000	1020	1314.86	1704.02	3922.88	H29 - 8.0EA	5139.20	1.30
		중앙부	8	1000	1020	540.21	1704.02	1579.01	H29 - 8.0EA	5139.20	3.15
		우측(상면)	9	1000	1187	1891.17	2443.86	4860.80	H32 - 8.0EA	6353.60	1.29
		우측(하면)	9	1000	1020	1385.80	1704.02	4142.59	H29 - 8.0EA	5139.20	1.23

좌측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1200	1512.58	4921.28	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	3.25
		상부 (내측)	10	1000	1220	1419.67	4893.05	-	H25 - 8.0EA	8650.00	3.45
		중앙부 (외측)	11	1000	1200	1124.51	5413.44	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9257.20	
		중앙부 (내측)	11	1000	1220	227.24	2126.60	-	H25 - 8.0EA	9257.20	
		하부 (외측)	12	1000	1120	3774.73	6406.65	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.70
		하부 (내측)	12	1000	1220	1052.79	5071.05	-	H25 - 4.0EA	#######	
	2층	상부 (외측)	13	1000	771	1849.12	2693.27	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.46
		상부 (내측)	13	1000	820	120.16	1546.68	-	H25 - 4.0EA	#######	
		중앙부 (외측)	14	1000	800	296.47	2291.18	-	H32 - 4.0EA	7230.40	
		중앙부 (내측)	14	1000	820	343.02	2434.71	-	H25 - 8.0EA	7230.40	
		하부 (외측)	15	1000	800	509.25	2743.57	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	
		하부 (내측)	15	1000	820	1159.42	1818.80	-	H25 - 8.0EA	8650.00	1.57

우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	1200	1512.58	4921.28	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	3.25
		상부 (내측)	16	1000	1220	1419.67	4893.05	-	H25 - 8.0EA	8650.00	3.45
		중앙부 (외측)	17	1000	1200	1092.59	5417.84	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9257.20	4.96
		중앙부 (내측)	17	1000	1220	226.98	2195.90	-	H25 - 8.0EA	9257.20	9.67
		하부 (외측)	18	1000	1120	3774.73	6406.65	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.70
		하부 (내측)	18	1000	1220	943.55	5223.66	-	H25 - 4.0EA	#######	5.54
	2층	상부 (외측)	19	1000	771	1849.12	2693.27	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.46
		상부 (내측)	19	1000	820	154.51	1846.79	-	H25 - 4.0EA	#######	11.95
		중앙부 (외측)	20	1000	800	115.87	1283.00	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	11.07
		중앙부 (내측)	20	1000	820	478.04	2731.02	-	H25 - 8.0EA	8650.00	5.71
		하부 (외측)	21	1000	800	558.41	2741.54	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	4.91
		하부 (내측)	21	1000	820	1159.42	1818.80	-	H25 - 8.0EA	8650.00	1.57

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		중앙부	5	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		우측 (상면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	7	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	9	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	9	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	10	1800.0	2865.0	O.K	1800.0	2865.0	O.K
		1층(상부)	10	1800.0	2865.0	O.K	1800.0	2865.0	O.K
		1층(중앙부)	11	1800.0	2865.0	O.K	1800.0	2865.0	O.K
		1층(중앙부)	11	1800.0	2865.0	O.K	1800.0	2865.0	O.K
		1층(하부)	12	1800.0	4776.0	O.K	1800.0	4776.0	O.K
		1층(하부)	12	1800.0	4776.0	O.K	1800.0	4776.0	O.K
	2 층	2층(상부)	13	1800.0	3819.0	O.K	1350.0	3819.0	O.K
		2층(상부)	13	1800.0	3819.0	O.K	1350.0	3819.0	O.K
		2층(중앙부)	14	1800.0	2865.0	O.K	1350.0	2865.0	O.K
		2층(중앙부)	14	1800.0	2865.0	O.K	1350.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	15	1800.0	2865.0	O.K	1350.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	15	1800.0	2865.0	O.K	1350.0	2865.0	O.K
우측 벽체	1 층	1층(상부)	16	1800.0	2865.0	O.K	1800.0	2865.0	O.K
		1층(상부)	16	1800.0	2865.0	O.K	1800.0	2865.0	O.K
		1층(중앙부)	17	1800.0	2865.0	O.K	1800.0	2865.0	O.K
		1층(중앙부)	17	1800.0	2865.0	O.K	1800.0	2865.0	O.K
		1층(하부)	18	1800.0	4776.0	O.K	1800.0	4776.0	O.K
		1층(하부)	18	1800.0	4776.0	O.K	1800.0	4776.0	O.K
	2 층	2층(상부)	19	1800.0	3819.0	O.K	1350.0	3819.0	O.K
		2층(상부)	19	1800.0	3819.0	O.K	1350.0	3819.0	O.K
		2층(중앙부)	20	1800.0	2865.0	O.K	1350.0	2865.0	O.K
		2층(중앙부)	20	1800.0	2865.0	O.K	1350.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	21	1800.0	2865.0	O.K	1350.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	21	1800.0	2865.0	O.K	1350.0	2865.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	565.9	860.4	1257.95	2.00	169.01	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	597.6	117.6	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	565.9	860.4	1257.95	2.00	169.01	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	662.5	1297.2	1472.80	2.00	311.11	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	662.5	642.1	1067.65	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	662.5	1297.2	1472.80	2.00	311.11	H16	150	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	662.5	577.2	1472.80	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	662.5	351.7	1067.65	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	662.5	577.2	1472.80	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	868.5	800.9	2243.72	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	11	875.0	1058.6	1562.59	2.00	152.99	H19	300	573.00	O.K
		하부	12	818.0	1571.6	2101.49	2.00	336.45	H19	150	573.00	O.K
	2층	상부	13	548.4	781.0	1432.17	2.00	150.85	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	14	574.4	449.8	1032.77	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		하부	15	575.7	487.4	1492.53	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
우측벽체	1층	상부	16	868.5	755.1	2243.72	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	17	871.9	1003.4	1559.47	2.00	109.61	H19	300	573.00	O.K
		하부	18	818.0	1571.6	2101.49	2.00	336.45	H19	150	573.00	O.K
	2층	상부	19	548.4	768.5	1432.17	2.00	142.72	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	20	575.4	485.8	1033.83	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		하부	21	575.7	516.6	1492.53	2.00	-	H19	150	573.00	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	871	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	407.167	O.K	3.257
		좌측 (하면)	1	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	920	H32 - 8.0EA	125	462.015	O.K	3.696
		우측 (상면)	3	871	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	407.167	O.K	3.257
		우측 (하면)	3	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-

하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측(하면)	4	920	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	322.816	O.K	2.583
		중앙부	5	1020	H32 - 8.0EA	125	320.594	O.K	2.565
		우측(상면)	6	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측(하면)	6	920	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	322.816	O.K	2.583
중간슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1187	H32 - 8.0EA	125	410.378	O.K	3.283
		좌측(하면)	7	1020	H29 - 8.0EA	125	493.006	O.K	3.944
		중앙부	8	1020	H29 - 8.0EA	125	903.253	O.K	
		우측(상면)	9	1187	H32 - 8.0EA	125	410.378	O.K	3.283
		우측(하면)	9	1020	H29 - 8.0EA	125	493.006	O.K	3.944
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	1200	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	358.423	O.K	2.867
		1층(상부)	10	1220	H25 - 8.0EA	125	370.611	O.K	2.965
		1층(중앙부)	11	1200	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	500.529	O.K	4.004
		1층(중앙부)	11	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	12	1120	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	414.388	O.K	3.315
		1층(하부)	12	1220	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	13	771	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	321.223	O.K	2.570
		2층(상부)	13	820	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	14	800	H32 - 4.0EA	250	1140.861	O.K	
		2층(중앙부)	14	820	H25 - 8.0EA	125	1069.883	O.K	
		2층(하부)	15	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	77219.608	O.K	
		2층(하부)	15	820	H25 - 8.0EA	125	212.559	O.K	1.700

우측벽체	1층	1층(상부)	16	1200	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	358.423	O.K	2.867
		1층(상부)	16	1220	H25 - 8.0EA	125	370.611	O.K	2.965
		1층(중앙부)	17	1200	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	538.684	O.K	
		1층(중앙부)	17	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	18	1120	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	414.388	O.K	3.315
		1층(하부)	18	1220	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	19	771	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	321.223	O.K	2.570
		2층(상부)	19	820	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	20	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	20	820	H25 - 8.0EA	125	736.364	O.K	
		2층(하부)	21	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	77219.608	O.K	
		2층(하부)	21	820	H25 - 8.0EA	125	212.559	O.K	1.700

3.22

3.011

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp A BOX (내공 : 9.4M × 10.905M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 39.000 kN/m² (∵ 토피 : 1.500 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

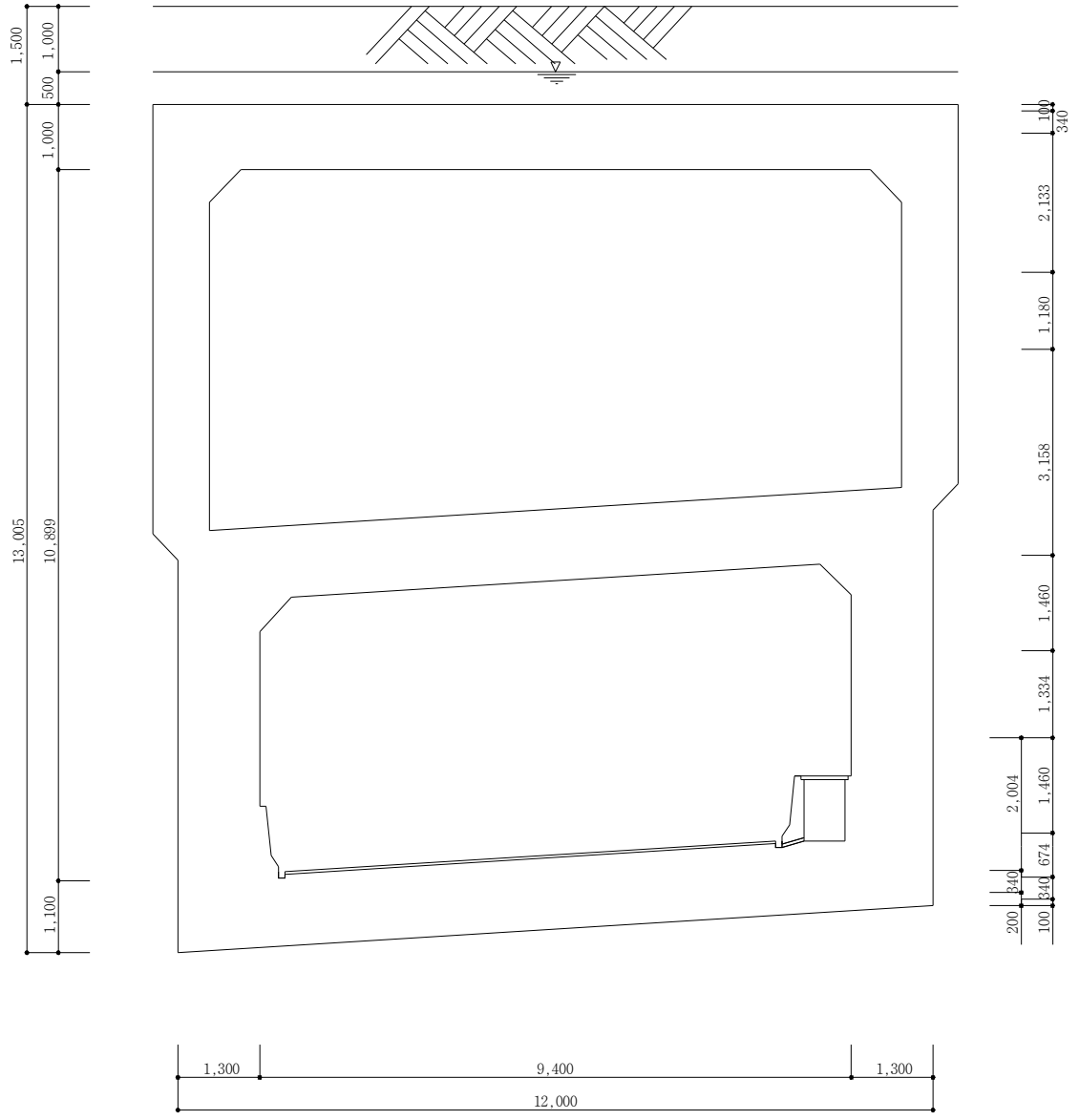
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,500
1,000
500
1,000
13,005
10,899
1,100
100
340
2,133
1,180
3,158
1,460
1,334
2,004
1,460
674
340
240
200
100
1,300
9,400
1,300
12,000

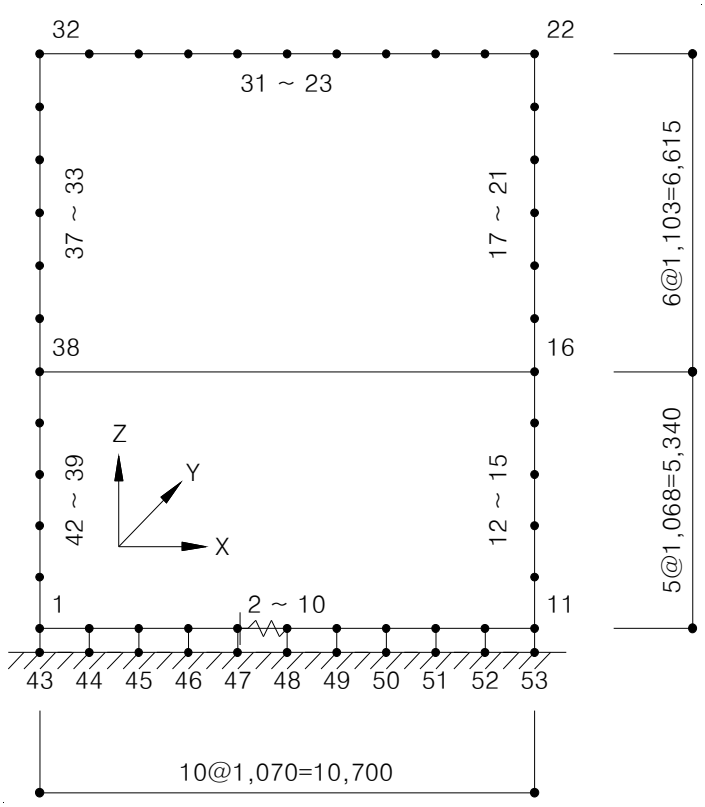
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

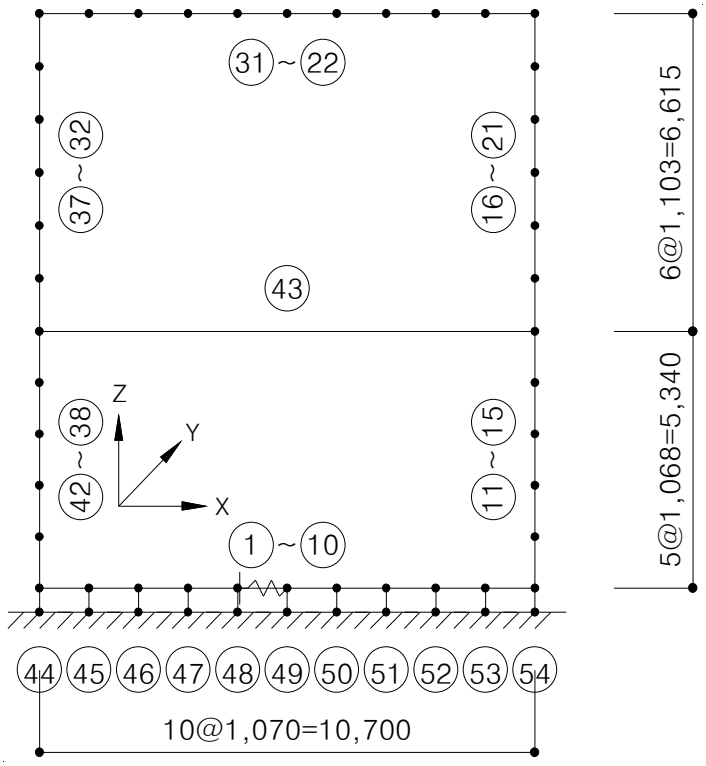
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	1~10,43
2	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	11~15,38~42
3	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	17~21,32~36
4	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	22~31

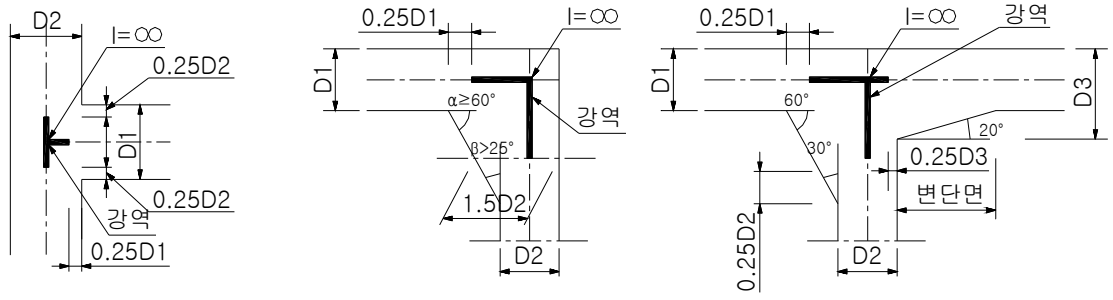
NO	Section(Tapper)	부 재
5	SEC 2 ~ 3	16
6	SEC 3 ~ 2	37

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	28	4.280	12.455
2	1.070	0.500	29	3.210	12.455
3	2.140	0.500	30	2.140	12.455
4	3.210	0.500	31	1.070	12.455
5	4.280	0.500	32	0.000	12.455
6	5.350	0.500	33	0.000	11.353
7	6.420	0.500	34	0.000	10.250
8	7.490	0.500	35	0.000	9.148
9	8.560	0.500	36	0.000	8.045
10	9.630	0.500	37	0.000	6.942
11	10.700	0.500	38	0.000	5.840
12	10.700	1.568	39	0.000	4.772
13	10.700	2.636	40	0.000	3.704
14	10.700	3.704	41	0.000	2.636
15	10.700	4.772	42	0.000	1.568
16	10.700	5.840	43	0.000	0.000
17	10.700	6.942	44	1.070	0.000
18	10.700	8.045	45	2.140	0.000
19	10.700	9.148	46	3.210	0.000
20	10.700	10.250	47	4.280	0.000
21	10.700	11.353	48	5.350	0.000
22	10.700	12.455	49	6.420	0.000
23	9.630	12.455	50	7.490	0.000
24	8.560	12.455	51	8.560	0.000
25	7.490	12.455	52	9.630	0.000
26	6.420	12.455	53	10.700	0.000
27	5.350	12.455			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 32 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1000 = 200 ㎜

(2) 32 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 900 = 275 ㎜

(3) 22 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1000 = 200 ㎜

(4) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 900 = 275 ㎜

(5) 16 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 ㎜

(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(8) 118360605 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(9) 118360605 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 ㎜

(10) 118360605 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

(13) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(14) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

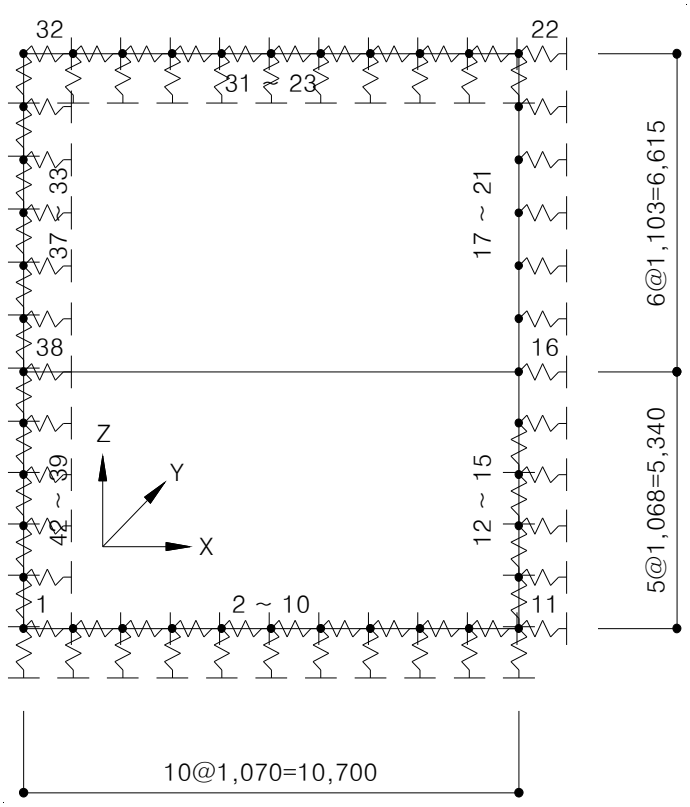
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

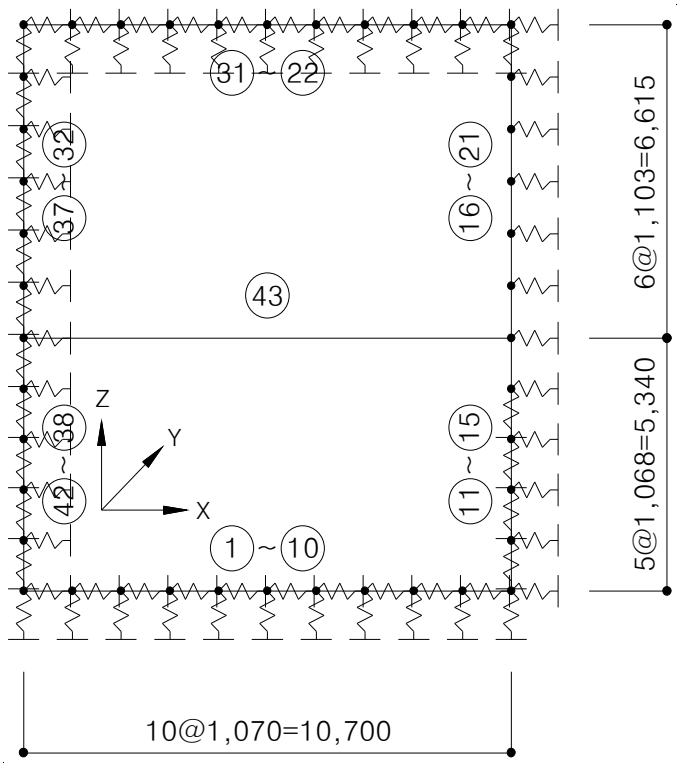
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	1~10,43
2	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	11~15,38~42
3	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	17~21,32~36
4	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	22~31

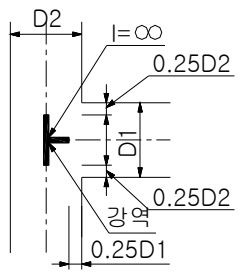
NO	Section(Tapper)	부 재
5	SEC 2 ~ 3	16
6	SEC 3 ~ 2	37

3) 단면좌표

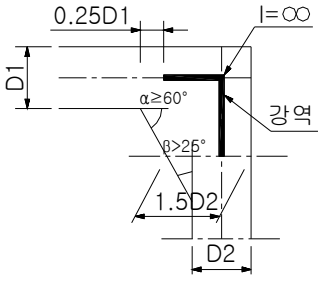
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	22	10.700	11.955
2	1.070	0.000	23	9.630	11.955
3	2.140	0.000	24	8.560	11.955
4	3.210	0.000	25	7.490	11.955
5	4.280	0.000	26	6.420	11.955
6	5.350	0.000	27	5.350	11.955
7	6.420	0.000	28	4.280	11.955
8	7.490	0.000	29	3.210	11.955
9	8.560	0.000	30	2.140	11.955
10	9.630	0.000	31	1.070	11.955
11	10.700	0.000	32	0.000	11.955
12	10.700	1.068	33	0.000	10.852
13	10.700	2.136	34	0.000	9.750
14	10.700	3.204	35	0.000	8.648
15	10.700	4.272	36	0.000	7.545
16	10.700	5.340	37	0.000	6.442
17	10.700	6.442	38	0.000	5.340
18	10.700	7.545	39	0.000	4.272
19	10.700	8.648	40	0.000	3.204
20	10.700	9.750	41	0.000	2.136
21	10.700	10.852	42	0.000	1.068

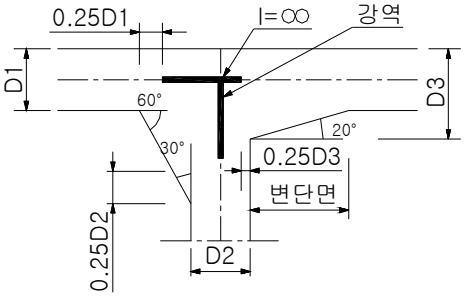
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 32 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1000 = 200 ㎜

(2) 32 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 900 = 275 ㎜

(3) 22 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1000 = 200 ㎜

(4) 22 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 900 = 275 ㎜

(5) 16 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 ㎜

(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(8) 118360605 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(9) 118360605 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 ㎜

(10) 118360605 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

(13) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(14) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B) = √(12.000 × 12.000) = 12.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (12.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 5867.81 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 6953 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 6279 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 (EL. : 15.576 ~ 11.376, N=6)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $6^{1/3}$ = 145.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 145.4 = 145.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 145.4^2 = 38791.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 38791.0 = 102408.2 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $6^{1/3}$ = 145.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 145.4 = 116.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 116.3^2 = 24818.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 24818.0 = 65519.5 kN/m²

(2) 퇴적토 (EL. : 11.376 ~ 0.576, N=23)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $23^{1/3}$ = 227.5 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 227.5 = 227.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 227.5^2 = 105517.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 105517.0 = 278564.9 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $23^{1/3}$ = 227.5 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 227.5 = 182.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 182.0^2 = 67531.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 67531.0 = 178281.8 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.200 × 11.200) = 11.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 102408.2 = 682721.33 kN/m³

Kv = 682721.330 × (11.200 / 0.3) $^{-3/4}$ = 45203.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 45203.380 = 15067.79 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.000 × 12.000) = 12.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 278564.9 = 1857099.33 kN/m³

Kv = 1857099.330 × (12.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 116758.94 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 116758.940 = 38919.65 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(13.005 × 13.005) = 13.005 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 102408.2 = 682721.33 kN/m³

Kh = 682721.330 × (13.005 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 40411.19 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 40411.190 = 13470.40 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(13.005 × 13.005) = 13.005 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 278564.9 = 1857099.33 kN/m³

Kh = 1857099.330 × (13.005 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 109924.20 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 109924.200 = 36641.40 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 48368 kN/m	23~31
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 16123 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 117399 kN/m	12~16,39~42
Kss1	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 39133 kN/m	
Kh2	Kh x (1.103/2 + 1.103/2) = 121191 kN/m	17~20,34~38
Kss2	Kss x (1.103/2 + 1.103/2) = 40397 kN/m	
Kh3	Kh x (1.103/2 + 1.103/2) = 44553 kN/m	21,33
Kss3	Kss x (1.103/2 + 1.103/2) = 14851 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 124932 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 41644 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 138359 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 119158 kN/m	
Kv2	Kv x (1.070/2 + 0.900/2) = 44525 kN/m	22,32
Ksb2	Kh x (1.103/2 + 1.000/2) = 42482 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.200 × 11.200) = 11.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 65519.5 = 436796.67 kN/m³

Kv = 436796.670 × (11.200 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 28920.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 28920.560 = 9640.19 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.000 × 12.000) = 12.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 178281.8 = 1188545.33 kN/m³

Kv = 1188545.330 × (12.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 74725.83 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 74725.830 = 24908.61 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(13.005 × 13.005) = 13.005 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 65519.5 = 436796.67 kN/m³

Kh = 436796.670 × (13.005 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 25854.58 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 25854.580 = 8618.19 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(13.005 × 13.005) = 13.005 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 178281.8 = 1188545.33 kN/m³

Kh = 1188545.330 × (13.005 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 70351.59 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 70351.590 = 23450.53 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 30945 kN/m	23~31
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 10315 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 75135 kN/m	12~16,39~42
Kss1	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 25045 kN/m	
Kh2	Kh x (1.103/2 + 1.103/2) = 77563 kN/m	17~20,34~38
Kss2	Kss x (1.103/2 + 1.103/2) = 25854 kN/m	
Kh3	Kh x (1.103/2 + 1.103/2) = 28505 kN/m	21,33
Kss3	Kss x (1.103/2 + 1.103/2) = 9502 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 79957 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 26652 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 88550 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 76261 kN/m	
Kv2	Kv x (1.070/2 + 0.900/2) = 28487 kN/m	22,32
Ksb2	Kh x (1.103/2 + 1.000/2) = 27180 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 1.000 × 19.00		= 19.000	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 30.500	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 0.500 × 10.00		= 5.000	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 26.000	kN/m²

③ 상재고정하중

- Wd = 29.500 kN/m²

④ 상재고정하중에 의한 수평하중

- WH = 29.500 x 0.500 = 14.750 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 1.500m

- Wl1 = 39.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 39.000 × 0.500 = 19.500 kN/m²

③ 상재활하중

- WL = 10.000 kN/m²

④ 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 1.500 × 19.000) × 0.500 = 20.000 kN/m²
Wh2 = 20.000 + 1.102 × 19.000 × 0.500 = 30.474 kN/m²
Wh3 = 30.474 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 40.947 kN/m²
Wh4 = 40.947 + 1.102 × 19.000 × 0.500 = 51.421 kN/m²
Wh5 = 51.421 + 1.102 × 19.000 × 0.500 = 61.895 kN/m²
Wh6 = 61.895 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 72.369 kN/m²
Wh7 = 72.369 + 1.103 × 19.000 × 0.500 = 82.843 kN/m²
Wh8 = 82.843 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 92.989 kN/m²
Wh9 = 92.989 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 103.135 kN/m²
Wh10 = 103.135 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 113.281 kN/m²
Wh11 = 113.281 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 123.427 kN/m²
Wh12 = 123.427 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 133.572 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 1.000 × 10.000 = 15.500 kN/m²
Wh2 = 15.500 + 1.102 × 10.000 × 0.500 = 21.012 kN/m²
Wh3 = 21.012 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 26.525 kN/m²
Wh4 = 26.525 + 1.102 × 10.000 × 0.500 = 32.037 kN/m²
Wh5 = 32.037 + 1.102 × 10.000 × 0.500 = 37.550 kN/m²
Wh6 = 37.550 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 43.062 kN/m²
Wh7 = 43.062 + 1.103 × 10.000 × 0.500 = 48.575 kN/m²
Wh8 = 48.575 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 53.915 kN/m²
Wh9 = 53.915 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 59.255 kN/m²
Wh10 = 59.255 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 64.595 kN/m²
Wh11 = 64.595 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 69.935 kN/m²
Wh12 = 69.935 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 75.275 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 0.500 × 10.000 = 5.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 1.000 × 10.000 = 10.000 kN/m²
Ww3 = 10.000 + 1.103 × 10.000 = 21.025 kN/m²
Ww4 = 21.025 + 1.103 × 10.000 = 32.050 kN/m²
Ww5 = 32.050 + 1.103 × 10.000 = 43.075 kN/m²
Ww6 = 43.075 + 1.103 × 10.000 = 54.100 kN/m²
Ww7 = 54.100 + 1.103 × 10.000 = 65.125 kN/m²
Ww8 = 65.125 + 1.103 × 10.000 = 76.150 kN/m²
Ww9 = 76.150 + 1.068 × 10.000 = 86.830 kN/m²
Ww10 = 86.830 + 1.068 × 10.000 = 97.510 kN/m²
Ww11 = 97.510 + 1.068 × 10.000 = 108.190 kN/m²
Ww12 = 108.190 + 1.068 × 10.000 = 118.870 kN/m²
Ww13 = 118.870 + 1.068 × 10.000 = 129.550 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww14 = (1.500 + 13.005 - 1.000) × 10.000 = 135.050 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.026	145.400	116.300	18.000	0.111	0.138
퇴적토	10.800	227.500	182.000	20.000	0.190	0.237
자갈	7.300	294.700	235.800	20.000	0.099	0.124
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	3.174	294.700	235.800	20.000	0.043	0.054
계					0.507	0.633

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.507 = 0.634	1.25 Tg' = 1.25 × 0.633 = 0.791

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

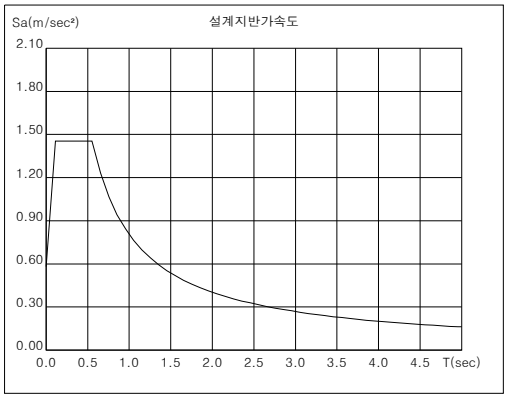
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.270 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.085 m/s²

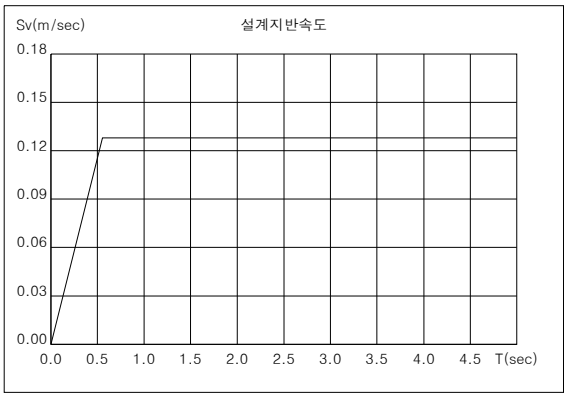
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.634 / 2π × 1.270 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.791 / 2π × 2.085 = 0.262 m/s

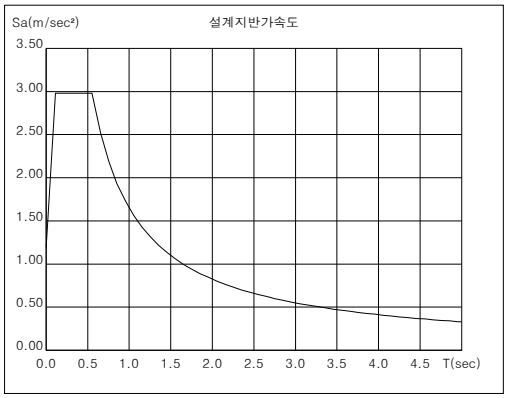
6) 설계응답 응답스펙트럼

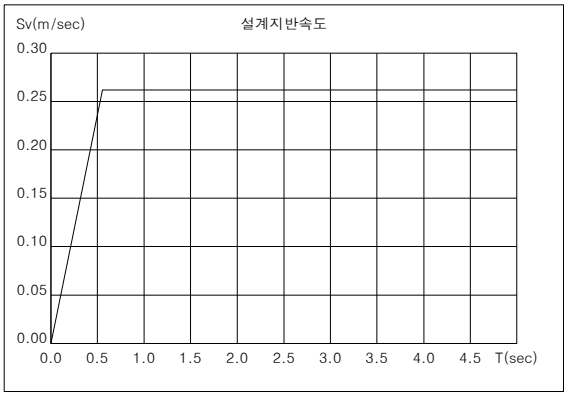
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 2.000 m
- 하부슬래브 EL. = 13.955 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 2.000 / (2 \times 30.000)) = 0.016355$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 13.955 / (2 \times 30.000)) = 0.012247$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.791 \times \cos(\pi \times 2.000 / (2 \times 30.000)) = 0.041766$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.791 \times \cos(\pi \times 13.955 / (2 \times 30.000)) = 0.031275$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 15067.790 \times (0.016355 - 0.012247)$ $= 61.898\ kN/m^2$	$Po = 9640.190 \times (0.041766 - 0.031275)$ $= 101.135\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
2.000	40411.190	0.016355	0.004108	166.009
3.103	40411.190	0.016228	0.003981	160.877
4.205	109924.200	0.016048	0.003801	417.822
5.307	109924.200	0.015814	0.003567	392.100
6.410	109924.200	0.015527	0.003280	360.551
7.513	109924.200	0.015189	0.002942	323.397
8.615	109924.200	0.014800	0.002553	280.636
9.683	109924.200	0.014376	0.002129	234.029
10.751	109924.200	0.013907	0.001660	182.474
11.819	109924.200	0.013395	0.001148	126.193
12.887	109924.200	0.012841	0.000594	65.295
13.955	109924.200	0.012247	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
2.000	25854.580	0.041766	0.010491	271.240
3.103	25854.580	0.041443	0.010168	262.889
4.205	70351.590	0.040982	0.009707	682.903
5.307	70351.590	0.040385	0.009110	640.903
6.410	70351.590	0.039653	0.008378	589.406
7.513	70351.590	0.038788	0.007513	528.551
8.615	70351.590	0.037795	0.006520	458.692
9.683	70351.590	0.036713	0.005438	382.572
10.751	70351.590	0.035516	0.004241	298.361
11.819	70351.590	0.034208	0.002933	206.341
12.887	70351.590	0.032793	0.001518	106.794
13.955	70351.590	0.031275	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	38791.000 × 0.000065 = 2.520	24818.000 × 0.000167 = 4.140
Vb	105517.000 × 0.000556 = 58.670	67531.000 × 0.001420 = 95.890
Vs	(2.520 + 58.670) / 2 = 30.600	(4.140 + 95.890) / 2 = 50.020

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.000×25.000×0.074×(1 - 0.015×2.000) = 1.795	fu = 1.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×2.000) = 4.414

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×13.955) = 1.609	fb = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×13.955) = 3.957

③ 중간슬래브

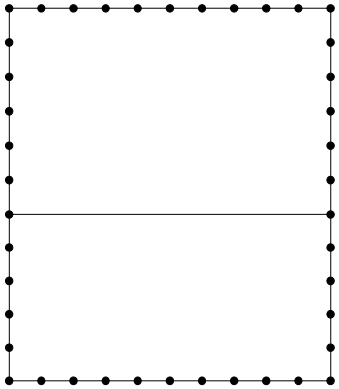
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×13.005) = 2.006	fb = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×13.005) = 4.934

④ 측벽

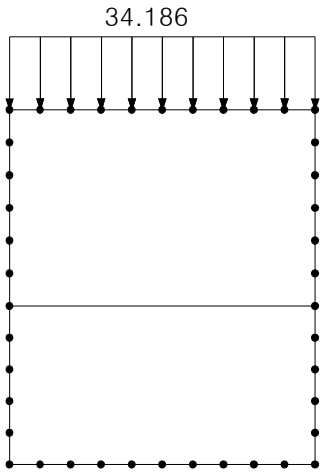
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×2.000) = 2.333	f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×2.000) = 5.738
f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×3.103) = 2.293	f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×3.103) = 5.640
f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×4.205) = 2.253	f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×4.205) = 5.542
f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×5.307) = 2.214	f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×5.307) = 5.444
f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×6.410) = 2.174	f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×6.410) = 5.346
f6 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.513) = 2.134	f6 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.513) = 5.248
f7 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×8.615) = 2.094	f7 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×8.615) = 5.151
f8 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×9.683) = 2.056	f8 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×9.683) = 5.056
f9 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×10.751) = 2.017	f9 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×10.751) = 4.961
f10 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×11.819) = 1.979	f10 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×11.819) = 4.866
f11 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×12.887) = 1.940	f11 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×12.887) = 4.772
f12 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×13.955) = 1.902	f12 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×13.955) = 4.677

10. 하 중 재 하 (상시)

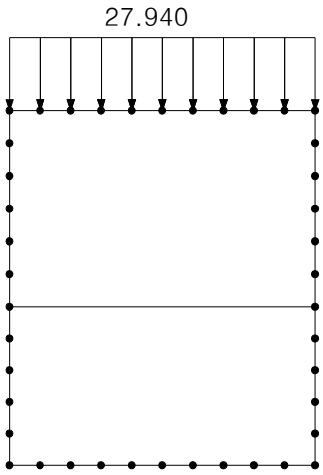
1) CASE1 - 구체자중(SW)



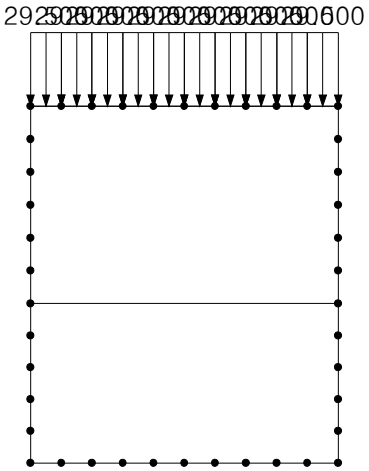
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



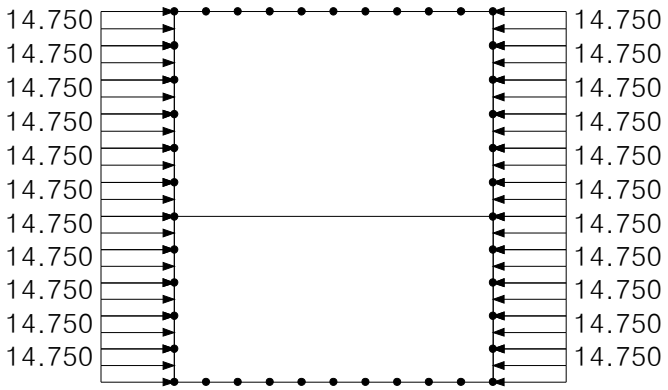
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



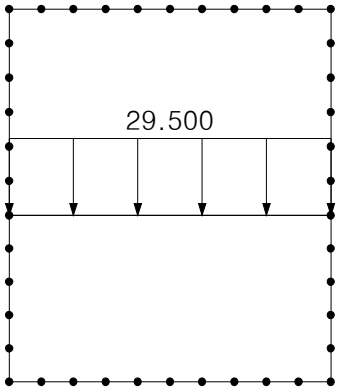
4) CASE4 - 상재고정하중(DEADA)



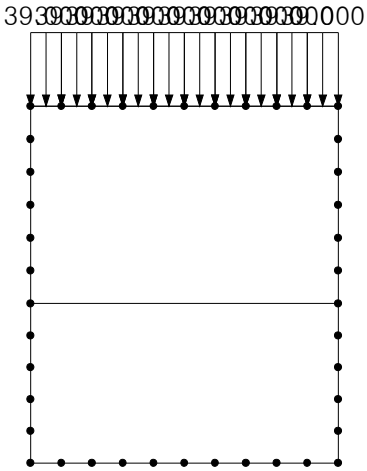
5) CASE5 - 상재고정하중에 의한 수평하중(DEADAH)



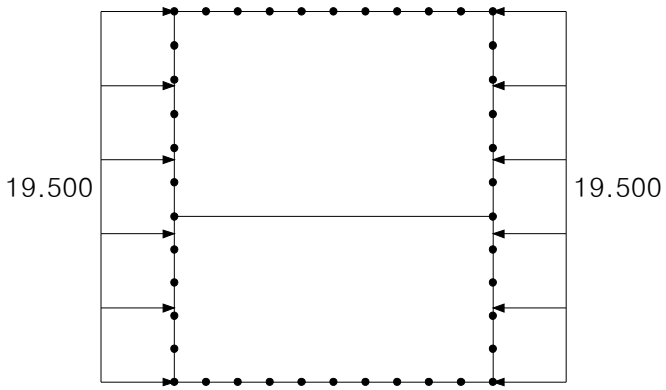
6) CASE6 - 기계하중(MA)



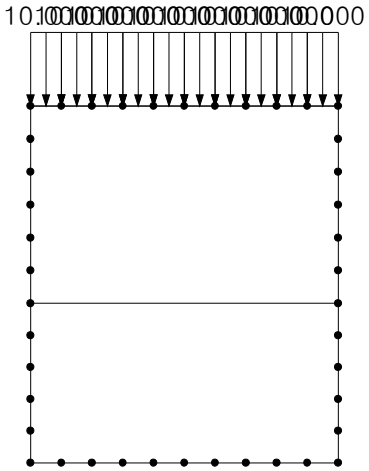
7) CASE7 - 만재활하중(LIVEFU)



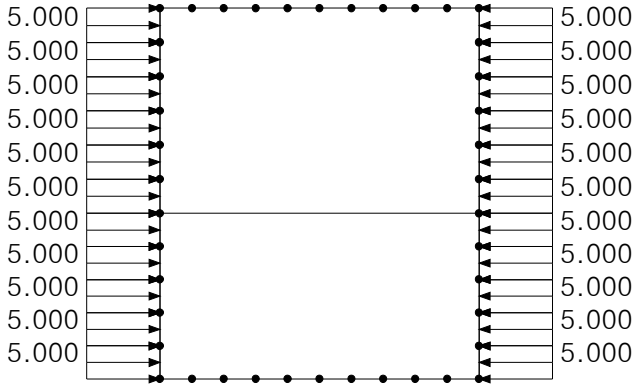
8) CASE8 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



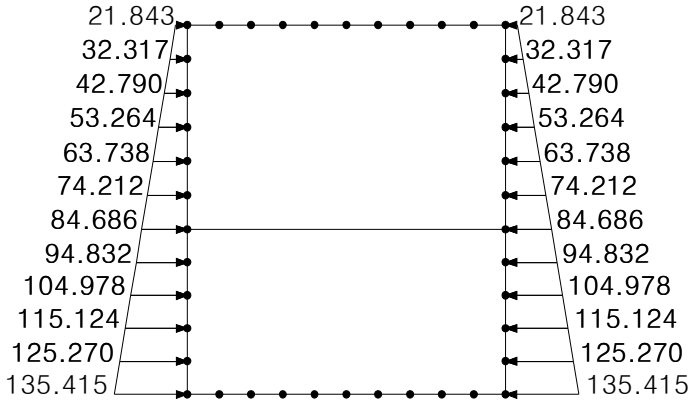
9) CASE9 - 상재활하중(LIVEA)



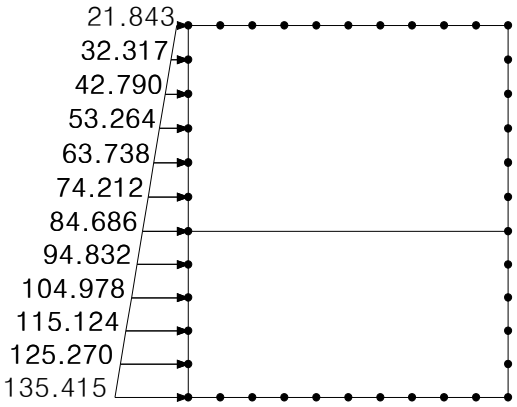
10) CASE10 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



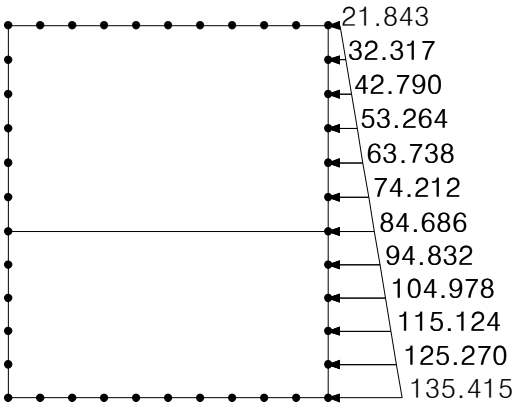
11) CASE11 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



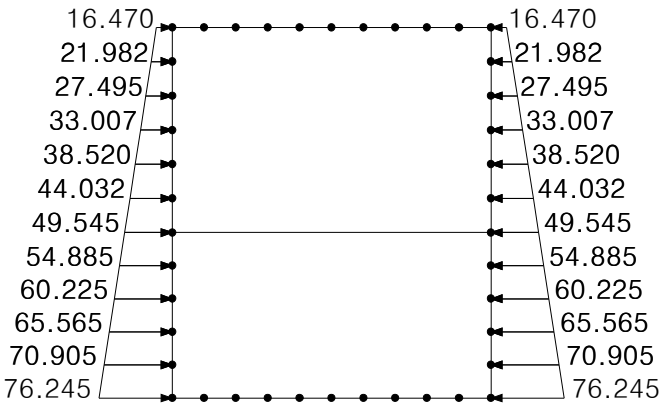
12) CASE12 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



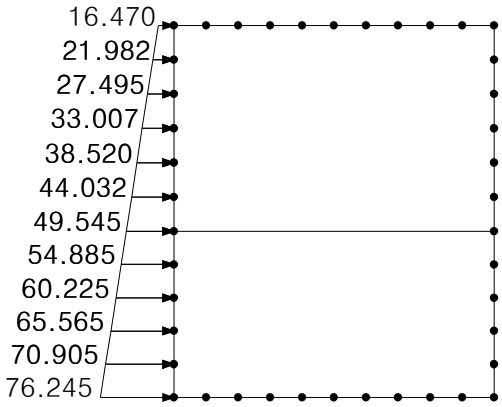
13) CASE13 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



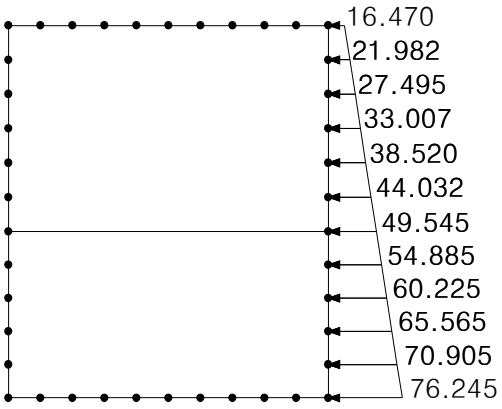
14) CASE14 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



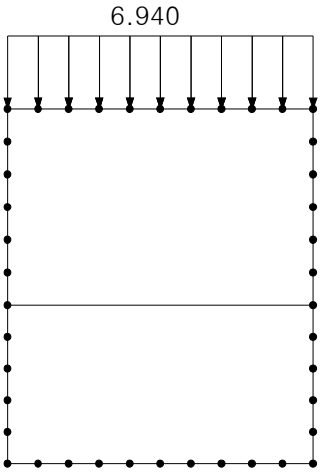
15) CASE15 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



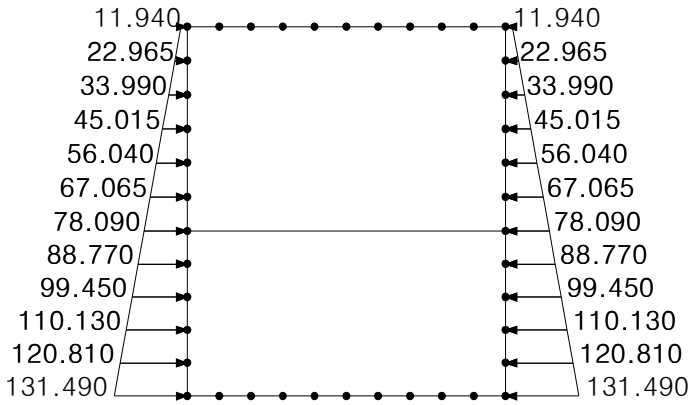
16) CASE16 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



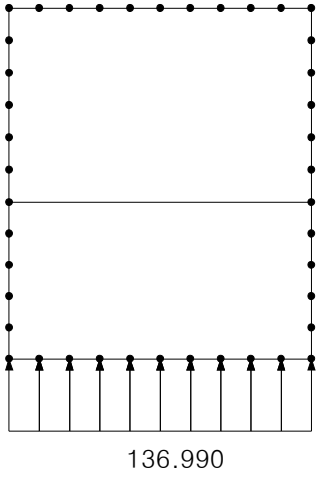
17) CASE17 - 연직수압(WATERV)



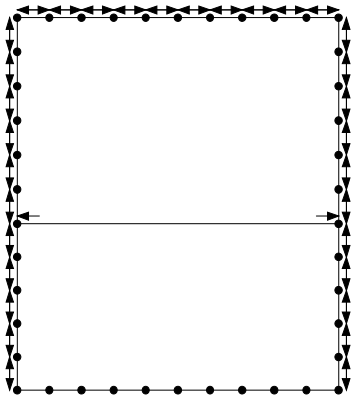
18) CASE18 - 수평수압(WATERH)



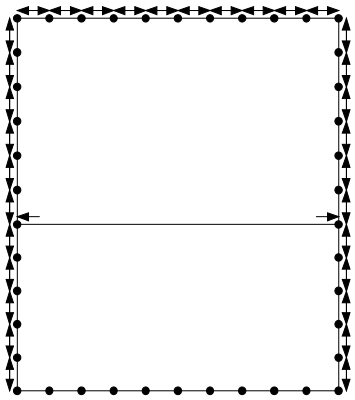
19) CASE19 - 부력(BUOYANCY)



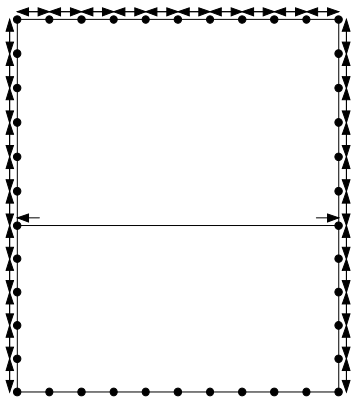
20) CASE20 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



21) CASE21 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

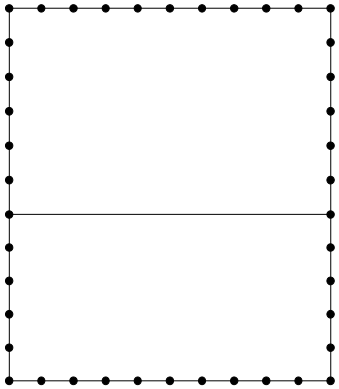


22) CASE22 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

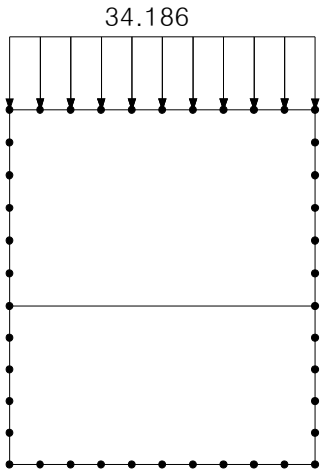


11. 하중 재하 (기능수행)

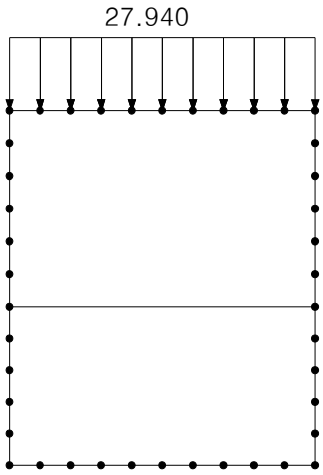
1) CASE1 - 구체자중(SW)



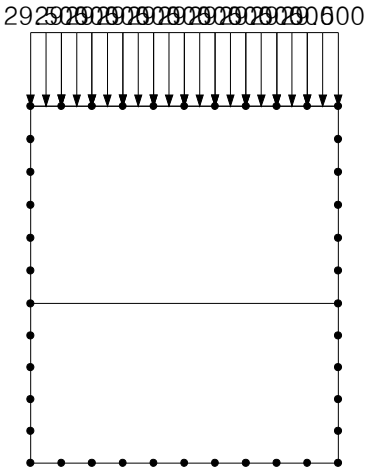
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



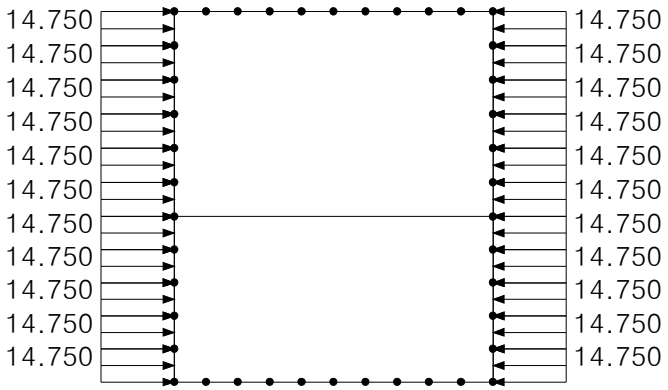
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



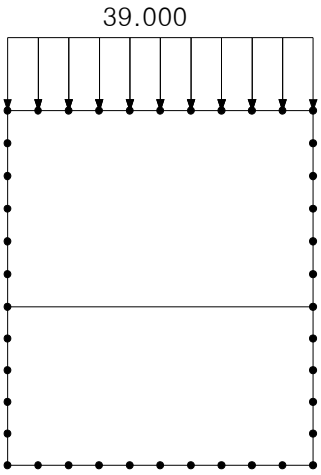
4) CASE4 - 지진시 상재고정하중(DEADAE)



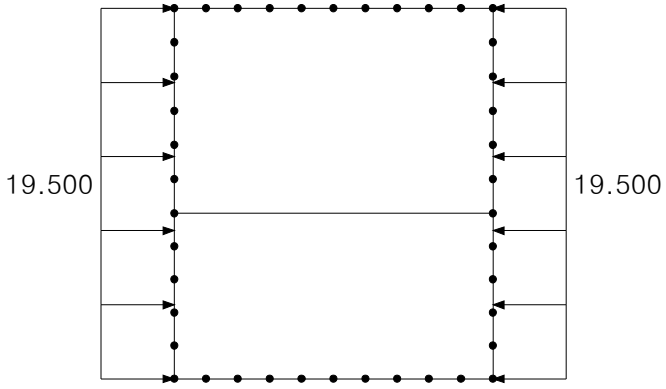
5) CASE5 - 지진시 상재고정하중에 의한 수평하중(DEADAHE)



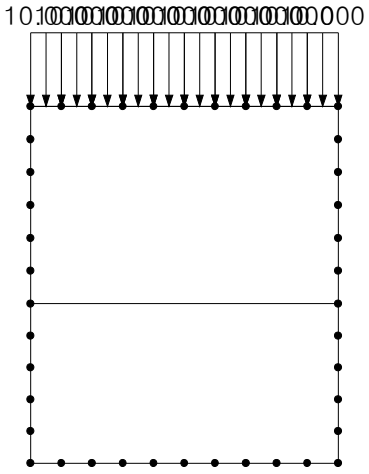
6) CASE6 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



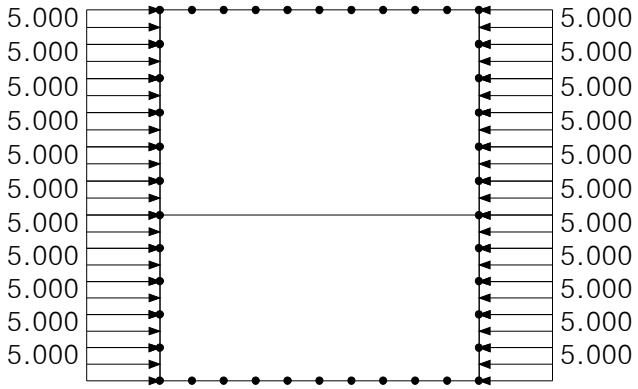
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



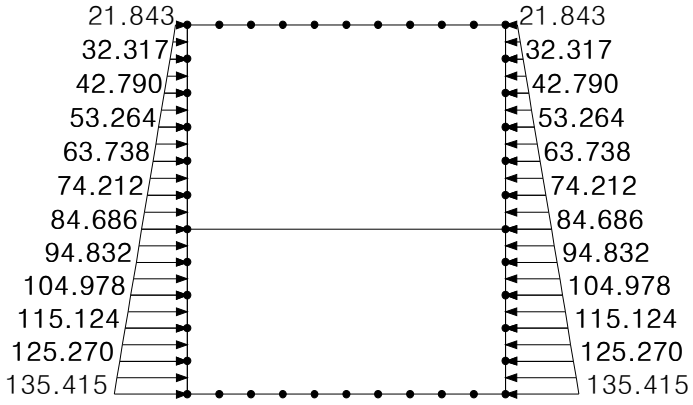
8) CASE8 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



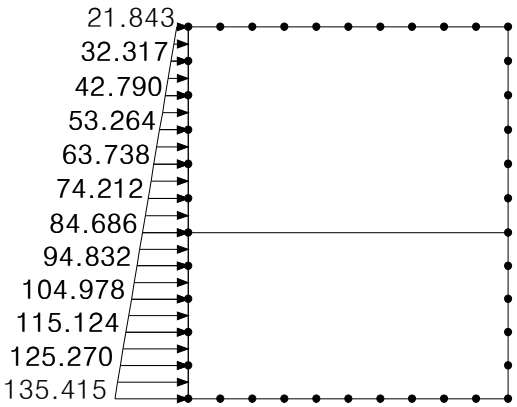
9) CASE9 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



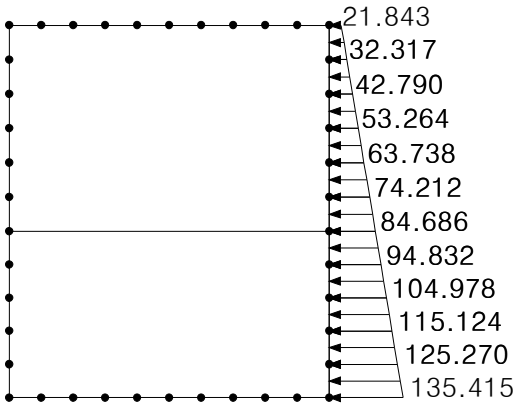
10) CASE10 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



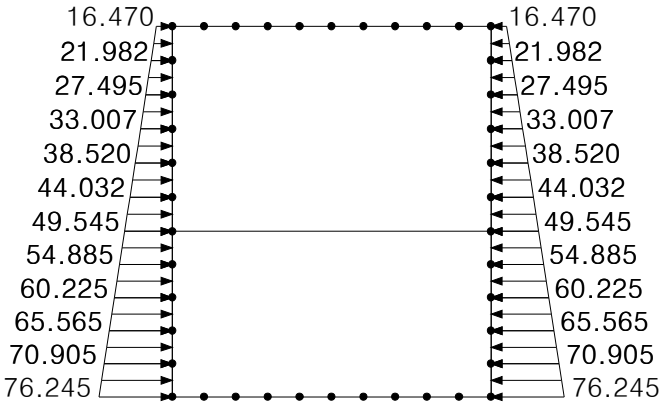
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



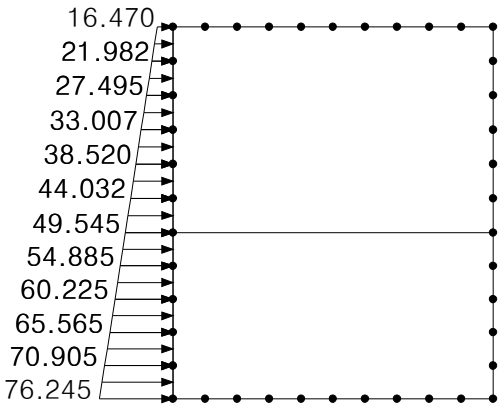
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



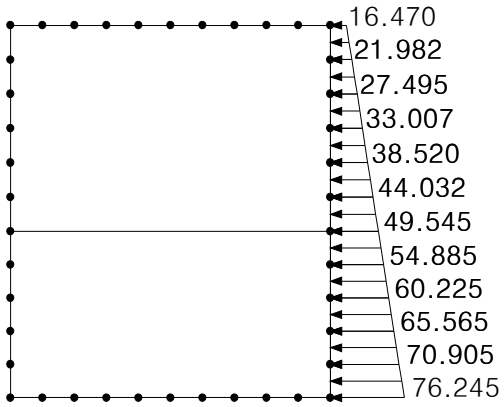
13) CASE13 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



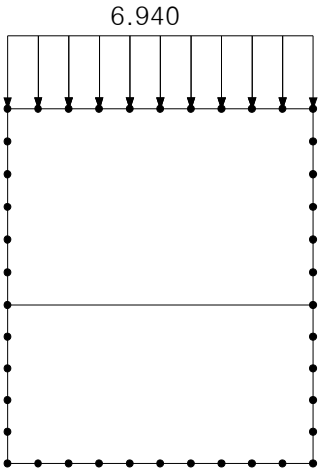
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



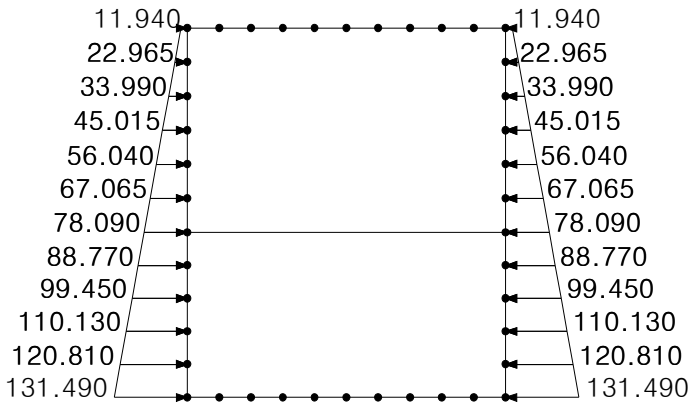
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



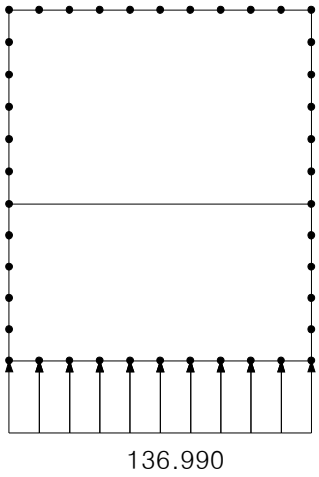
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

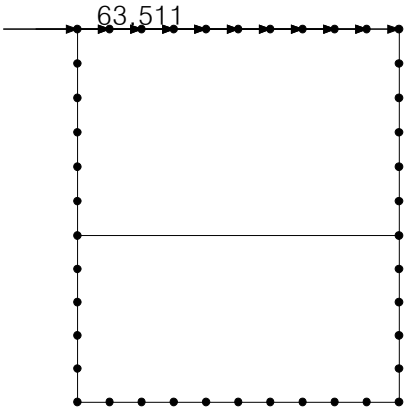


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

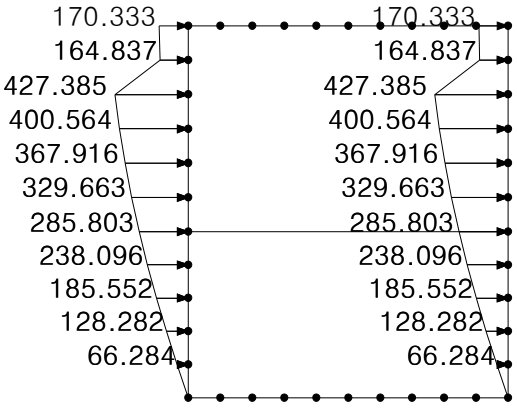


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

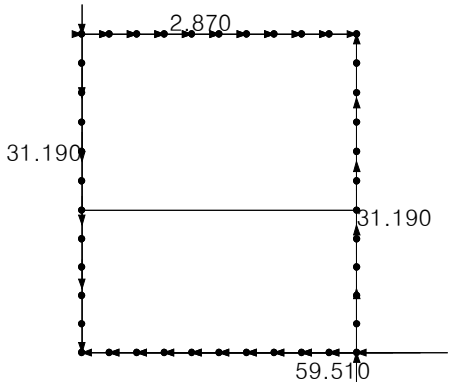
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



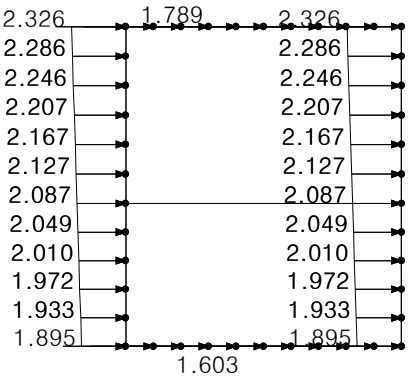
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

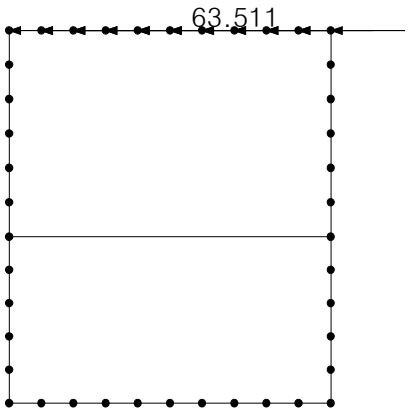


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

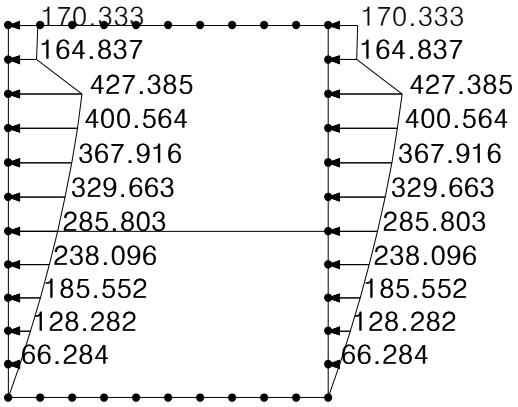


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

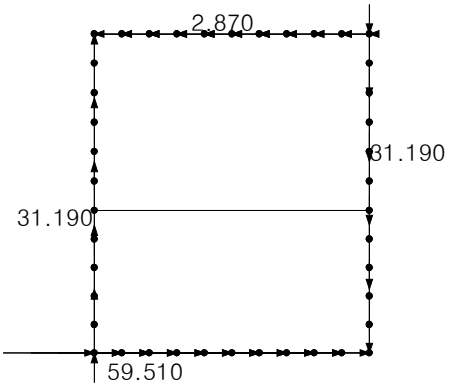
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



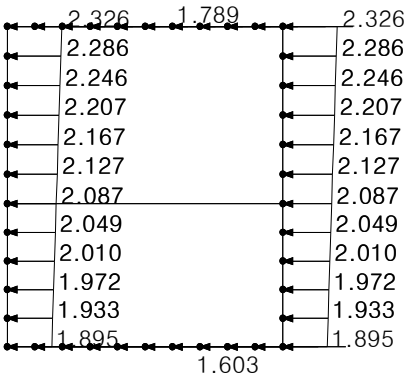
24) CASE24 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

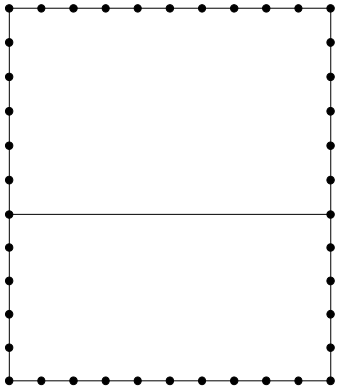


26) CASE26 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

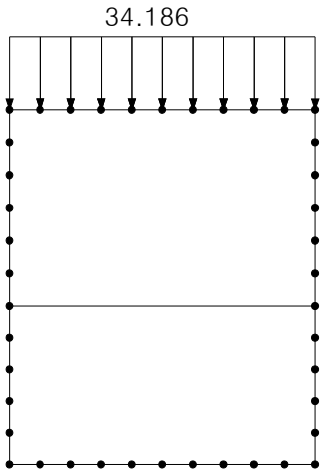


12. 하중 재하 (붕괴방지)

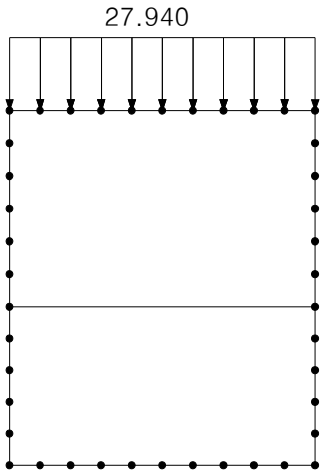
1) CASE1 - 구체자중(SW)



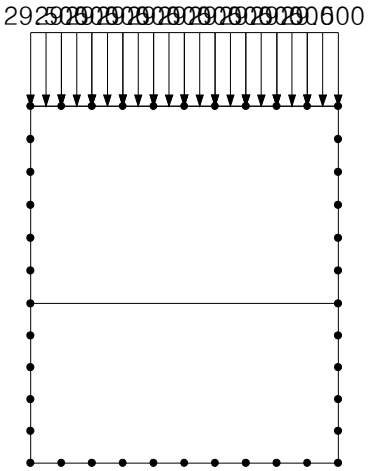
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



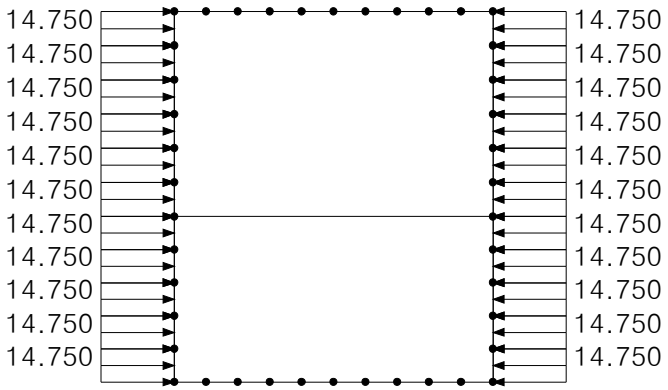
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



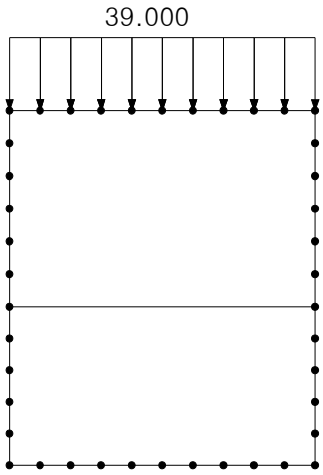
4) CASE4 - 지진시 상재고정하중(DEADAE)



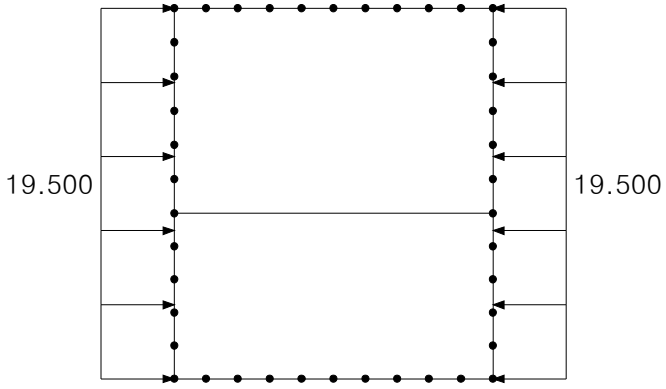
5) CASE5 - 지진시 상재고정하중에 의한 수평하중(DEADAHE)



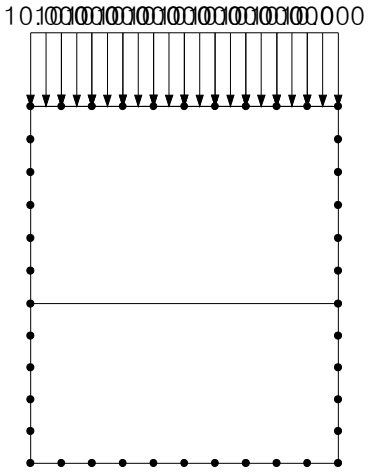
6) CASE6 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



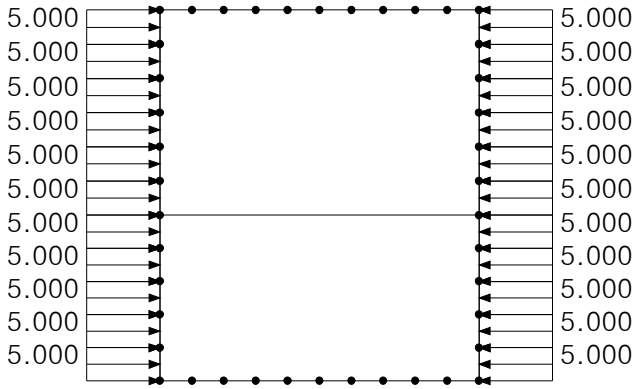
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



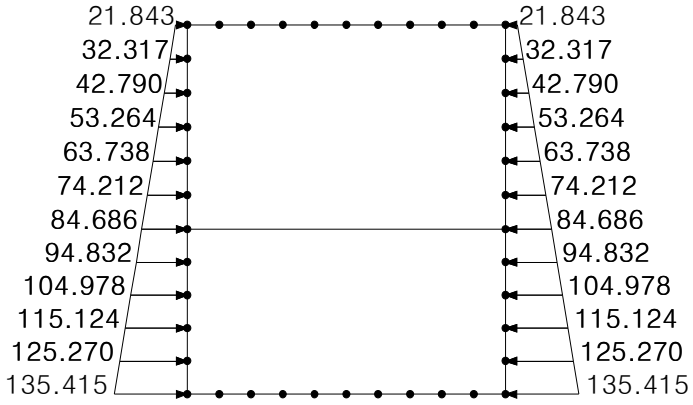
8) CASE8 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



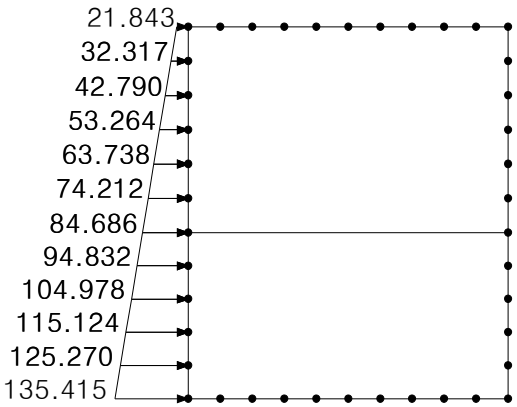
9) CASE9 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



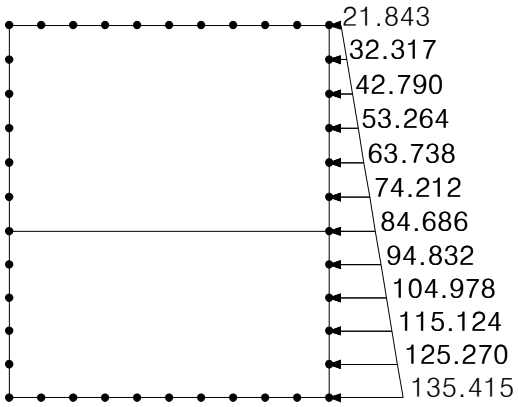
10) CASE10 - 지진시 양토압(SOILBE)



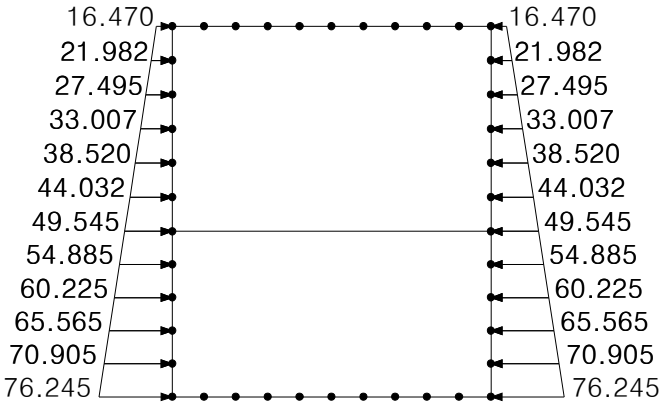
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



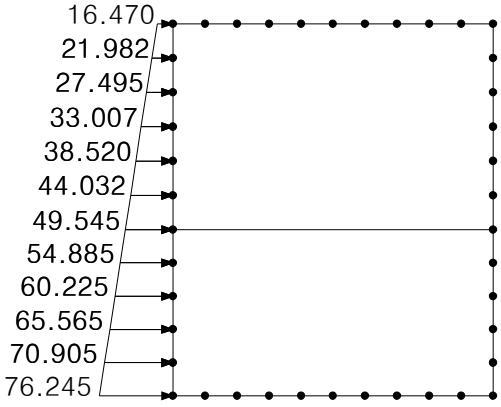
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



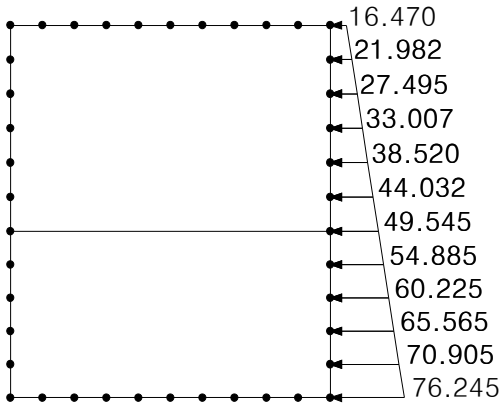
13) CASE13 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



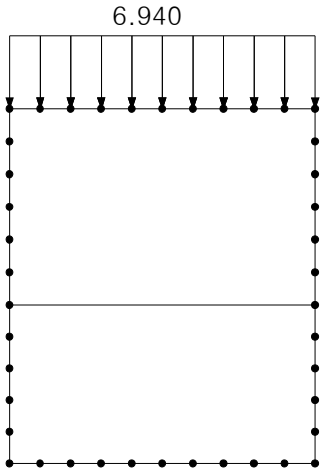
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



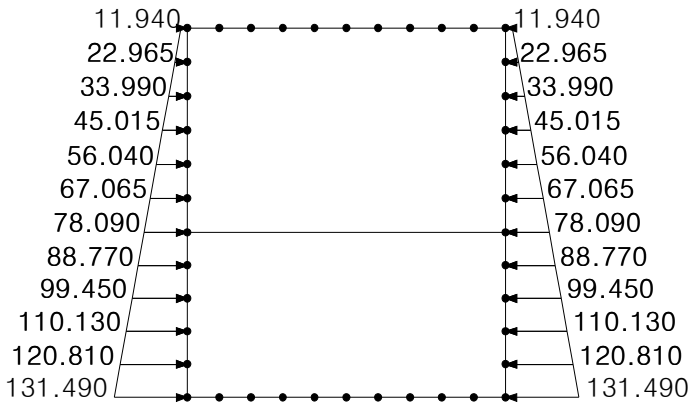
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



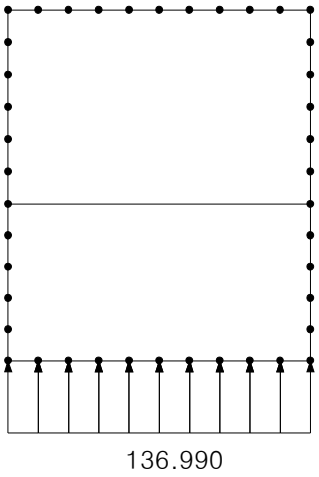
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

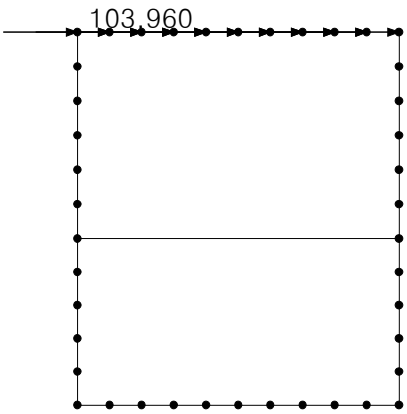


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

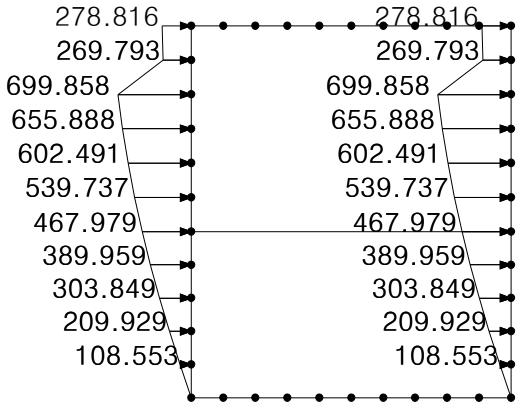


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

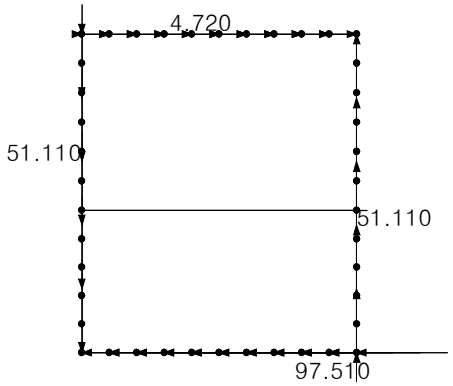
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



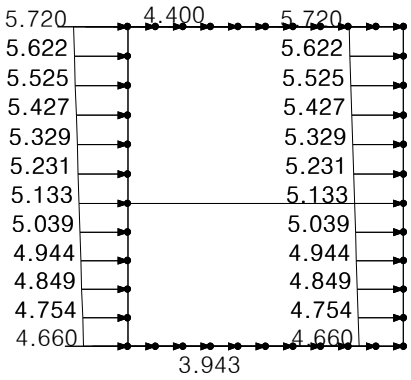
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

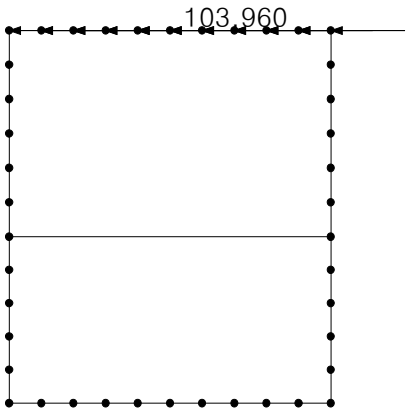


22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

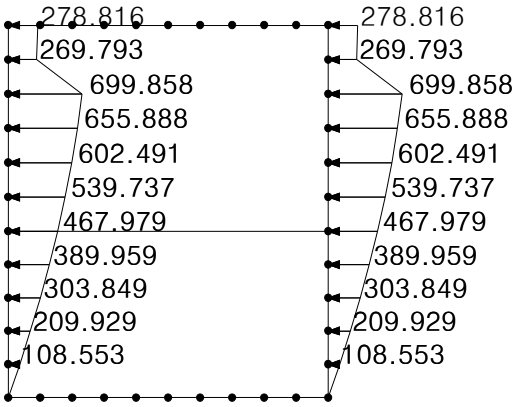


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

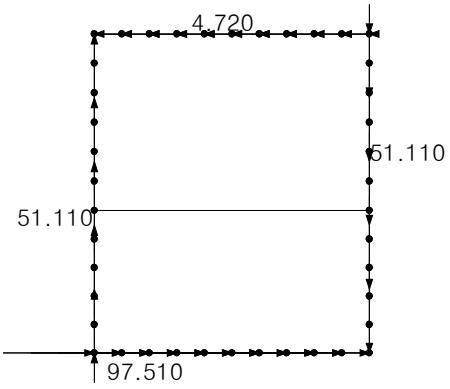
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



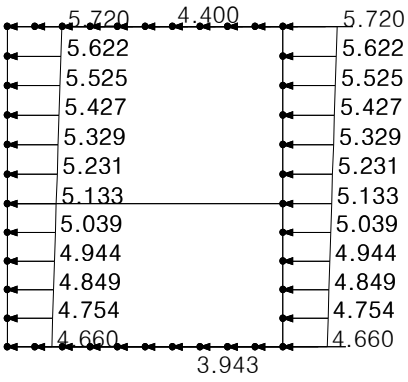
24) CASE24 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



26) CASE26 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 1.500 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

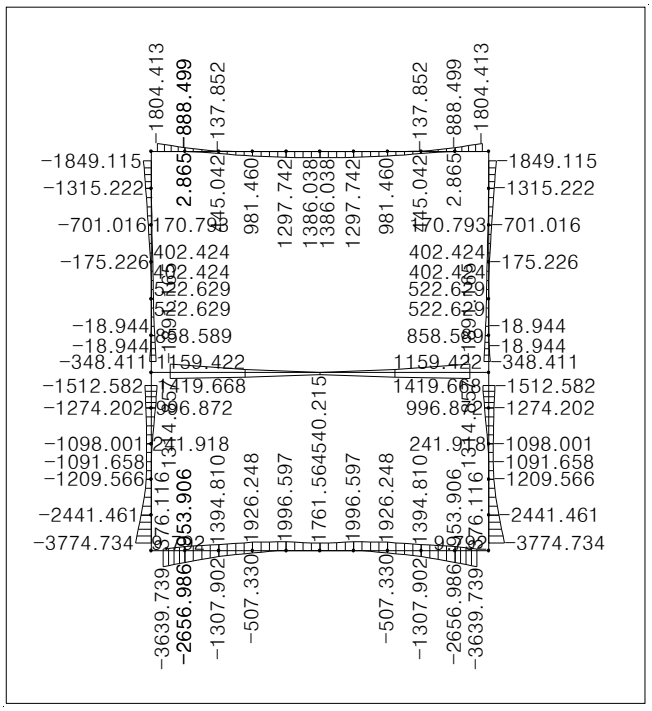
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

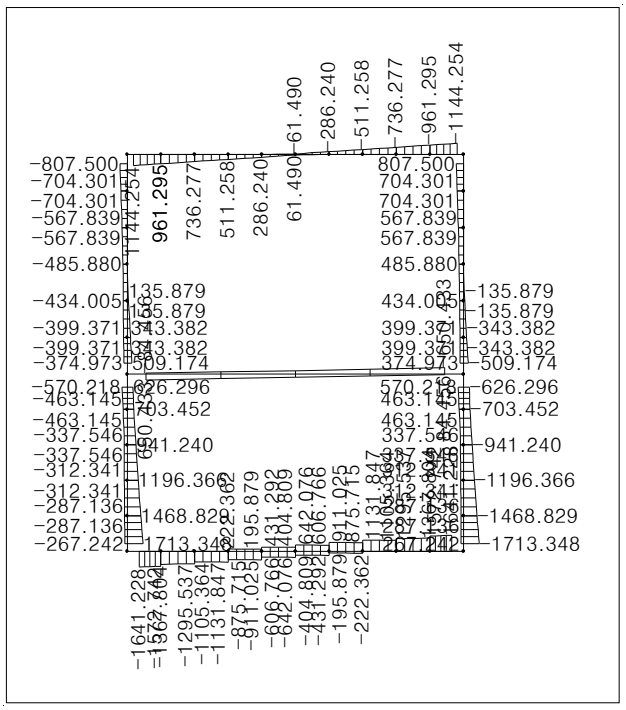
14. 단면력정리

14.1 상시

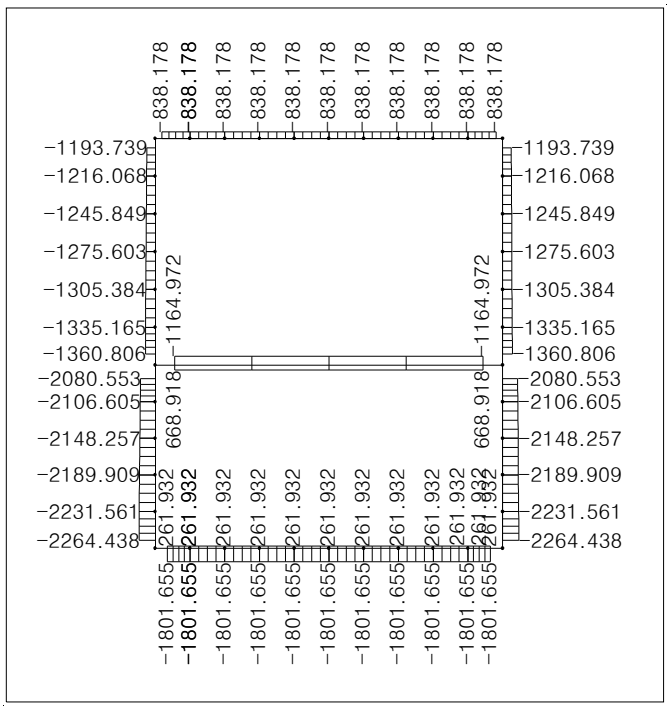
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



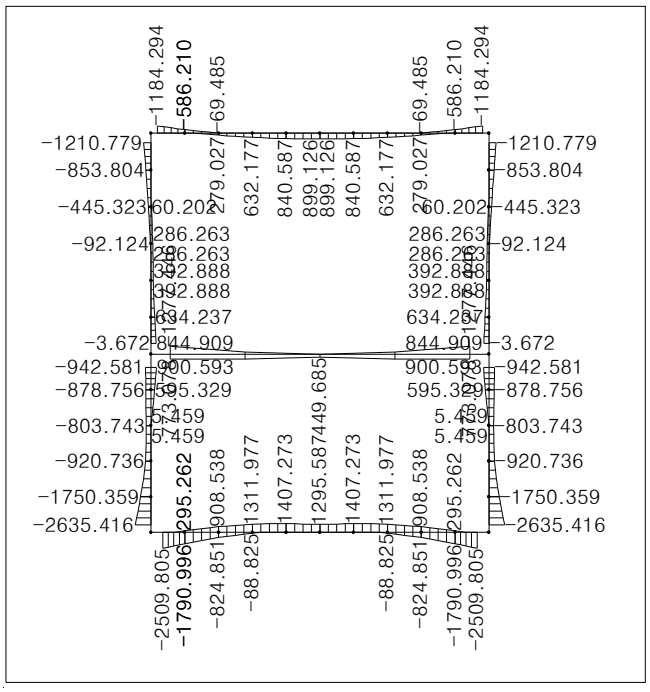
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



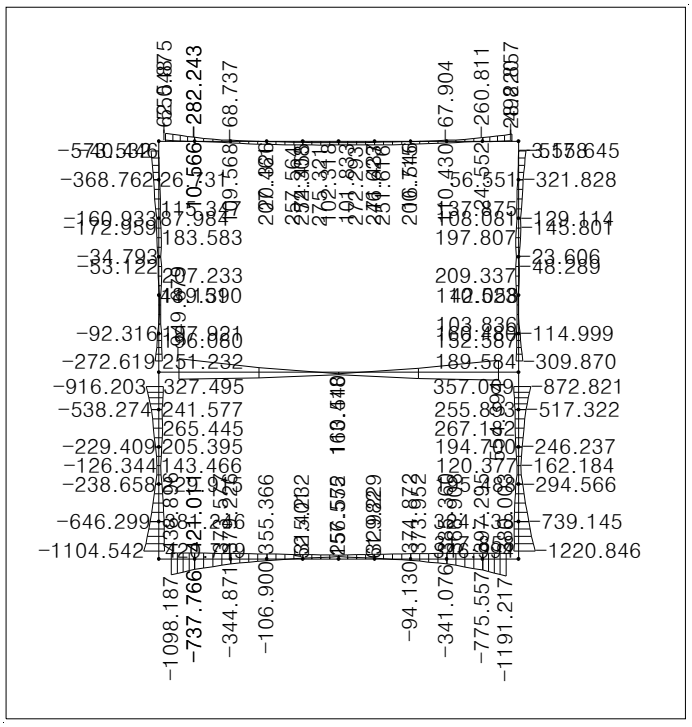
5) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1804.41	860.35	838.18	1184.29	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	2	0.00	860.35	838.18	0.00	1000.00	1000.00	
		중앙부	3	1386.04	117.58	838.18	899.13	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	4	1804.41	860.35	838.18	1184.29	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	5	0.00	860.35	838.18	0.00	1000.00	1000.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	376.12	1297.18	1801.66	0.00	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	3639.74	1297.18	1801.66	2509.81	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	1761.56	642.08	1801.66	1295.59	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	376.12	1297.18	1801.66	0.00	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	3639.74	1297.18	1801.66	2509.81	1000.00	1100.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	1891.17	577.24	1164.97	1277.45	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	12	1314.86	577.24	1164.97	773.08	1000.00	1100.00	
		중앙부	13	540.22	351.69	1164.97	449.69	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	14	1891.17	577.24	1164.97	1277.45	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	15	1314.86	577.24	1164.97	773.08	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	1512.58	655.44	2080.55	942.58	1000.00	1300.00	
		상부 (내측)	17	1419.67	655.44	2080.55	900.59	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	18	1124.51	1058.58	2179.50	855.75	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	19	0.00	1058.58	2179.50	0.00	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	20	3774.73	1571.62	2264.44	2635.42	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	21	9.79	1571.62	2264.44	0.00	1000.00	1300.00	
	2 층	상부 (외측)	22	1849.12	781.04	1193.74	1210.78	1000.00	900.00	
		상부 (내측)	23	0.00	781.04	1193.74	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	24	296.47	449.79	1268.16	174.05	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	25	343.02	449.79	1268.16	240.90	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	26	348.41	407.15	1360.81	3.67	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	27	1159.42	407.15	1360.81	844.91	1000.00	900.00	

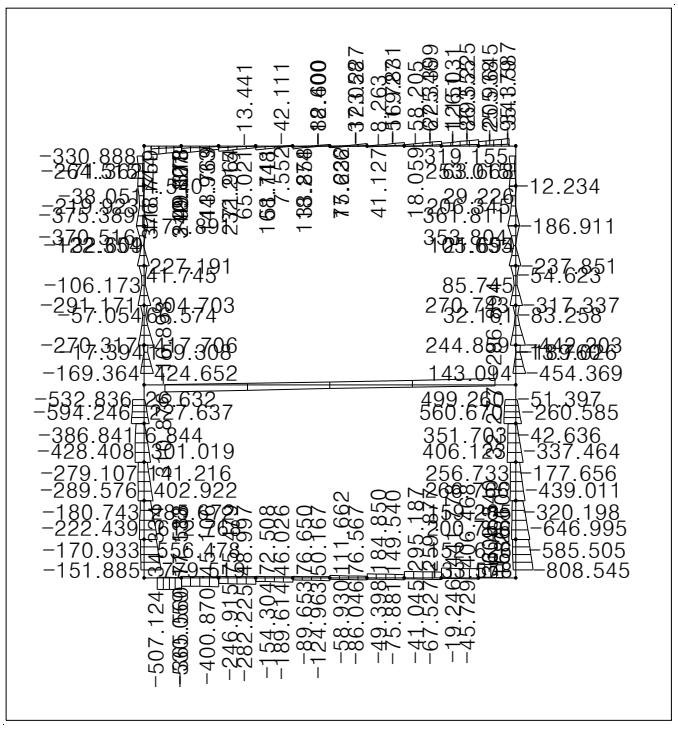
우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	1512.58	655.44	2080.55	942.58	1000.00	1300.00	
		상부 (내측)	29	1419.67	655.44	2080.55	900.59	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	30	1092.59	1003.40	2158.67	812.13	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	31	88.11	1003.40	2158.67	0.00	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	32	3774.73	1571.62	2264.44	2635.42	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	33	9.79	1571.62	2264.44	0.00	1000.00	1300.00	
	2층	상부 (외측)	34	1849.12	768.51	1193.74	1210.78	1000.00	900.00	
		상부 (내측)	35	0.00	768.51	1193.74	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	36	0.00	485.85	1290.49	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	37	478.04	485.85	1290.49	350.01	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	38	348.41	407.16	1360.81	3.67	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	39	1159.42	407.16	1360.81	844.91	1000.00	900.00	

14.2 지진시(기능수행)

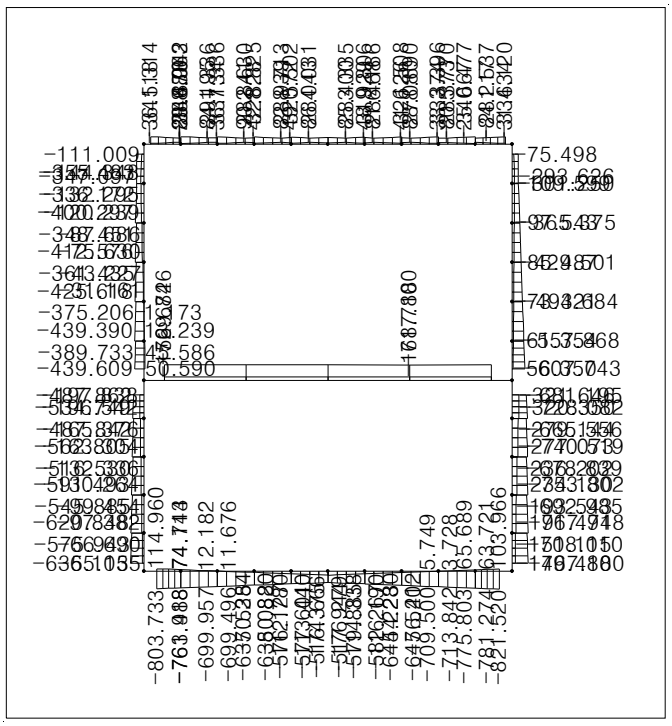
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



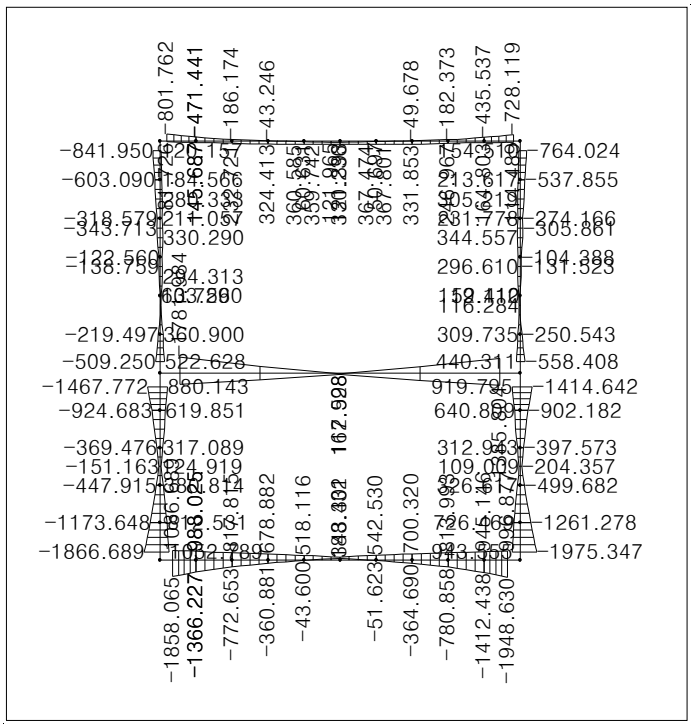
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	550.88	237.12	341.31	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	2	0.00	237.12	341.31	1000.00	1000.00	
		중앙부	3	268.36	35.99	294.13	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	4	498.86	218.22	334.12	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	5	0.00	218.22	334.12	1000.00	1000.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	438.90	384.70	803.73	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	1098.19	384.70	803.73	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	256.57	124.96	576.13	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	380.00	425.61	821.52	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	1191.22	425.61	821.52	1000.00	1100.00	

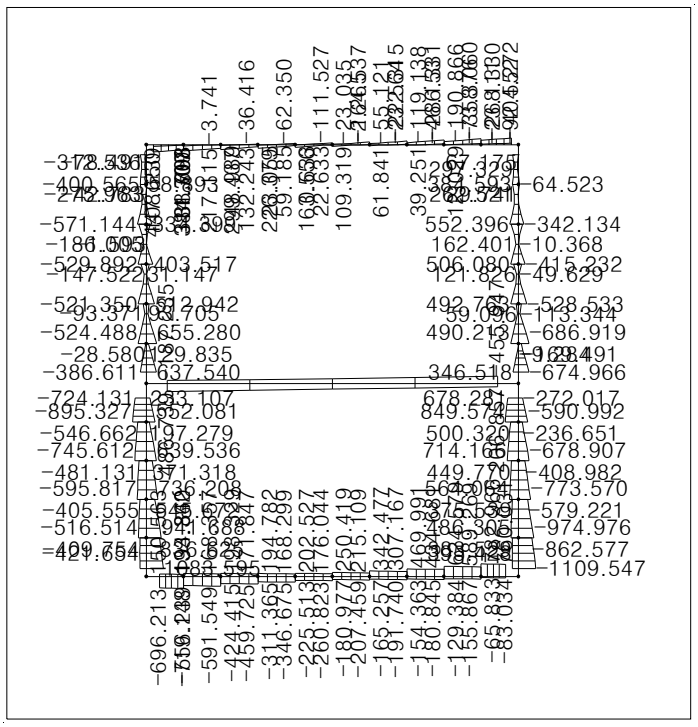
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	949.68	275.57	729.85	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	12	480.41	275.57	729.85	1000.00	1100.00	
		중앙부	13	163.42	145.37	720.50	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	14	836.55	251.58	722.47	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	15	554.39	251.58	722.47	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	916.20	561.83	487.86	1000.00	1300.00	
		상부 (내측)	17	327.50	561.83	487.86	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	18	143.74	284.20	620.85	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	19	156.49	284.20	620.85	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	20	1104.54	662.62	635.11	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	21	420.75	662.62	635.11	1000.00	1300.00	
	2 층	상부 (외측)	22	573.53	281.75	349.70	1000.00	900.00	
		상부 (내측)	23	0.00	281.75	349.70	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	24	109.28	122.77	423.34	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	25	177.54	122.77	423.34	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	26	272.62	301.30	439.61	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	27	251.23	301.30	439.61	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	872.82	528.26	681.20	1000.00	1300.00	
		상부 (내측)	29	357.07	528.26	681.20	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	30	208.03	261.73	697.58	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	31	169.55	261.73	697.58	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	32	1220.85	691.64	767.18	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	33	346.99	691.64	767.18	1000.00	1300.00	
	2 층	상부 (외측)	34	517.65	260.79	296.23	1000.00	900.00	
		상부 (내측)	35	0.00	260.79	296.23	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	36	45.09	236.70	594.40	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	37	209.34	236.70	594.40	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	38	309.87	325.56	607.74	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	39	189.58	325.56	607.74	1000.00	900.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

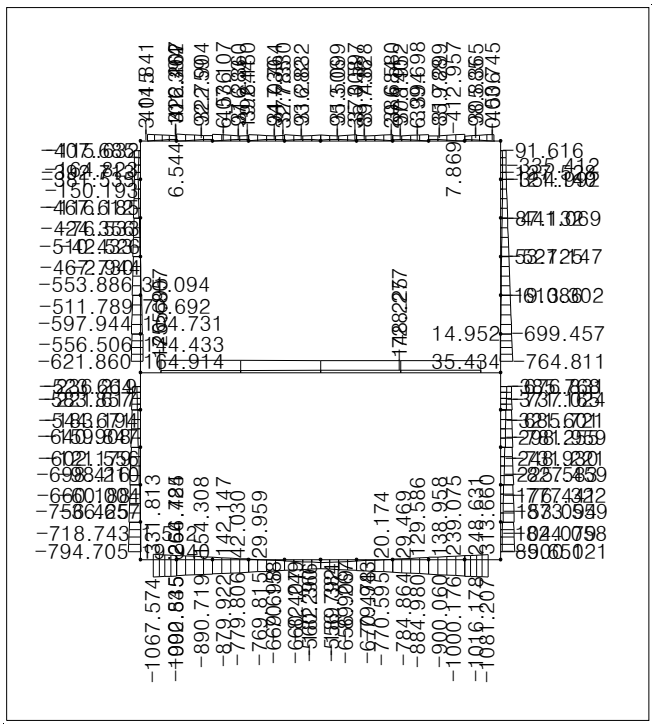
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	801.76	309.31	414.84	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	2	81.73	309.31	414.84	1000.00	1000.00	
		중앙부	3	353.83	67.69	332.39	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	4	728.12	283.06	403.75	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	5	114.49	283.06	403.75	1000.00	1000.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1086.69	575.38	1067.57	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	1858.07	575.38	1067.57	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	343.30	260.82	669.70	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	996.88	608.41	1081.21	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	1948.63	608.41	1081.21	1000.00	1100.00	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	1781.98	451.43	755.81	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	12	1293.59	451.43	755.81	1000.00	1100.00	
		중앙부	13	167.53	320.51	732.83	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	14	1634.60	420.64	739.77	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	15	1385.80	420.64	739.77	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	1467.77	800.94	523.66	1000.00	1300.00	
		상부 (내측)	17	880.14	800.94	523.66	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	18	265.35	547.34	756.43	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	19	227.24	547.34	756.43	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	20	1866.69	957.09	794.71	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	21	1052.79	957.09	794.71	1000.00	1300.00	
	2 층	상부 (외측)	22	841.95	312.60	407.69	1000.00	900.00	
		상부 (내측)	23	120.16	312.60	407.69	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	24	244.77	230.94	576.41	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	25	303.91	230.94	576.41	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	26	509.25	487.38	621.86	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	27	522.63	487.38	621.86	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	28	1414.64	755.09	676.83	1000.00	1300.00	
		상부 (내측)	29	919.80	755.09	676.83	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	30	308.78	505.75	755.28	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	31	226.98	505.75	755.28	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	32	1975.35	983.04	900.02	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	33	943.56	983.04	900.02	1000.00	1300.00	
	2 층	상부 (외측)	34	764.02	299.38	345.39	1000.00	900.00	
		상부 (내측)	35	154.51	299.38	345.39	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	36	115.87	312.90	747.60	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	37	293.89	312.90	747.60	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	38	558.41	516.63	764.81	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	39	440.31	516.63	764.81	1000.00	900.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1804.41	-	-801.76	-550.88	-1804.41	
		좌측 (하면)	2	-	-	81.73	-	81.73	
		중앙부	3	1386.04	-	353.83	268.36	1386.04	
		우측 (상면)	4	-1804.41	-	-728.12	-498.86	-1804.41	
		우측 (하면)	5	-	-	114.49	-	114.49	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	376.12	-	1086.69	438.90	1086.69	
		좌측 (하면)	7	-3639.74	-	-1858.07	-1098.19	-3639.74	
		중앙부	8	1761.56	-	343.30	256.57	1761.56	
		우측 (상면)	9	376.12	-	996.88	380.00	996.88	
		우측 (하면)	10	-3639.74	-	-1948.63	-1191.22	-3639.74	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	-1891.17	-	-1781.98	-949.68	-1891.17	
		좌측 (하면)	12	1314.86	-	1293.59	480.41	1314.86	
		중앙부	13	540.22	-	167.53	163.42	540.22	
		우측 (상면)	14	-1891.17	-	-1634.60	-836.55	-1891.17	
		우측 (하면)	15	1314.86	-	1385.80	554.39	1385.80	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	-1512.58	-	-1467.77	-916.20	-1512.58	
		상부 (내측)	17	1419.67	-	880.14	327.50	1419.67	
		중앙부 (외측)	18	-1124.51	-	-265.35	-143.74	-1124.51	
		중앙부 (내측)	19	-	-	227.24	156.49	227.24	
		하부 (외측)	20	-3774.73	-	-1866.69	-1104.54	-3774.73	
		하부 (내측)	21	9.79	-	1052.79	420.75	1052.79	
	2 층	상부 (외측)	22	-1849.12	-	-841.95	-573.53	-1849.12	
		상부 (내측)	23	-	-	120.16	-	120.16	
		중앙부 (외측)	24	-296.47	-	-244.77	-109.28	-296.47	
		중앙부 (내측)	25	343.02	-	303.91	177.54	343.02	
		하부 (외측)	26	-348.41	-	-509.25	-272.62	-509.25	
		하부 (내측)	27	1159.42	-	522.63	251.23	1159.42	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	-1512.58	-	-1414.64	-872.82	-1512.58	
		상부 (내측)	29	1419.67	-	919.80	357.07	1419.67	
		중앙부 (외측)	30	-1092.59	-	-308.78	-208.03	-1092.59	
		중앙부 (내측)	31	88.11	-	226.98	169.55	226.98	
		하부 (외측)	32	-3774.73	-	-1975.35	-1220.85	-3774.73	
		하부 (내측)	33	9.79	-	943.56	346.99	943.56	
	2층	상부 (외측)	34	-1849.12	-	-764.02	-517.65	-1849.12	
		상부 (내측)	35	-	-	154.51	-	154.51	
		중앙부 (외측)	36	-	-	-115.87	-45.09	-115.87	
		중앙부 (내측)	37	478.04	-	293.89	209.34	478.04	
		하부 (외측)	38	-348.41	-	-558.41	-309.87	-558.41	
		하부 (내측)	39	1159.42	-	440.31	189.58	1159.42	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	860.35	-	309.31	237.12	860.35	
		좌측 (하면)	2	860.35	-	309.31	237.12	860.35	
		중앙부	3	-117.58	-	67.69	35.99	-117.58	
		우측 (상면)	4	-860.35	-	-283.06	-218.22	-860.35	
		우측 (하면)	5	-860.35	-	-283.06	-218.22	-860.35	
하부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	6	-1297.18	-	-575.38	-384.70	-1297.18	
		좌측 (하면)	7	-1297.18	-	-575.38	-384.70	-1297.18	
		중앙부	8	-642.08	-	-260.82	-124.96	-642.08	
		우측 (상면)	9	1297.18	-	608.41	425.61	1297.18	
		우측 (하면)	10	1297.18	-	608.41	425.61	1297.18	
중간 슬래브	1경간	좌측 (상면)	11	577.24	-	451.43	275.57	577.24	
		좌측 (하면)	12	577.24	-	451.43	275.57	577.24	
		중앙부	13	-351.69	-	320.51	-145.37	-351.69	
		우측 (상면)	14	-577.24	-	-420.64	-251.58	-577.24	
		우측 (하면)	15	-577.24	-	-420.64	-251.58	-577.24	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	16	655.44	-	-800.94	-561.83	-800.94	
		상부 (내측)	17	655.44	-	-800.94	-561.83	-800.94	
		중앙부 (외측)	18	1058.58	-	547.34	-284.20	1058.58	
		중앙부 (내측)	19	1058.58	-	547.34	-284.20	1058.58	
		하부 (외측)	20	1571.62	-	957.09	662.62	1571.62	
		하부 (내측)	21	1571.62	-	957.09	662.62	1571.62	
	2층	상부 (외측)	22	-781.04	-	-312.60	-281.75	-781.04	
		상부 (내측)	23	-781.04	-	-312.60	-281.75	-781.04	
		중앙부 (외측)	24	-449.79	-	-230.94	-122.77	-449.79	
		중앙부 (내측)	25	-449.79	-	-230.94	-122.77	-449.79	
		하부 (외측)	26	-407.15	-	487.38	301.30	487.38	
		하부 (내측)	27	-407.15	-	487.38	301.30	487.38	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	-655.44	-	755.09	528.26	755.09	
		상부 (내측)	29	-655.44	-	755.09	528.26	755.09	
		중앙부 (외측)	30	-1003.40	-	-505.75	261.73	-1003.40	
		중앙부 (내측)	31	-1003.40	-	-505.75	261.73	-1003.40	
		하부 (외측)	32	-1571.62	-	-983.04	-691.64	-1571.62	
		하부 (내측)	33	-1571.62	-	-983.04	-691.64	-1571.62	
	2층	상부 (외측)	34	768.51	-	299.38	260.79	768.51	
		상부 (내측)	35	768.51	-	299.38	260.79	768.51	
		중앙부 (외측)	36	485.85	-	312.90	236.70	485.85	
		중앙부 (내측)	37	485.85	-	312.90	236.70	485.85	
		하부 (외측)	38	407.16	-	-516.63	-325.56	-516.63	
		하부 (내측)	39	407.16	-	-516.63	-325.56	-516.63	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-838.18	-	-414.84	-341.31	-838.18	
		좌측 (하면)	2	-838.18	-	-414.84	-341.31	-838.18	
		중앙부	3	-838.18	-	-332.39	-294.13	-838.18	
		우측 (상면)	4	-838.18	-	-403.75	-334.12	-838.18	
		우측 (하면)	5	-838.18	-	-403.75	-334.12	-838.18	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1801.66	-	-1067.57	-803.73	-1801.66	
		좌측 (하면)	7	-1801.66	-	-1067.57	-803.73	-1801.66	
		중앙부	8	-1801.66	-	-669.70	-576.13	-1801.66	
		우측 (상면)	9	-1801.66	-	-1081.21	-821.52	-1801.66	
		우측 (하면)	10	-1801.66	-	-1081.21	-821.52	-1801.66	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	-1164.97	-	-755.81	-729.85	-1164.97	
		좌측 (하면)	12	-1164.97	-	-755.81	-729.85	-1164.97	
		중앙부	13	-1164.97	-	-732.83	-720.50	-1164.97	
		우측 (상면)	14	-1164.97	-	-739.77	-722.47	-1164.97	
		우측 (하면)	15	-1164.97	-	-739.77	-722.47	-1164.97	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	16	-2080.55	-	-523.66	-487.86	-2080.55	
		상부 (내측)	17	-2080.55	-	-523.66	-487.86	-2080.55	
		중앙부 (외측)	18	-2179.50	-	-756.43	-620.85	-2231.56	
		중앙부 (내측)	19	-2179.50	-	-756.43	-620.85	-2231.56	
		하부 (외측)	20	-2264.44	-	-794.71	-635.11	-2264.44	
		하부 (내측)	21	-2264.44	-	-794.71	-635.11	-2264.44	
	2 층	상부 (외측)	22	-1193.74	-	-407.69	-349.70	-1193.74	
		상부 (내측)	23	-1193.74	-	-407.69	-349.70	-1193.74	
		중앙부 (외측)	24	-1268.16	-	-576.41	-423.34	-1327.72	
		중앙부 (내측)	25	-1268.16	-	-576.41	-423.34	-1327.72	
		하부 (외측)	26	-1360.81	-	-621.86	-439.61	-1360.81	
		하부 (내측)	27	-1360.81	-	-621.86	-439.61	-1360.81	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	-2080.55	-	-676.83	-681.20	-2080.55	
		상부 (내측)	29	-2080.55	-	-676.83	-681.20	-2080.55	
		중앙부 (외측)	30	-2158.67	-	-755.28	-697.58	-2158.67	
		중앙부 (내측)	31	-2158.67	-	-755.28	-697.58	-2158.67	
		하부 (외측)	32	-2264.44	-	-900.02	-767.18	-2264.44	
		하부 (내측)	33	-2264.44	-	-900.02	-767.18	-2264.44	
	2층	상부 (외측)	34	-1193.74	-	-345.39	-296.23	-1193.74	
		상부 (내측)	35	-1193.74	-	-345.39	-296.23	-1193.74	
		중앙부 (외측)	36	-1290.49	-	-747.60	-594.40	-1353.52	
		중앙부 (내측)	37	-1290.49	-	-747.60	-594.40	-1353.52	
		하부 (외측)	38	-1360.81	-	-764.81	-607.74	-1360.81	
		하부 (내측)	39	-1360.81	-	-764.81	-607.74	-1360.81	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	-1184.29	-	-	-	-1184.29	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	899.13	-	-	-	899.13	
		우측 (상면)	4	-1184.29	-	-	-	-1184.29	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-2509.81	-	-	-	-2509.81	
		중앙부	8	1295.59	-	-	-	1295.59	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-2509.81	-	-	-	-2509.81	
중간 슬래브	1경간	좌측 (상면)	11	-1277.45	-	-	-	-1277.45	
		좌측 (하면)	12	773.08	-	-	-	773.08	
		중앙부	13	449.69	-	-	-	449.69	
		우측 (상면)	14	-1277.45	-	-	-	-1277.45	
		우측 (하면)	15	773.08	-	-	-	773.08	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	16	-942.58	-	-	-	-942.58	
		상부 (내측)	17	900.59	-	-	-	900.59	
		중앙부 (외측)	18	-855.75	-	-	-	-855.75	
		중앙부 (내측)	19	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	20	-2635.42	-	-	-	-2635.42	
		하부 (내측)	21	-	-	-	-	-	
	2층	상부 (외측)	22	-1210.78	-	-	-	-1210.78	
		상부 (내측)	23	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	24	-174.05	-	-	-	-174.05	
		중앙부 (내측)	25	240.90	-	-	-	240.90	
		하부 (외측)	26	-3.67	-	-	-	-3.67	
		하부 (내측)	27	844.91	-	-	-	844.91	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	28	-942.58	-	-	-	-942.58	
		상부 (내측)	29	900.59	-	-	-	900.59	
		중앙부 (외측)	30	-812.13	-	-	-	-812.13	
		중앙부 (내측)	31	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	32	-2635.42	-	-	-	-2635.42	
		하부 (내측)	33	-	-	-	-	-	
	2층	상부 (외측)	34	-1210.78	-	-	-	-1210.78	
		상부 (내측)	35	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	36	-	-	-	-	-	
		중앙부 (내측)	37	350.01	-	-	-	350.01	
		하부 (외측)	38	-3.67	-	-	-	-3.67	
		하부 (내측)	39	844.91	-	-	-	844.91	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	871	1804.41	2407.21	6516.45	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.33
		좌측(하면)	1	1000	920	81.73	1867.80	261.92	H32 - 8.0EA	6353.60	22.85
		중앙부	2	1000	920	1386.04	1867.80	4634.52	H32 - 8.0EA	6353.60	1.35
		우측(상면)	3	1000	871	1804.41	2407.21	6516.45	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.33
		우측(하면)	3	1000	920	114.49	1867.80	367.29	H32 - 8.0EA	6353.60	16.31
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1020	1086.69	2083.82	3222.18	H32 - 8.0EA	6353.60	1.92
		좌측(하면)	4	1000	920	3639.74	4220.96	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.16
		중앙부	5	1000	1020	1761.56	2083.82	5321.42	H32 - 8.0EA	6353.60	1.18
		우측(상면)	6	1000	1020	996.88	2083.82	2948.79	H32 - 8.0EA	6353.60	2.09
		우측(하면)	6	1000	920	3639.74	4220.96	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.16
중간슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	1187	1891.17	2443.86	4860.80	H32 - 8.0EA	6353.60	1.29
		좌측(하면)	7	1000	1020	1314.86	1704.02	3922.88	H29 - 8.0EA	5139.20	1.30
		중앙부	8	1000	1020	540.21	1704.02	1579.01	H29 - 8.0EA	5139.20	3.15
		우측(상면)	9	1000	1187	1891.17	2443.86	4860.80	H32 - 8.0EA	6353.60	1.29
		우측(하면)	9	1000	1020	1385.80	1704.02	4142.59	H29 - 8.0EA	5139.20	1.23
좌측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1200	1512.58	4921.28	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	3.25
		상부(내측)	10	1000	1220	1419.67	4893.05	-	H25 - 8.0EA	8650.00	3.45
		중앙부(외측)	11	1000	1200	1124.51	5413.44	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9257.20	4.81
		중앙부(내측)	11	1000	1220	227.24	2126.60	-	H25 - 8.0EA	9257.20	9.36
		하부(외측)	12	1000	1120	3774.73	6406.65	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.70
		하부(내측)	12	1000	1220	1052.79	5071.05	-	H25 - 4.0EA	#######	4.82

좌측벽체	2층	상부 (외측)	13	1000	771	1849.12	2693.27	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.46
		상부 (내측)	13	1000	820	120.16	1546.68	-	H25 - 4.0EA	#######	12.87
		중앙부 (외측)	14	1000	800	296.47	2291.18	-	H32 - 4.0EA	7230.40	7.73
		중앙부 (내측)	14	1000	820	343.02	2434.71	-	H25 - 8.0EA	7230.40	7.10
		하부 (외측)	15	1000	800	509.25	2743.57	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	5.39
		하부 (내측)	15	1000	820	1159.42	1818.80	-	H25 - 8.0EA	8650.00	1.57
우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	1200	1512.58	4921.28	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	3.25
		상부 (내측)	16	1000	1220	1419.67	4893.05	-	H25 - 8.0EA	8650.00	3.45
		중앙부 (외측)	17	1000	1200	1092.59	5417.84	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9257.20	4.96
		중앙부 (내측)	17	1000	1220	226.98	2195.90	-	H25 - 8.0EA	9257.20	9.67
		하부 (외측)	18	1000	1120	3774.73	6406.65	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.70
		하부 (내측)	18	1000	1220	943.55	5223.66	-	H25 - 4.0EA	#######	5.54
	2층	상부 (외측)	19	1000	771	1849.12	2693.27	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.46
		상부 (내측)	19	1000	820	154.51	1846.79	-	H25 - 4.0EA	#######	11.95
		중앙부 (외측)	20	1000	800	115.87	1283.00	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	11.07
		중앙부 (내측)	20	1000	820	478.04	2731.02	-	H25 - 8.0EA	8650.00	5.71
		하부 (외측)	21	1000	800	558.41	2741.54	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	4.91
		하부 (내측)	21	1000	820	1159.42	1818.80	-	H25 - 8.0EA	8650.00	1.57

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	565.9	860.4	1257.95	2.00	169.01	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	597.6	117.6	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	565.9	860.4	1257.95	2.00	169.01	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	662.5	1297.2	1472.80	2.00	311.11	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	662.5	642.1	1067.65	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	662.5	1297.2	1472.80	2.00	311.11	H16	150	397.20	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	662.5	577.2	1472.80	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	662.5	351.7	1067.65	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	662.5	577.2	1472.80	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	868.5	800.9	2243.72	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	11	875.0	1058.6	1562.59	2.00	152.99	H19	300	573.00	O.K
		하부	12	818.0	1571.6	2101.49	2.00	336.45	H19	150	573.00	O.K
	2층	상부	13	548.4	781.0	1432.17	2.00	150.85	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	14	574.4	449.8	1032.77	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		하부	15	575.7	487.4	1492.53	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
우측벽체	1층	상부	16	868.5	755.1	2243.72	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	17	871.9	1003.4	1559.47	2.00	109.61	H19	300	573.00	O.K
		하부	18	818.0	1571.6	2101.49	2.00	336.45	H19	150	573.00	O.K
	2층	상부	19	548.4	768.5	1432.17	2.00	142.72	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	20	575.4	485.8	1033.83	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		하부	21	575.7	516.6	1492.53	2.00	-	H19	150	573.00	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	871.20	100.00	1804.41	860.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 182.970) / 182.970 = 0.01176

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6516.454 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm) , [사용률 = 1.369]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01024

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (871.20 - a/2) = 2407.211 kN.m

≥ Mu (= 1804.413 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.334]

* 전단에 대한 검토 (d = 871.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 871.20 = 565.863 kN

< Vu (= 860.352 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (860.352-565.863) x 150.00 / (400x871.20xΦ) x 1000 = 169.013 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 871.20 / 150.00 x 1000 = 922.778 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 871.20 / 1000 = 3017.936 kN ≥ 922.778 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (754.484 + 922.778) = 1257.947 kN ≥ 860.352 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	81.73	860.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 261.922 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 24.258]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 81.726 kN.m) ∴ O.K [안전률 22.854]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 860.352 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (860.352-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 142.823 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 860.352 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1386.04	117.58

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4634.523 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.371]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 1386.038 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.348]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

≥ Vu (= 117.581 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	871.20	100.00	1804.41	860.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 182.970) / 182.970 = 0.01176

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6516.454 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm) , [사용률 = 1.369]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01024

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (871.20 - a/2) = 2407.211 kN.m

≥ Mu (= 1804.413 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.334]

* 전단에 대한 검토 (d = 871.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 871.20 = 565.863 kN

< Vu (= 860.352 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (860.352-565.863) x 150.00 / (400x871.20xΦ) x 1000 = 169.013 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 871.20 / 150.00 x 1000 = 922.778 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 871.20 / 1000 = 3017.936 kN ≥ 922.778 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (754.484 + 922.778) = 1257.947 kN ≥ 860.352 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	114.49	860.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 367.292 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 17.298]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 114.489 kN.m) ∴ O.K [안전률 16.314]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 860.352 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (860.352-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 142.823 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 860.352 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1086.69	1297.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3222.179 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.972]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 1086.689 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.918]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1297.179 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1297.179-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 311.112 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1297.179 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	920.00	100.00	3639.74	1297.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 325.700) / 325.700 = 0.00621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 13315.463 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm) , [사용률 = 1.193]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01727

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (920.00 - a/2) = 4220.955 kN.m

≥ Mu (= 3639.739 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.160]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1297.179 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1297.179-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 380.229 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 1297.179 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1761.56	642.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5321.418 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.194]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 1761.564 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.183]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 642.076 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	996.88	1297.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2948.794 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.155]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 996.877 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.090]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1297.179 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1297.179-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 311.112 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1297.179 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	920.00	100.00	3639.74	1297.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 325.700) / 325.700 = 0.00621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 13315.463 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm) , [사용률 = 1.193]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01727

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (920.00 - a/2) = 4220.955 kN.m

≥ Mu (= 3639.739 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.160]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1297.179 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1297.179-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 380.229 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 1297.179 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1186.67	80.00	1891.17	577.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1186.67 - 130.280) / 130.280 = 0.02433

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4860.803 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.307]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00535

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1186.67 - a/2) = 2443.856 kN.m

≥ Mu (= 1891.165 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.292]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 577.244 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1314.86	577.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3922.878 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.310]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 1314.857 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.296]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 577.244 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	540.22	351.69

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1579.014 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.255]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 540.215 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.154]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 351.689 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1186.67	80.00	1891.17	577.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1186.67 - 130.280) / 130.280 = 0.02433

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4860.803 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.307]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00535

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1186.67 - a/2) = 2443.856 kN.m

≥ Mu (= 1891.165 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.292]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 577.244 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1385.80	577.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4142.594 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.241]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 1385.804 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.230]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 577.244 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	2080.553	1512.582	727

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1838560.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1220.000) / 33295000.0

= 647.387 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 14045.400 + 1528.410 - 1838.560 = 13735.250 kN

Mb = Cc x 894.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6749.904 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 491.429 mm, e = Mu/Pu = 727.010 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 424.14 mm, a = k1 x c = 360.52 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 360519.791 = 8273.929 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 8273.929 + 1528.410 - 1838.560 = 7963.779 kN

Mn = Cc x 1019.740 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5789.804 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=727.017)| = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 424.141 mm, a = k1 x c = 360.520 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-424.14) / 424.14 = 0.00549

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26477.186 kN ≥ Pn = 7963.779 kN

ΦPn = 0.85 x 7963.779 = 6769.212 kN ≥ Pu = 2080.553 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.727 = 4921.282 kN.m ≥ Mu = 1512.582 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 868.523 kN

≥ Vu (= 800.935 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	2080.553	1419.668	682.4

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1200.000) / 33295000.0

= 652.613 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 1733.073 - 1621.440 = 14391.123 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6679.131 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 464.115 mm, e = Mu/Pu = 682.351 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 426.74 mm, a = k1 x c = 362.73 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 362730.846 = 8324.673 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 8324.673 + 1733.073 - 1621.440 = 8436.306 kN

Mn = Cc x 1038.635 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5756.599 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=682.360)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 426.742 mm, a = k1 x c = 362.731 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-426.74) / 426.74 = 0.00558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26477.186 kN ≥ Pn = 8436.306 kN

ΦPn = 0.85 x 8436.306 = 7170.860 kN ≥ Pu = 2080.553 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.682 = 4893.045 kN.m ≥ Mu = 1419.668 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 882.999 kN

≥ Vu (= 800.935 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	2231.561	1124.51	503.9

㉯ 철근비 검토

As = 5203.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 2081440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 2081440.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1220.000) / 33537880.0

= 643.423 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pb = 14045.400 + 1528.410 - 2081.440 = 13492.370 kN

Mb = Cc x 894.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6936.340 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 514.093 mm, e = Mu/Pu = 503.912 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 728.32 mm, a = k1 x c = 619.08 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 619076.157 = 14207.798 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2021.962 kN

Pn = 14207.798 + 1528.410 - 2021.962 = 13714.246 kN

Mn = Cc x 890.462 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6910.682 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=503.905)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 728.325 mm, a = k1 x c = 619.076 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-728.32) / 728.32 = 0.00194

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26660.342 kN ≥ Pn = 13714.246 kN

ΦPn = 0.78 x 13714.246 = 10742.826 kN ≥ Pu = 2231.561 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.504 = 5413.437 kN.m ≥ Mu = 1124.510 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 874.990 kN

< Vu (= 1058.583 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1058.583 - 874.990) x 300.00 / (400.0 x 1200.00 x Φ) = 152.994 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1200.00 / 300.00 = 916.800 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1200.00 = 4156.922 kN ≥ 916.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1166.654 + 916.800) = 1562.590 kN ≥ 1058.583 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	2231.561	227.238	101.8

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5203.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2081440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2081440.0 x 1200.000) / 33537880.0

= 656.577 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1962.017 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 1962.017 - 1621.440 = 14620.067 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6746.497 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.455 mm, e = Mu/Pu = 101.829 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1339.17 mm, a = k1 x c = 1138.29 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1138293.266 = 26123.830 kN

∑Csi = 2178.448 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 26123.830 + 2178.448 - 0.000 = 28302.278 kN

Mn = Cc x 650.853 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2881.806 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=101.822)| = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1339.169 mm, a = k1 x c = 1138.293 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1339.17) / 1339.17 = -0.00027

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26660.342 kN < Pn = 28302.278 kN

ΦPn = 0.78 x 26660.342 = 20883.934 kN ≥ Pu = 2231.561 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.102 = 2126.595 kN.m ≥ Mu = 227.238 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 889.574 kN

< Vu (= 1058.583 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1058.583 - 889.574) x 300.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 138.532 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1220.00 / 300.00 = 932.080 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 932.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1186.098 + 932.080) = 1588.634 kN ≥ 1058.583 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,120	2264.438	3774.734	1667

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0138) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 6353600.0 x 180.000 + 810720.0 x 1220.000) / 36999320.0
= 581.780 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pb = 13109.040 + 764.205 - 6353.600 = 7519.645 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8711.711 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1158.527 mm, e = Mu/Pu = 1666.963 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 538.04 mm, a = k1 x c = 457.33 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 457330.894 = 10495.744 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pn = 10495.744 + 764.205 - 6353.600 = 4906.349 kN

Mn = Cc x 891.335 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8178.718 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1666.966)| = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 538.036 mm, a = k1 x c = 457.331 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-538.04) / 538.04 = 0.00369

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29270.614 kN ≥ Pn = 4906.349 kN

ΦPn = 0.78 x 4906.349 = 3843.307 kN ≥ Pu = 2264.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.667 = 6406.649 kN.m ≥ Mu = 3774.734 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 817.972 kN

< Vu (= 1571.617 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1571.617 - 817.972) x 150.00 / (400.0 x 1120.00 x Φ) = 336.449 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1120.00 / 150.00 = 1711.360 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1120.00 = 3879.794 kN ≥ 1711.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1090.629 + 1711.360) = 2101.492 kN ≥ 1571.617 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	2264.438	1052.789	464.9

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0138) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 810720.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1120.000) / 36999320.0

= 718.220 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 14279.490 + 5989.062 - 810.720 = 19457.832 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6788.882 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 348.902 mm, e = Mu/Pu = 464.923 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 432.72 mm, a = k1 x c = 367.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 367814.102 = 8441.334 kN

∑Csi = 5201.492 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pn = 8441.334 + 5201.492 - 810.720 = 12832.106 kN

Mn = Cc x 1036.093 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5965.856 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=464.916)| = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 432.722 mm, a = k1 x c = 367.814 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-432.72) / 432.72 = 0.00546

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29270.614 kN ≥ Pn = 12832.106 kN

ΦPn = 0.85 x 12832.106 = 10907.290 kN ≥ Pu = 2264.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.465 = 5071.048 kN.m ≥ Mu = 1052.789 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 891.005 kN

< Vu (= 1571.617 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1571.617 - 891.005) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 278.939 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 1864.160 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 1864.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1188.007 + 1864.160) = 2289.125 kN ≥ 1571.617 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	771	1193.739	1849.115	1549

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 3569280.0 x 128.797 + 810720.0 x 820.000) / 25035000.0

= 416.187 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 462.72 mm, ab = k1 x cb = 393.31 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 393313.609 = 9026.547 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 9026.547 + 764.205 - 3569.280 = 6221.472 kN

Mb = Cc x 574.546 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3926.398 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 631.104 mm, e = Mu/Pu = 1549.011 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 248.65 mm, a = k1 x c = 211.36 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 211355.578 = 4850.611 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4850.611 + 764.205 - 3569.280 = 2045.535 kN

Mn = Cc x 665.525 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3168.558 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1549.011)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 248.654 mm, a = k1 x c = 211.356 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-248.65) / 248.65 = 0.00665

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19826.958 kN ≥ Pn = 2045.535 kN

ΦPn = 0.85 x 2045.535 = 1738.705 kN ≥ Pu = 1193.739 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.549 = 2693.274 kN.m ≥ Mu = 1849.115 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 771.20 = 548.368 kN

< Vu (= 781.035 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (781.035 - 548.368) x 150.00 / (400.0 x 771.20 x Φ) = 150.847 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 771.20 / 150.00 = 1178.398 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 771.20 = 2671.526 kN ≥ 1178.398 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (731.157 + 1178.398) = 1432.167 kN ≥ 781.035 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1193.739	120.157	100.7

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8923.200 mm² (압축중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 3569280.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 810720.0 x 80.000 + 3569280.0 x 771.203) / 25035000.0

= 483.813 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 9597.690 + 3364.493 - 810.720 = 12151.463 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3281.863 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 270.080 mm, e = Mu/Pu = 100.656 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 832.19 mm, a = k1 x c = 707.36 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 707358.856 = 16233.886 kN

∑Csi = 3382.301 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 16233.886 + 3382.301 - 0.000 = 19616.187 kN

Mn = Cc x 466.321 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1974.480 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=100.656)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 832.187 mm, a = k1 x c = 707.359 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-832.19) / 832.19 = -0.00004

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19826.958 kN ≥ Pn = 19616.187 kN

ΦPn = 0.78 x 19616.187 = 15366.013 kN ≥ Pu = 1193.739 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.101 = 1546.684 kN.m ≥ Mu = 120.157 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 583.065 kN

< Vu (= 781.035 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (781.035 - 583.065) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 120.713 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 1252.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 1252.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (777.420 + 1252.960) = 1522.785 kN ≥ 781.035 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	1327.719	296.472	223.3

㉯ 철근비 검토

As = 3176.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1270720.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1270720.0 x 100.000 + 1621440.0 x 820.000) / 23547160.0

= 456.590 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1270.720 kN

Pb = 9363.600 + 1528.410 - 1270.720 = 9621.290 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3250.303 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 337.824 mm, e = Mu/Pu = 223.294 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 621.25 mm, a = k1 x c = 528.06 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 528059.387 = 12118.963 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 548.444 kN

Pn = 12118.963 + 1528.410 - 548.444 = 13098.929 kN

Mn = Cc x 535.970 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2924.910 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=223.294)| = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 621.246 mm, a = k1 x c = 528.059 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-621.25) / 621.25 = 0.00086

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18704.978 kN ≥ Pn = 13098.929 kN

ΦPn = 0.78 x 13098.929 = 10260.828 kN ≥ Pu = 1327.719 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.223 = 2291.183 kN.m ≥ Mu = 296.472 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 574.369 kN

≥ Vu (= 449.791 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1327.719	343.018	258.4

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3176.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1270720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 80.000 + 1270720.0 x 800.000) / 23547160.0

= 443.410 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1197.812 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9597.690 + 1197.812 - 1621.440 = 9174.062 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3391.710 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 369.706 mm, e = Mu/Pu = 258.352 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 600.80 mm, a = k1 x c = 510.68 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 510684.166 = 11720.202 kN

∑Csi = 1197.812 kN, ∑Tsi = 887.339 kN

Pn = 11720.202 + 1197.812 - 887.339 = 12030.675 kN

Mn = Cc x 564.658 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3108.264 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=258.362)| = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 600.805 mm, a = k1 x c = 510.684 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-600.80) / 600.80 = 0.00109

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18704.978 kN ≥ Pn = 12030.675 kN

ΦPn = 0.78 x 12030.675 = 9424.029 kN ≥ Pu = 1327.719 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.258 = 2434.714 kN.m ≥ Mu = 343.018 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 588.729 kN

≥ Vu (= 449.791 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	1360.806	509.25	374.2

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1838560.0 x 100.000 + 1621440.0 x 820.000) / 24115000.0

= 448.194 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 9363.600 + 1528.410 - 1838.560 = 9053.450 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3528.808 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 389.775 mm, e = Mu/Pu = 374.227 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 490.59 mm, a = k1 x c = 417.00 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 416997.528 = 9570.093 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1739.384 kN

Pn = 9570.093 + 1528.410 - 1739.384 = 9359.119 kN

Mn = Cc x 591.501 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3502.392 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=374.222)| = 0.0042 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 490.585 mm, a = k1 x c = 416.998 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-490.59) / 490.59 = 0.00189

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19133.186 kN ≥ Pn = 9359.119 kN

ΦPn = 0.78 x 9359.119 = 7331.310 kN ≥ Pu = 1360.806 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.374 = 2743.572 kN.m ≥ Mu = 509.250 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 575.734 kN

≥ Vu (= 487.376 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1360.806	1159.422	852

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 24115000.0

= 451.806 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 1621.440 = 9709.323 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3501.052 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 360.587 mm, e = Mu/Pu = 852.011 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 162.76 mm, a = k1 x c = 138.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 138342.977 = 3174.971 kN

∑Csi = 957.894 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3174.971 + 957.894 - 1621.440 = 2511.426 kN

Mn = Cc x 750.829 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2139.779 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=852.017)| = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 162.756 mm, a = k1 x c = 138.343 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-162.76) / 162.76 = 0.01211

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19133.186 kN ≥ Pn = 2511.426 kN

ΦPn = 0.85 x 2511.426 = 2134.712 kN ≥ Pu = 1360.806 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.852 = 1818.798 kN.m ≥ Mu = 1159.422 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 590.127 kN

≥ Vu (= 487.376 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	2080.553	1512.582	727

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1838560.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1220.000) / 33295000.0

= 647.387 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 14045.400 + 1528.410 - 1838.560 = 13735.250 kN

Mb = Cc x 894.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6749.904 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 491.429 mm, e = Mu/Pu = 727.010 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 424.14 mm, a = k1 x c = 360.52 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 360519.791 = 8273.929 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 8273.929 + 1528.410 - 1838.560 = 7963.779 kN

Mn = Cc x 1019.740 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5789.804 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=727.017)| = 0.0076 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 424.141 mm, a = k1 x c = 360.520 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-424.14) / 424.14 = 0.00549

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26477.186 kN ≥ Pn = 7963.779 kN

ΦPn = 0.85 x 7963.779 = 6769.212 kN ≥ Pu = 2080.553 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.727 = 4921.282 kN.m ≥ Mu = 1512.582 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 868.523 kN

≥ Vu (= 755.085 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	2080.553	1419.668	682.4

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1200.000) / 33295000.0

= 652.613 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 1733.073 - 1621.440 = 14391.123 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6679.131 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 464.115 mm, e = Mu/Pu = 682.351 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 426.74 mm, a = k1 x c = 362.73 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 362730.846 = 8324.673 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 8324.673 + 1733.073 - 1621.440 = 8436.306 kN

Mn = Cc x 1038.635 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5756.599 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=682.360)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 426.742 mm, a = k1 x c = 362.731 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-426.74) / 426.74 = 0.00558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26477.186 kN ≥ Pn = 8436.306 kN

ΦPn = 0.85 x 8436.306 = 7170.860 kN ≥ Pu = 2080.553 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.682 = 4893.045 kN.m ≥ Mu = 1419.668 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 882.999 kN

≥ Vu (= 755.085 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	2158.67	1092.591	506.1

㉯ 철근비 검토

As = 5203.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 2081440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 2081440.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1220.000) / 33537880.0

= 643.423 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pb = 14045.400 + 1528.410 - 2081.440 = 13492.370 kN

Mb = Cc x 894.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6936.340 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 514.093 mm, e = Mu/Pu = 506.141 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 726.47 mm, a = k1 x c = 617.50 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 617500.305 = 14171.632 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2035.090 kN

Pn = 14171.632 + 1528.410 - 2035.090 = 13664.952 kN

Mn = Cc x 891.250 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6916.432 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=506.144)| = 0.0030 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 726.471 mm, a = k1 x c = 617.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-726.47) / 726.47 = 0.00196

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26660.342 kN ≥ Pn = 13664.952 kN

ΦPn = 0.78 x 13664.952 = 10704.213 kN ≥ Pu = 2158.670 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.506 = 5417.839 kN.m ≥ Mu = 1092.591 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 871.869 kN

< Vu (= 1003.396 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1003.396 - 871.869) x 300.00 / (400.0 x 1200.00 x Φ) = 109.606 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1200.00 / 300.00 = 916.800 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1200.00 = 4156.922 kN ≥ 916.800 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1162.492 + 916.800) = 1559.469 kN ≥ 1003.396 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	2158.67	226.979	105.1

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5203.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2081440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2081440.0 x 1200.000) / 33537880.0

= 656.577 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1962.017 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 1962.017 - 1621.440 = 14620.067 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6746.497 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.455 mm, e = Mu/Pu = 105.148 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1331.82 mm, a = k1 x c = 1132.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1132043.037 = 25980.388 kN

∑Csi = 2166.214 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 25980.388 + 2166.214 - 0.000 = 28146.602 kN

Mn = Cc x 653.978 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2959.397 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=105.142)| = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1331.815 mm, a = k1 x c = 1132.043 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1331.82) / 1331.82 = -0.00025

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26660.342 kN < Pn = 28146.602 kN

ΦPn = 0.78 x 26660.342 = 20883.934 kN ≥ Pu = 2158.670 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.105 = 2195.898 kN.m ≥ Mu = 226.979 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 886.400 kN

< Vu (= 1003.396 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1003.396 - 886.400) x 300.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 95.898 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1220.00 / 300.00 = 932.080 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 932.080 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1181.867 + 932.080) = 1585.460 kN ≥ 1003.396 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,120	2264.438	3774.734	1667

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0138) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 6353600.0 x 180.000 + 810720.0 x 1220.000) / 36999320.0
= 581.780 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pb = 13109.040 + 764.205 - 6353.600 = 7519.645 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8711.711 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1158.527 mm, e = Mu/Pu = 1666.963 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 538.04 mm, a = k1 x c = 457.33 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 457330.894 = 10495.744 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pn = 10495.744 + 764.205 - 6353.600 = 4906.349 kN

Mn = Cc x 891.335 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8178.718 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1666.966)| = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 538.036 mm, a = k1 x c = 457.331 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-538.04) / 538.04 = 0.00369

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29270.614 kN ≥ Pn = 4906.349 kN

ΦPn = 0.78 x 4906.349 = 3843.307 kN ≥ Pu = 2264.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.667 = 6406.649 kN.m ≥ Mu = 3774.734 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 817.972 kN

< Vu (= 1571.617 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1571.617 - 817.972) x 150.00 / (400.0 x 1120.00 x Φ) = 336.449 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1120.00 / 150.00 = 1711.360 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1120.00 = 3879.794 kN ≥ 1711.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1090.629 + 1711.360) = 2101.492 kN ≥ 1571.617 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	2264.438	943.555	416.7

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0138) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 810720.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1120.000) / 36999320.0

= 718.220 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 14279.490 + 5989.062 - 810.720 = 19457.832 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6788.882 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 348.902 mm, e = Mu/Pu = 416.684 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 554.93 mm, a = k1 x c = 471.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 471694.489 = 10825.389 kN

∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pn = 10825.389 + 5989.062 - 810.720 = 16003.731 kN

Mn = Cc x 984.153 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6668.565 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=416.688)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 554.935 mm, a = k1 x c = 471.694 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-554.93) / 554.93 = 0.00360

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29270.614 kN ≥ Pn = 16003.731 kN

ΦPn = 0.78 x 16003.731 = 12536.256 kN ≥ Pu = 2264.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.417 = 5223.655 kN.m ≥ Mu = 943.555 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 891.005 kN

< Vu (= 1571.617 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1571.617 - 891.005) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 278.939 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 1864.160 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 1864.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1188.007 + 1864.160) = 2289.125 kN ≥ 1571.617 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	771	1193.739	1849.115	1549

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 3569280.0 x 128.797 + 810720.0 x 820.000) / 25035000.0

= 416.187 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 462.72 mm, ab = k1 x cb = 393.31 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 393313.609 = 9026.547 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 9026.547 + 764.205 - 3569.280 = 6221.472 kN

Mb = Cc x 574.546 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3926.398 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 631.104 mm, e = Mu/Pu = 1549.011 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 248.65 mm, a = k1 x c = 211.36 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 211355.578 = 4850.611 kN

∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4850.611 + 764.205 - 3569.280 = 2045.535 kN

Mn = Cc x 665.525 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3168.558 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1549.011)| = 0.0002 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 248.654 mm, a = k1 x c = 211.356 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-248.65) / 248.65 = 0.00665

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19826.958 kN ≥ Pn = 2045.535 kN

ΦPn = 0.85 x 2045.535 = 1738.705 kN ≥ Pu = 1193.739 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.549 = 2693.274 kN.m ≥ Mu = 1849.115 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 771.20 = 548.368 kN

< Vu (= 768.505 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (768.505 - 548.368) x 150.00 / (400.0 x 771.20 x Φ) = 142.723 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 771.20 / 150.00 = 1178.398 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 771.20 = 2671.526 kN ≥ 1178.398 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (731.157 + 1178.398) = 1432.167 kN ≥ 768.505 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1193.739	154.51	129.4

㉯ 철근비 검토

As = 2026.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8923.200 mm² (압축중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 810720.0 N, Cs' = Asf x fy = 3569280.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 810720.0 x 80.000 + 3569280.0 x 771.203) / 25035000.0

= 483.813 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 810.720 kN

Pb = 9597.690 + 3364.493 - 810.720 = 12151.463 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3281.863 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 270.080 mm, e = Mu/Pu = 129.433 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 765.68 mm, a = k1 x c = 650.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 650831.833 = 14936.591 kN

∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 86.265 kN

Pn = 14936.591 + 3364.493 - 86.265 = 18214.818 kN

Mn = Cc x 494.584 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2357.575 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=129.432)| = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 765.685 mm, a = k1 x c = 650.832 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-765.68) / 765.68 = 0.00021

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19826.958 kN ≥ Pn = 18214.818 kN

ΦPn = 0.78 x 18214.818 = 14268.274 kN ≥ Pu = 1193.739 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.129 = 1846.790 kN.m ≥ Mu = 154.510 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 583.065 kN

< Vu (= 768.505 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (768.505 - 583.065) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 113.073 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 820.00 / 150.00 = 1252.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 = 2840.563 kN ≥ 1252.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (777.420 + 1252.960) = 1522.785 kN ≥ 768.505 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	1353.521	115.867	85.6

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1838560.0 x 100.000 + 1621440.0 x 820.000) / 24115000.0

= 448.194 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 9363.600 + 1528.410 - 1838.560 = 9053.450 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3528.808 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 389.775 mm, e = Mu/Pu = 85.604 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 902.04 mm, a = k1 x c = 766.73 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 766732.788 = 17596.517 kN

∑Csi = 1840.377 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 17596.517 + 1840.377 - 0.000 = 19436.894 kN

Mn = Cc x 416.634 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1663.955 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=85.608)| = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 902.039 mm, a = k1 x c = 766.733 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-902.04) / 902.04 = -0.00034

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19133.186 kN < Pn = 19436.894 kN

ΦPn = 0.78 x 19133.186 = 14987.662 kN ≥ Pu = 1353.521 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.086 = 1283.003 kN.m ≥ Mu = 115.867 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 575.434 kN

≥ Vu (= 485.849 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1353.521	478.042	353.2

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 24115000.0

= 451.806 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 1621.440 = 9709.323 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3501.052 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 360.587 mm, e = Mu/Pu = 353.184 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 497.86 mm, a = k1 x c = 423.18 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 423181.610 = 9712.018 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1573.722 kN

Pn = 9712.018 + 1733.073 - 1573.722 = 9871.369 kN

Mn = Cc x 608.409 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3486.454 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=353.189)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 497.861 mm, a = k1 x c = 423.182 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-497.86) / 497.86 = 0.00194

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19133.186 kN ≥ Pn = 9871.369 kN

ΦPn = 0.78 x 9871.369 = 7732.572 kN ≥ Pu = 1353.521 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.353 = 2731.023 kN.m ≥ Mu = 478.042 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 589.819 kN

≥ Vu (= 485.849 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	100	800	1360.806	558.408	410.4

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1838560.0 x 100.000 + 1621440.0 x 820.000) / 24115000.0

= 448.194 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 9363.600 + 1528.410 - 1838.560 = 9053.450 kN

Mb = Cc x 596.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3528.808 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 389.775 mm, e = Mu/Pu = 410.351 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 453.11 mm, a = k1 x c = 385.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 385143.280 = 8839.038 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 8839.038 + 1528.410 - 1838.560 = 8528.888 kN

Mn = Cc x 607.428 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3499.834 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=410.351)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 453.110 mm, a = k1 x c = 385.143 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-453.11) / 453.11 = 0.00230

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19133.186 kN ≥ Pn = 8528.888 kN

ΦPn = 0.78 x 8528.888 = 6680.962 kN ≥ Pu = 1360.806 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.410 = 2741.538 kN.m ≥ Mu = 558.408 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 575.734 kN

≥ Vu (= 516.626 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	900	80	820	1360.806	1159.422	852

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 24115000.0

= 451.806 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.00 mm, ab = k1 x cb = 418.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 1621.440 = 9709.323 kN

Mb = Cc x 610.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3501.052 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 360.587 mm, e = Mu/Pu = 852.011 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 162.76 mm, a = k1 x c = 138.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 138342.977 = 3174.971 kN

∑Csi = 957.894 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3174.971 + 957.894 - 1621.440 = 2511.426 kN

Mn = Cc x 750.829 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2139.779 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=852.017)| = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 162.756 mm, a = k1 x c = 138.343 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-162.76) / 162.76 = 0.01211

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19133.186 kN ≥ Pn = 2511.426 kN

ΦPn = 0.85 x 2511.426 = 2134.712 kN ≥ Pu = 1360.806 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.852 = 1818.798 kN.m ≥ Mu = 1159.422 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 820.00 = 590.127 kN

≥ Vu (= 516.626 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

12) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

13) 중간슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

14) 중간슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

15) 중간슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17) 좌측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

18) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

19) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

20) 좌측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

21) 좌측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

22) 좌측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 3819.0 ㎟ ∴ O.K

23) 좌측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 3819.0 ㎟ ∴ O.K

24) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

25) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

26) 좌측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

27) 좌측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

28) 우측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

29) 우측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

30) 우측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

31) 우측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

32) 우측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

33) 우측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0025 = 3250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

34) 우측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 3819.0 ㎟ ∴ O.K

35) 우측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 13.3EA = 3819.045 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 3819.0 ㎟ ∴ O.K

36) 우측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

37) 우측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

38) 우측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

39) 우측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 900 × 0.0025 = 2250.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

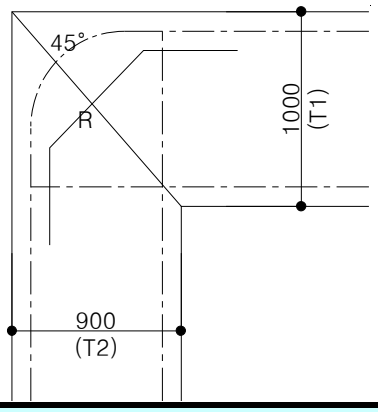
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1210.779 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1210.779 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1345.362$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1210.78 \times 10^6}{1345.362^2 \times 1000} = 3.345 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1210.78 \times 10^6}{1345.362 \times 180} = 9999.610 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 9999.610 mm² - 3176.800 mm²

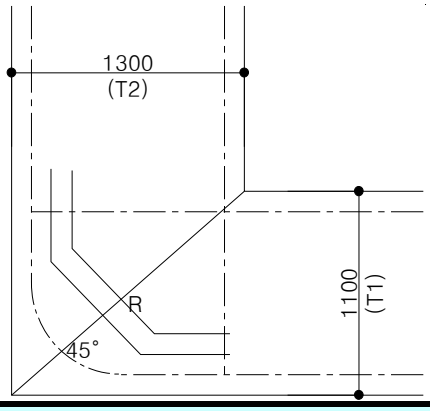
= 6822.810 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 6822.810 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2635.416 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2635.416 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2635.42 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 4.544 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2635.42 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 17195.217 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 17195.217 mm² - 6353.600 mm²

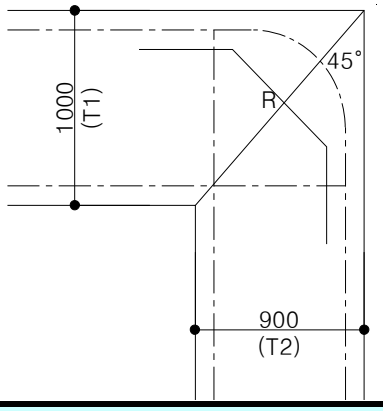
= 10841.617 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 10841.617 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1210.779 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1210.779 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1345.362$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1210.78 \times 10^6}{1345.362^2 \times 1000} = 3.345 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1210.78 \times 10^6}{1345.362 \times 180} = 9999.610 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

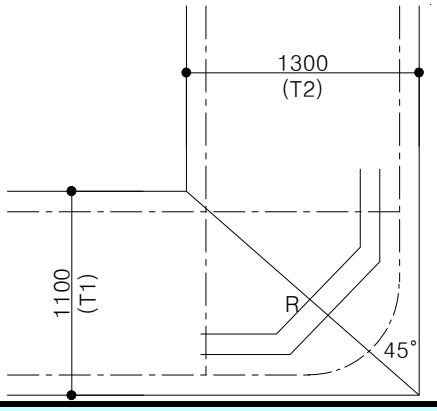
Req'd As = As - Asb
= 9999.610 mm² - 3176.800 mm²
= 6822.810 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 6822.810 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2635.416 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2635.416 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2635.42 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 4.544 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2635.42 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 17195.217 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 17195.217 mm² - 6353.600 mm²

= 10841.617 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 10841.617 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	871	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	407.167	O.K	3.257
		좌측 (하면)	1	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	920	H32 - 8.0EA	125	462.015	O.K	3.696
		우측 (상면)	3	871	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	407.167	O.K	3.257
		우측 (하면)	3	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	920	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	322.816	O.K	2.583
		중앙부	5	1020	H32 - 8.0EA	125	320.594	O.K	2.565
		우측 (상면)	6	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	920	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	322.816	O.K	2.583
중간슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1187	H32 - 8.0EA	125	410.378	O.K	3.283
		좌측 (하면)	7	1020	H29 - 8.0EA	125	493.006	O.K	3.944
		중앙부	8	1020	H29 - 8.0EA	125	903.253	O.K	7.226
		우측 (상면)	9	1187	H32 - 8.0EA	125	410.378	O.K	3.283
		우측 (하면)	9	1020	H29 - 8.0EA	125	493.006	O.K	3.944

좌측벽체	1층	1층(상부)	10	1200	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	358.423	O.K	2.867
		1층(상부)	10	1220	H25 - 8.0EA	125	370.611	O.K	2.965
		1층(중앙부)	11	1200	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	500.529	O.K	4.004
		1층(중앙부)	11	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	12	1120	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	414.388	O.K	3.315
		1층(하부)	12	1220	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	13	771	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	321.223	O.K	2.570
		2층(상부)	13	820	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	14	800	H32 - 4.0EA	250	1140.861	O.K	4.563
		2층(중앙부)	14	820	H25 - 8.0EA	125	1069.883	O.K	8.559
		2층(하부)	15	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	77219.608	O.K	617.757
		2층(하부)	15	820	H25 - 8.0EA	125	212.559	O.K	1.700
우측벽체	1층	1층(상부)	16	1200	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	358.423	O.K	2.867
		1층(상부)	16	1220	H25 - 8.0EA	125	370.611	O.K	2.965
		1층(중앙부)	17	1200	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	538.684	O.K	4.309
		1층(중앙부)	17	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	18	1120	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	414.388	O.K	3.315
		1층(하부)	18	1220	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	19	771	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	321.223	O.K	2.570
		2층(상부)	19	820	H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	20	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	20	820	H25 - 8.0EA	125	736.364	O.K	5.891
		2층(하부)	21	800	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	77219.608	O.K	617.757
		2층(하부)	21	820	H25 - 8.0EA	125	212.559	O.K	1.700

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1184.294 x 1000000 / [8923.200 x (871.203 - 273.300/3)]
= 170.132 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x871.2/(7x8923.200)]
= 273.300 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 170.13) - 2.5 x 84.00 = 407.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 170.13) = 493.73 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 407.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 407.17 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 899.126 x 1000000 / [6353.600 x (920.000 - 245.029/3)]
= 168.806 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x6353.600)]
= 245.029 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 168.81) - 2.5 x 64.00 = 462.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 168.81) = 497.61 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 462.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 462.01 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1184.294 x 1000000 / [8923.200 x (871.203 - 273.300/3)]
= 170.132 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x871.2/(7x8923.200)]
= 273.300 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 170.13) - 2.5 x 84.00 = 407.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 170.13) = 493.73 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 407.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 407.17 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2509.805 x 1000000 / [15884.000 x (920.000 - 354.590/3)]
= 197.066 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x15884.000)]
= 354.590 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 197.07) - 2.5 x 84.00 = 322.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 197.07) = 426.25 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 322.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 322.82 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1295.587 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 218.479 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 218.48) - 2.5 x 64.00 = 320.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 218.48) = 384.48 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 320.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 320.59 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2509.805 x 1000000 / [15884.000 x (920.000 - 354.590/3)]
= 197.066 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x15884.000)]
= 354.590 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 197.07) - 2.5 x 84.00 = 322.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 197.07) = 426.25 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 322.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 322.82 mm) ∴ O.K

7) 중간슬래브 1경간(좌측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1277.446 x 1000000 / [6353.600 x (1186.667 - 283.446/3)]
= 184.088 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1186.7/(7x6353.600)]
= 283.446 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 184.09) - 2.5 x 64.00 = 410.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 184.09) = 456.30 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 410.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 410.38 mm) ∴ O.K

8) 중간슬래브 1경간(좌측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 773.078 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 159.877 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 159.88) - 2.5 x 65.50 = 493.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 159.88) = 525.40 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 493.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 493.01 mm) ∴ O.K

9) 중간슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 449.685 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 92.997 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 93.00) - 2.5 x 65.50 = 965.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 93.00) = 903.25 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 903.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 903.25 mm) ∴ O.K

10) 중간슬래브 1경간(우측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1277.446 x 1000000 / [6353.600 x (1186.667 - 283.446/3)]
= 184.088 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1186.7/(7x6353.600)]
= 283.446 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 184.09) - 2.5 x 64.00 = 410.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 184.09) = 456.30 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 410.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 410.38 mm) ∴ O.K

11) 중간슬래브 1경간(우측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 773.078 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 159.877 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 159.88) - 2.5 x 65.50 = 493.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 159.88) = 525.40 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 493.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 493.01 mm) ∴ O.K

12) 좌측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 942.581 x 1000000 / [4596.400 x (1200.000 - 247.566/3)]
= 183.511 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x4596.400)]
= 247.566 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 183.51) - 2.5 x 85.50 = 358.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 183.51) = 457.74 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 358.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 358.42 mm) ∴ O.K

13) 좌측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 900.593 x 1000000 / [4053.600 x (1220.000 - 236.277/3)]
= 194.675 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x4053.600)]
= 236.277 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 194.67) - 2.5 x 67.50 = 370.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 194.67) = 431.49 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 370.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 370.61 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 855.745 x 1000000 / [5203.600 x (1200.000 - 261.480/3)]
= 147.777 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x5203.600)]
= 261.480 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 147.78) - 2.5 x 84.00 = 500.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 147.78) = 568.42 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 500.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 500.53 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2635.416 x 1000000 / [15884.000 x (1120.000 - 400.108/3)]
= 168.165 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x15884.000)]
= 400.108 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 168.16) - 2.5 x 84.00 = 414.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 168.16) = 499.51 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 414.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 414.39 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1210.779 x 1000000 / [8923.200 x (771.203 - 254.151/3)]
= 197.657 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x771.2/(7x8923.200)]
= 254.151 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 197.66) - 2.5 x 84.00 = 321.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 197.66) = 424.98 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 321.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.22 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 174.048 x 1000000 / [3176.800 x (800.000 - 167.696/3)]
= 73.629 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x3176.800)]
= 167.696 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 73.63) - 2.5 x 84.00 = 1216.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 73.63) = 1140.86 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1140.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1140.86 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 240.902 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 78.513 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 78.51) - 2.5 x 67.50 = 1168.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 78.51) = 1069.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1069.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1069.88 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 2층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3.672 x 1000000 / [4596.400 x (800.000 - 196.986/3)]
= 1.088 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4596.400)]
= 196.986 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 1.09) - 2.5 x 85.50 = 96310.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 1.09) = 77219.61 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 77219.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 77219.61 mm) ∴ O.K

20) 좌측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 844.909 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 275.367 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 275.37) - 2.5 x 67.50 = 212.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 275.37) = 305.05 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 212.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 212.56 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 942.581 x 1000000 / [4596.400 x (1200.000 - 247.566/3)]
= 183.511 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x4596.400)]
= 247.566 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 183.51) - 2.5 x 85.50 = 358.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 183.51) = 457.74 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 358.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 358.42 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 900.593 x 1000000 / [4053.600 x (1220.000 - 236.277/3)]
= 194.675 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x4053.600)]
= 236.277 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 194.67) - 2.5 x 67.50 = 370.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 194.67) = 431.49 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 370.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 370.61 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 812.133 x 1000000 / [5203.600 x (1200.000 - 261.480/3)]
= 140.246 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x5203.600)]
= 261.480 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 140.25) - 2.5 x 84.00 = 538.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 140.25) = 598.95 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 538.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 538.68 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2635.416 x 1000000 / [15884.000 x (1120.000 - 400.108/3)]
= 168.165 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x15884.000)]
= 400.108 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 168.16) - 2.5 x 84.00 = 414.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 168.16) = 499.51 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 414.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 414.39 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1210.779 x 1000000 / [8923.200 x (771.203 - 254.151/3)]
= 197.657 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x771.2/(7x8923.200)]
= 254.151 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 197.66) - 2.5 x 84.00 = 321.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 197.66) = 424.98 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 321.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.22 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 350.013 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 114.074 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 114.07) - 2.5 x 67.50 = 751.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 114.07) = 736.36 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 736.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 736.36 mm) ∴ O.K

27) 우측벽체 2층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3.672 x 1000000 / [4596.400 x (800.000 - 196.986/3)]
= 1.088 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4596.400)]
= 196.986 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 1.09) - 2.5 x 85.50 = 96310.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 1.09) = 77219.61 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 77219.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 77219.61 mm) ∴ O.K

28) 우측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 844.909 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 275.367 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 275.37) - 2.5 x 67.50 = 212.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 275.37) = 305.05 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 212.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 212.56 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.700 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.00 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.700 / 28

T = 0.382 m < 1.000 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

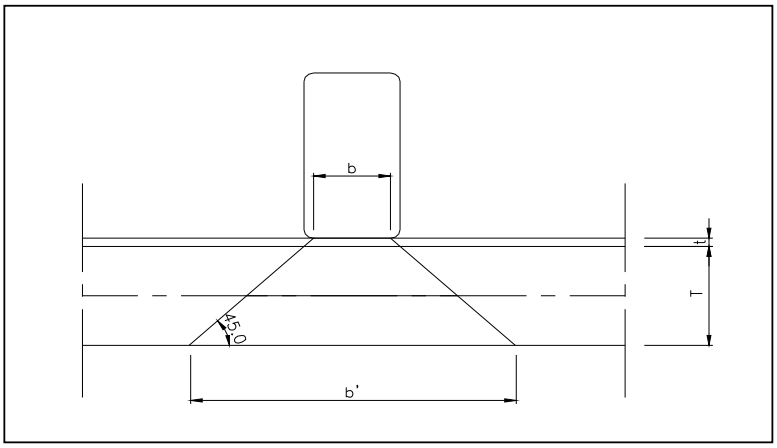
1) 고정하중

- 구체자중 = 1400.775 / 12.000 = 116.731 kN/㎡
- 상재고정하중 = 29.500 kN/㎡
- 상부연직하중 = 30.500 kN/㎡ (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/㎡

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 39.000 kN/㎡
- 상재활하중 = 10.000 kN/㎡

- 암거 내부 활하중

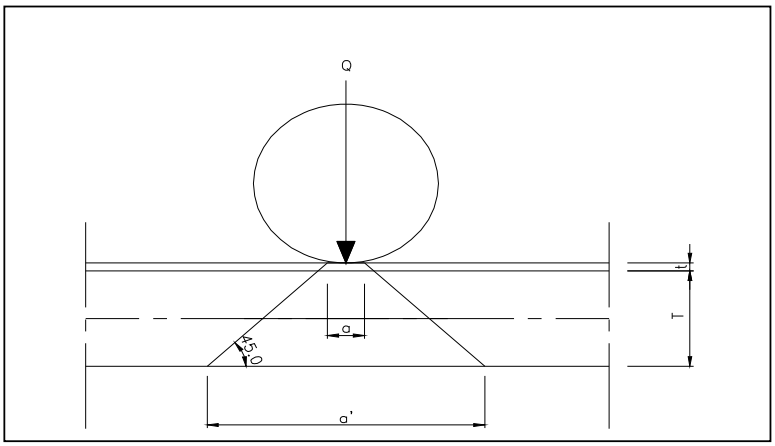


t = 40 ㎜ (암거내부 포장두께)

T = 1100 ㎜ (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.100 + 0.040) × cot 45°

= 2.780 m



a' = 0.200 + 2 × (1.100 + 0.040) × cot 45°

= 2.480 m

Qz = 96.0 / (2.780 × 2.480)= 13.924 kN/㎡

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 125.07 + 29.50 + 30.50 + 49.00 + 0.92 + 13.92

= 248.914 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 749.47 kN/m² ≥ Qmax = 252.632 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.800	×	1.100	×	30.000			=	422.400	kN/m
- 하부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	30.000			=	396.000	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	6.503	×	30.000	×	2	=	507.195	kN/m
	:	1.300	×	6.503	×	30.000	×	2	=	507.195	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	30.000			=	7.500	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.040	×	30.000			=	8.400	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.400	×	1.000	×	19.000			=	235.600	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.400	×	0.430	×	10.000			=	53.320	kN/m
- 수직수압	:	12.400	×	0.430	×	10.000			=	53.320	kN/m
							∴ Σ		=	2190.930	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 0.430 \times 19.000 + 0.430^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.310$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 3.310 = 6.768$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2190.930 + 6.768 = 2197.698$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.000 \times 15.635 \times 10.000$

$= 1876.200$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2197.698 / 1876.200$

$= 1.171 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m (보링주상도 NBB-5 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.800	×	1.100	×	25.000			=	352.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	30.000			=	396.000	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	6.503	×	30.000	×	2	=	507.195	kN/m
	:	1.300	×	6.503	×	30.000	×	2	=	507.195	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	30.000			=	7.500	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.040	×	30.000			=	8.400	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.400	×	15.800	×	19.000			=	3722.480	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.400	×	-14.370	×	10.000			=	-1781.880	kN/m
- 수직수압	:	12.400	×	-14.370	×	10.000			=	-1781.880	kN/m
							∴ Σ		=	1937.010	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 863.185$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times -14.370 \times 19.000 + -14.370^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -1194.328$ kN/m

∴ ∑ = 863.185 + -1194.328 = ####### kN/m

(3) 저항력

R = 1937.010 + ####### = 1605.866 kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 C
대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{396.000}{12.800 \times 10.000 \times 1.100} = 2.813 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.813 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{903.195}{12.800 \times 10.000 \times 1.100} = 6.415 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.415 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{910.695}{12.800 \times 10.000 \times 1.100} = 6.468 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.468 m 이하유지

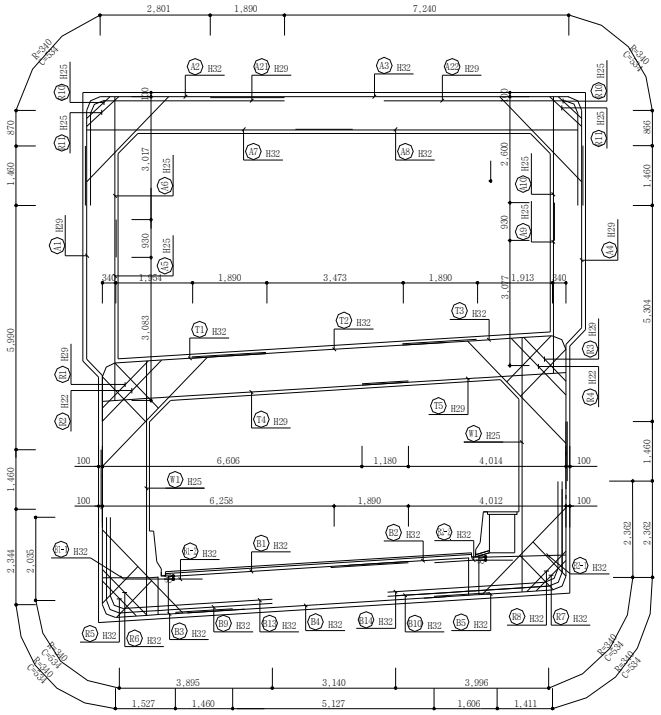
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1840.290}{12.800 \times 10.000 \times 1.100} = 13.070 \text{ m}$$

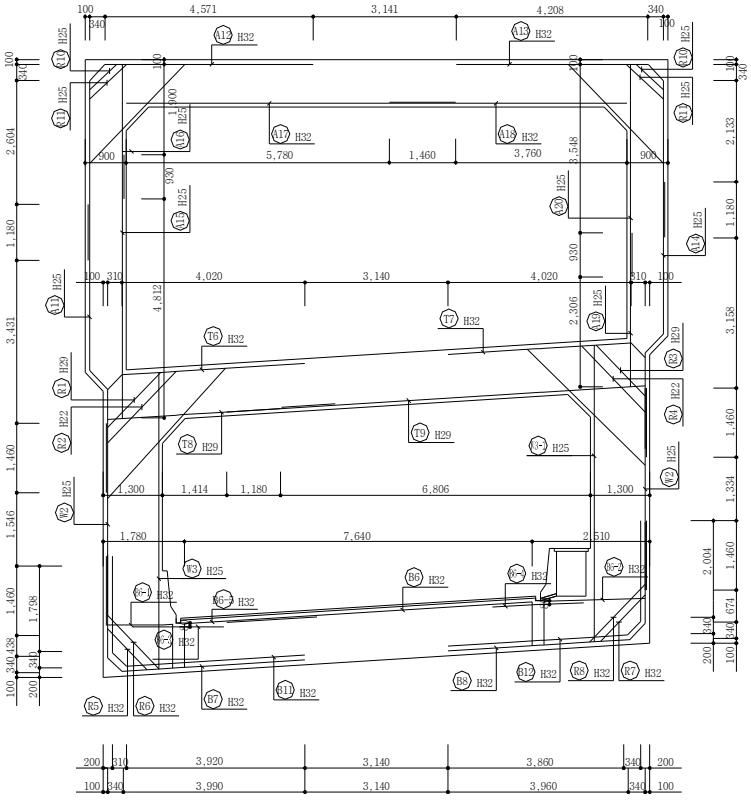
∴ 구조물 저면으로 부터 13.070 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



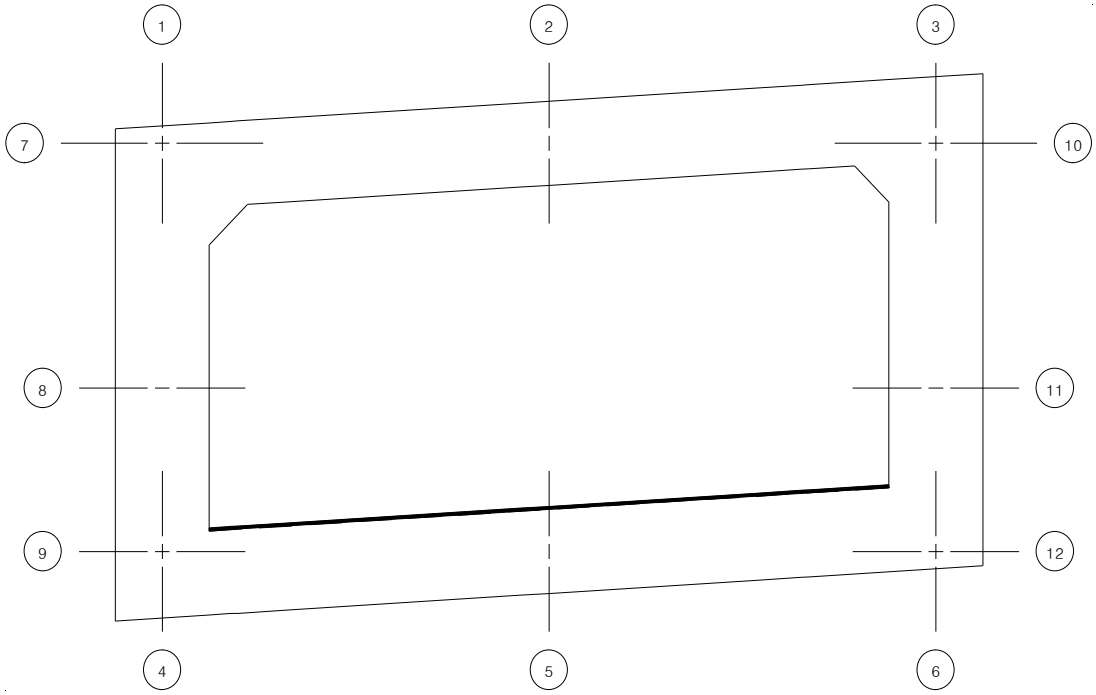
Ramp A BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+266.810 (BLOCK4 : B4) - 후반부
▣ 토 피(FH) = 6.11 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	226.422	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	1258.2	2225.857	1.769	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1167	1545.35	2400.65	4016.34	H32 - 8.0EA	6353.60	1.55
		좌측(하면)	1	1000	1020	642.24	1704.02	1882.18	H29 - 8.0EA	5139.20	2.65
		중앙부	2	1000	1020	1528.12	1704.02	4586.02	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
		우측(상면)	3	1000	1167	1545.35	2400.65	4016.34	H32 - 8.0EA	6353.60	1.55
		우측(하면)	3	1000	1020	642.24	1704.02	1882.18	H29 - 8.0EA	5139.20	2.65
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1020	820.18	2083.82	2414.81	H32 - 8.0EA	6353.60	2.54
		좌측(하면)	4	1000	920	2049.78	4220.96	7019.78	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	2.06
		중앙부	5	1000	1020	1484.85	2083.82	4450.84	H32 - 8.0EA	6353.60	1.40
		우측(상면)	6	1000	1020	820.18	2083.82	2414.81	H32 - 8.0EA	6353.60	2.54
		우측(하면)	6	1000	920	2049.78	4220.96	7019.78	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	2.06
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1367	2184.09	4517.70	-	H32 - 8.0EA	10407.20	2.07
		상부(내측)	7	1000	1220	658.96	5309.16	-	H25 - 8.0EA	10407.20	8.06
		중앙부(외측)	8	1000	1200	1743.96	3628.65	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9257.20	2.08
		중앙부(내측)	8	1000	1220	147.81	2205.36	-	H25 - 8.0EA	9257.20	14.92
		하부(외측)	9	1000	1120	2314.42	6680.91	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	19937.60	2.89
		하부(내측)	9	1000	1220	773.17	5774.09	-	H25 - 8.0EA	19937.60	7.47
우측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1367	2184.09	4517.70	-	H32 - 8.0EA	10407.20	2.07
		상부(내측)	10	1000	1220	658.96	5309.16	-	H25 - 8.0EA	10407.20	8.06
		중앙부(외측)	11	1000	1200	1743.96	3682.61	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9257.20	2.11
		중앙부(내측)	11	1000	1220	147.81	2157.22	-	H25 - 8.0EA	9257.20	14.59
		하부(외측)	12	1000	1120	2314.42	6680.91	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	19937.60	2.89
		하부(내측)	12	1000	1220	773.17	5774.09	-	H25 - 8.0EA	19937.60	7.47

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		하부	9	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		하부	12	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	649.5	1121.0	1443.92	2.00	235.75	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	662.5	238.1	1067.65	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	649.5	1125.6	1443.92	2.00	238.04	H16	150	397.20	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	662.5	1192.9	1472.80	2.00	259.99	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	662.5	286.7	1067.65	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	662.5	1209.8	1472.80	2.00	268.27	H16	150	397.20	O.K

좌측벽체	1층	상부	7	834.7	559.5	2209.88	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	839.4	501.4	1526.97	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		하부	9	786.4	776.4	2069.91	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
우측벽체	1층	상부	10	834.7	546.3	2209.88	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	11	840.7	602.7	1528.30	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		하부	12	786.4	791.7	2069.91	2.00	2.37	H19	150	573.00	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1167	H32 - 8.0EA	125	460.184	O.K	3.681
		좌측 (하면)	1	1020	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1020	H29 - 8.0EA	125	284.802	O.K	2.278
		우측 (상면)	3	1167	H32 - 8.0EA	125	460.183	O.K	3.681
		우측 (하면)	3	1020	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	920	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	692.808	O.K	5.542
		중앙부	5	1020	H32 - 8.0EA	125	404.983	O.K	3.240
		우측 (상면)	6	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	920	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	692.808	O.K	5.542
좌측벽체	1층	상부	7	1367	H32 - 8.0EA	125	339.253	O.K	2.714
		상부	7	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1200	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	263.069	O.K	2.105
		중앙부	8	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1120	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	754.075	O.K	6.033
		하부	9	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-

우측벽체	1층	상부	10	1367	H32 - 8.0EA	125	339.253	O.K	2.714
		상부	10	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1200	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	263.069	O.K	2.105
		중앙부	11	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1120	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	754.076	O.K	6.033
		하부	12	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp A BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 6.110 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

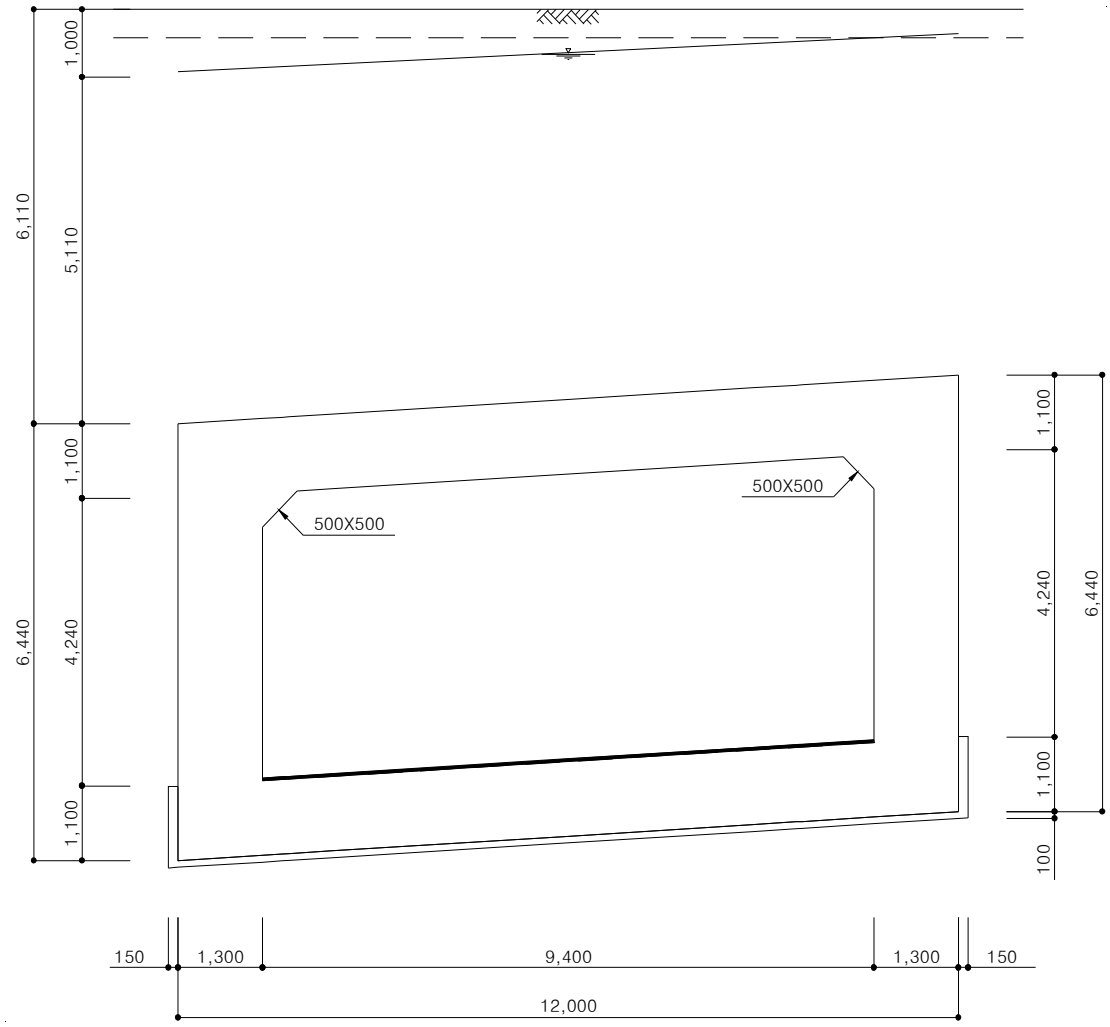
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
6,110
5,110
1,100
6,440
4,240
1,100
500X500
500X500
1,100
4,240
6,440
1,100
100
150
1,300
9,400
1,300
150
12,000

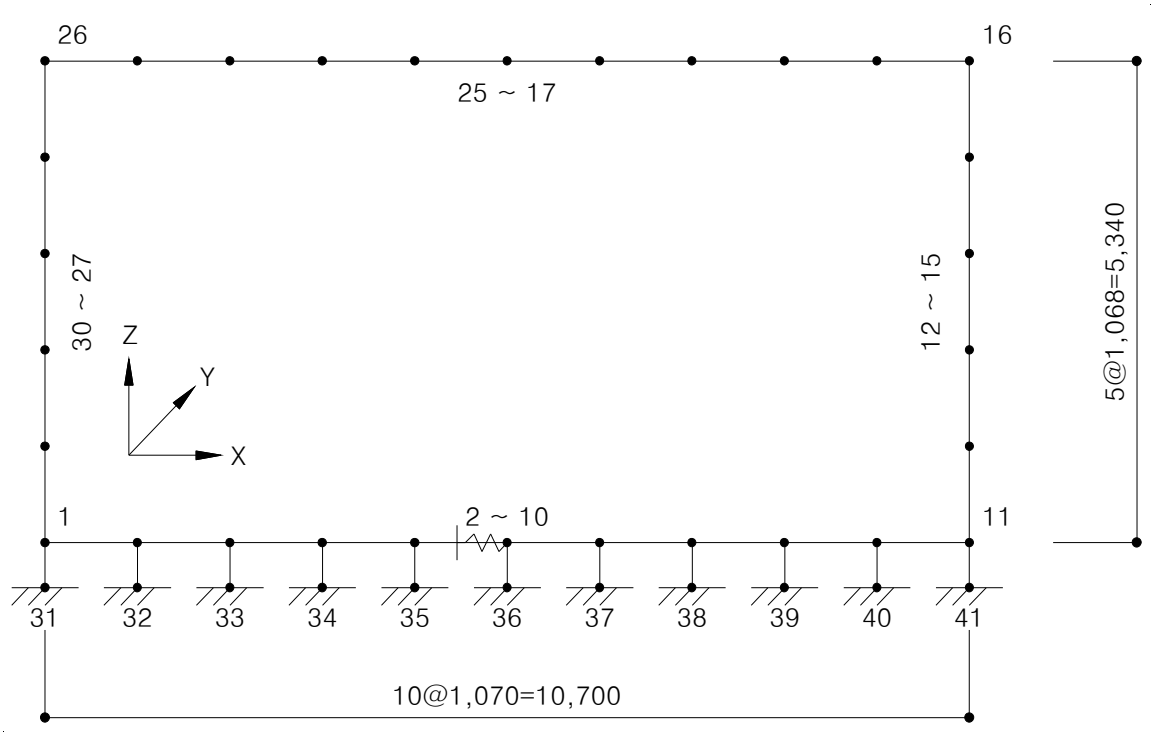
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

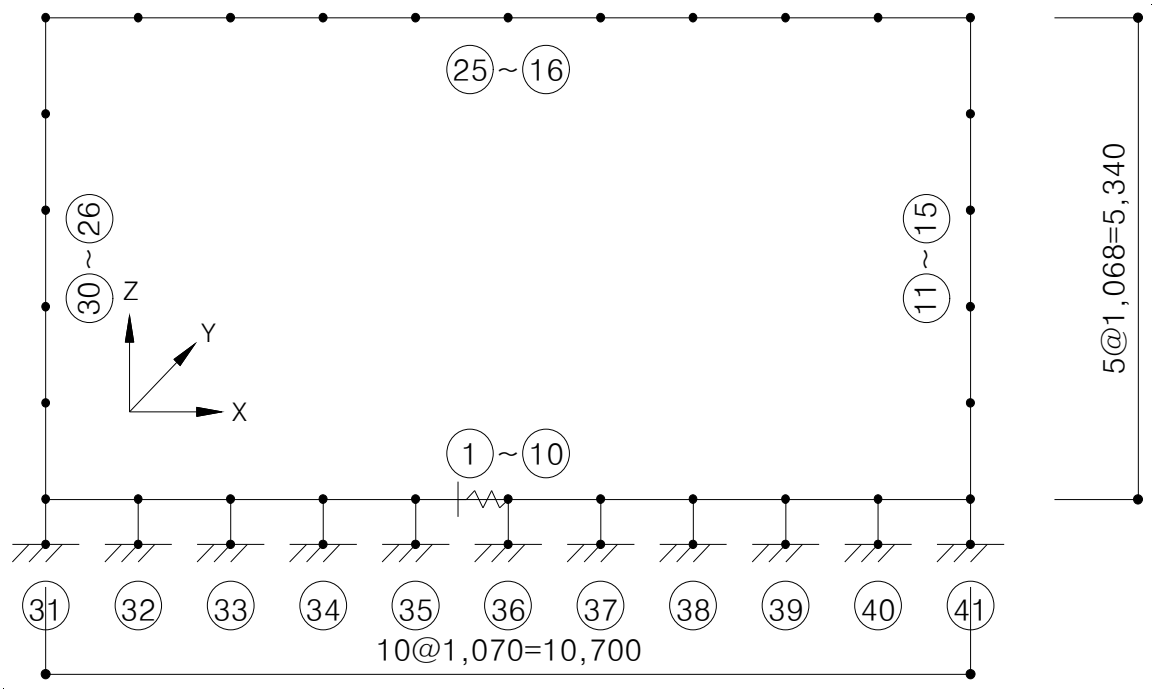
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

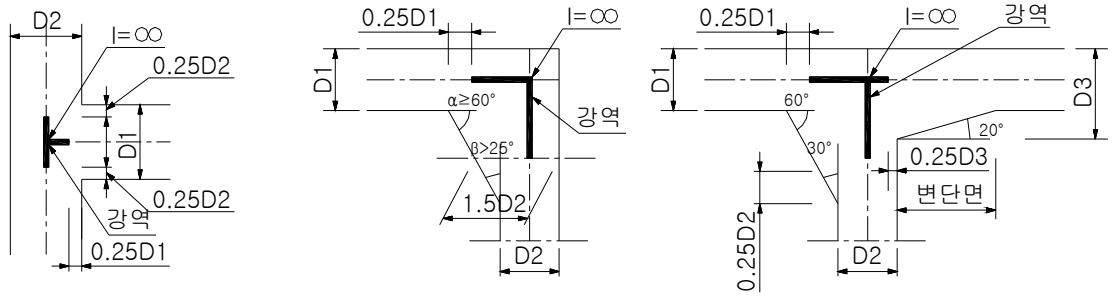
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	1~10,16~25
2	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	11~15,26~30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.280	5.840
2	1.070	0.500	23	3.210	5.840
3	2.140	0.500	24	2.140	5.840
4	3.210	0.500	25	1.070	5.840
5	4.280	0.500	26	0.000	5.840
6	5.350	0.500	27	0.000	4.772
7	6.420	0.500	28	0.000	3.704
8	7.490	0.500	29	0.000	2.636
9	8.560	0.500	30	0.000	1.568
10	9.630	0.500	31	0.000	0.000
11	10.700	0.500	32	1.070	0.000
12	10.700	1.568	33	2.140	0.000
13	10.700	2.636	34	3.210	0.000
14	10.700	3.704	35	4.280	0.000
15	10.700	4.772	36	5.350	0.000
16	10.700	5.840	37	6.420	0.000
17	9.630	5.840	38	7.490	0.000
18	8.560	5.840	39	8.560	0.000
19	7.490	5.840	40	9.630	0.000
20	6.420	5.840	41	10.700	0.000
21	5.350	5.840			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

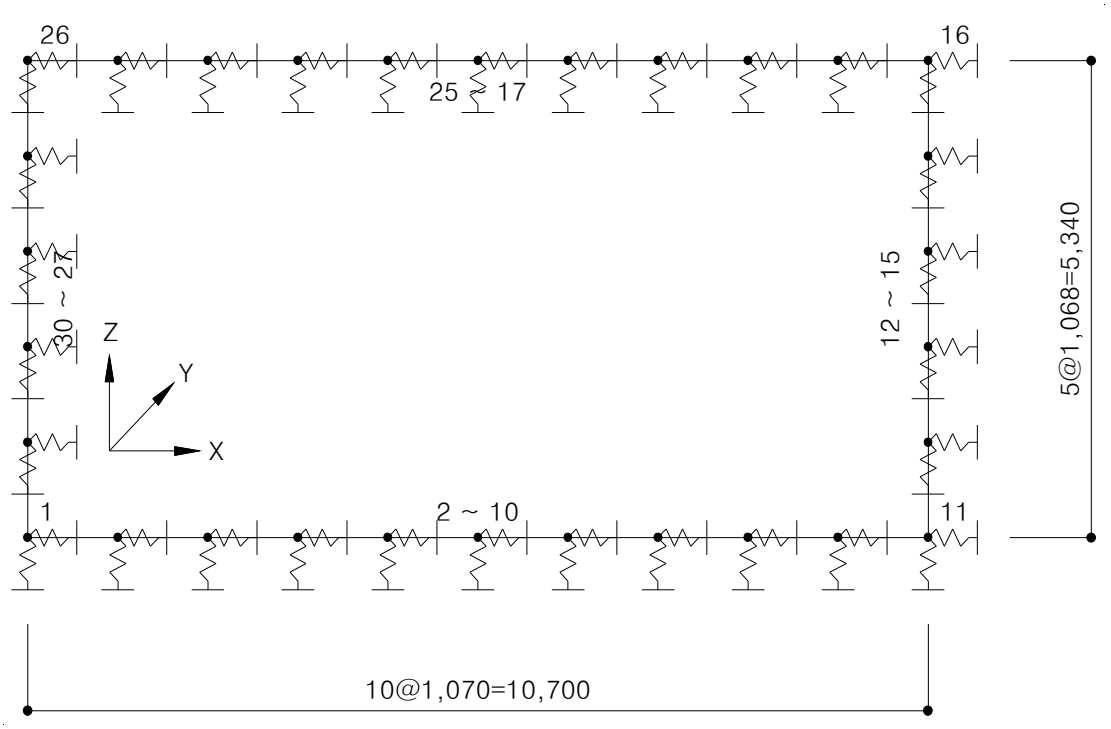
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

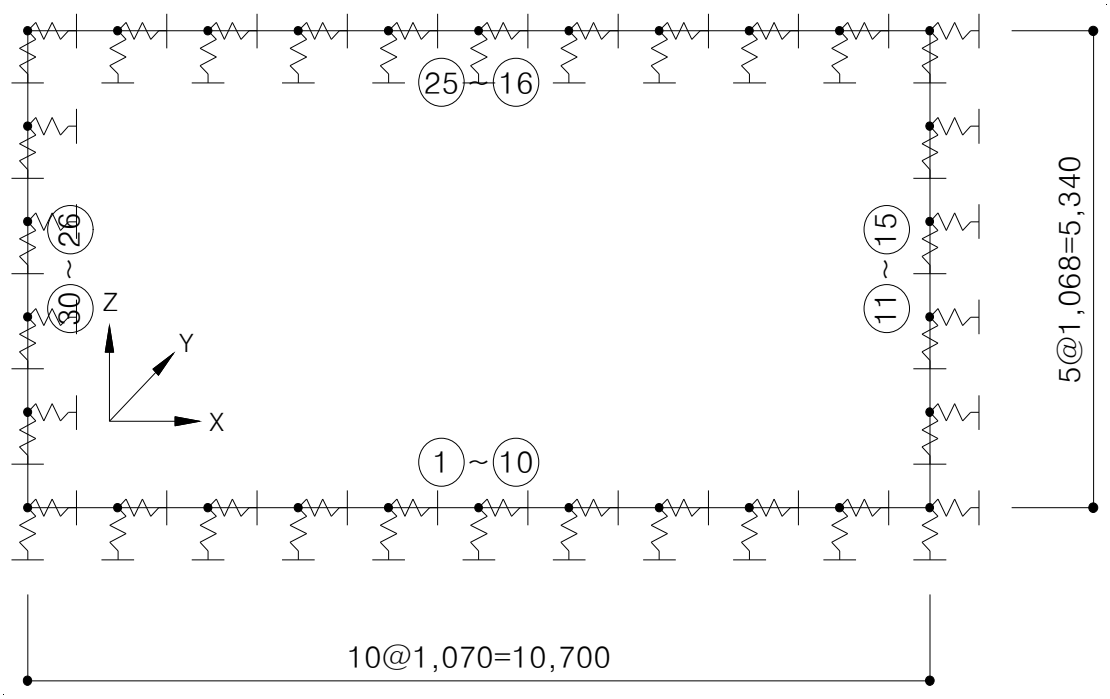
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

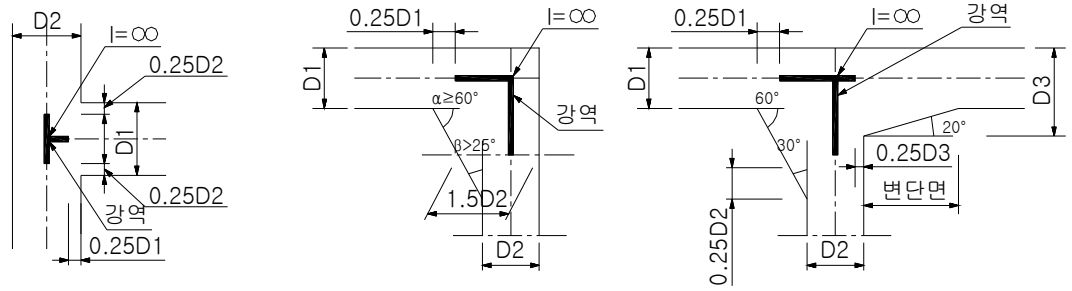
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	1~10,16~25
2	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	11~15,26~30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.700	5.340
2	1.070	0.000	17	9.630	5.340
3	2.140	0.000	18	8.560	5.340
4	3.210	0.000	19	7.490	5.340
5	4.280	0.000	20	6.420	5.340
6	5.350	0.000	21	5.350	5.340
7	6.420	0.000	22	4.280	5.340
8	7.490	0.000	23	3.210	5.340
9	8.560	0.000	24	2.140	5.340
10	9.630	0.000	25	1.070	5.340
11	10.700	0.000	26	0.000	5.340
12	10.700	1.068	27	0.000	4.272
13	10.700	2.136	28	0.000	3.204
14	10.700	3.204	29	0.000	2.136
15	10.700	4.272	30	0.000	1.068

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B) = √(12.000 × 12.000) = 12.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (12.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 5867.81 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 6953 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 6279 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 15.307 ~ 1.569, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 209.7^2 = 89652.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 89652.0 = 236681.3 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 167.8^2 = 57404.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 57404.0 = 151546.6 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.000 × 12.000) = 12.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kv = 1577875.330 × (12.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 99203.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 99203.660 = 33067.89 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.000 × 12.000) = 12.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kv = 1577875.330 × (12.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 99203.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 99203.660 = 33067.89 kN/m³

(3) 측벽 : 제2도층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.440 × 6.440) = 6.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kh = $1577875.330 \times (6.440 / 0.3)^{-3/4}$ = 158215.57 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 158215.570 = 52738.52 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 106148 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 35383 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 168974 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 56325 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 106148 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 35383 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 117556 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 171506 kN/m	
Kv2	Kv x (1.070/2 + 1.300/2) = 117556 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 171506 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.000 × 12.000) = 12.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kv = 1010310.670 × (12.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 63519.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 63519.920 = 21173.31 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.000 × 12.000) = 12.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kv = 1010310.670 × (12.000 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 63519.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 63519.920 = 21173.31 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.440 × 6.440) = 6.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kh = 1010310.670 × (6.440 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 101305.14 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 101305.140 = 33768.38 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 67966 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 22655 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 108194 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 36065 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 67966 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 22655 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 75271 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 109815 kN/m	
Kv2	Kv x (1.070/2 + 1.300/2) = 75271 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 109815 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 5.610 × 19.00		= 106.590	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 118.090	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 5.110 × 10.00		= 51.100	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 72.100	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 6.110m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.500 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 6.160 × 19.000) × 0.500 = 64.270 kN/m²
Wh2 = 64.270 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 74.416 kN/m²
Wh3 = 74.416 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 84.562 kN/m²
Wh4 = 84.562 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 94.708 kN/m²
Wh5 = 94.708 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 104.854 kN/m²
Wh6 = 104.854 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 115.000 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 5.660 × 10.000 = 38.800 kN/m²
Wh2 = 38.800 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 44.140 kN/m²
Wh3 = 44.140 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 49.480 kN/m²
Wh4 = 49.480 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 54.820 kN/m²
Wh5 = 54.820 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 60.160 kN/m²
Wh6 = 60.160 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 65.500 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 5.110 × 10.000 = 51.100 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 5.660 × 10.000 = 56.600 kN/m²
Ww3 = 56.600 + 1.068 × 10.000 = 67.280 kN/m²
Ww4 = 67.280 + 1.068 × 10.000 = 77.960 kN/m²
Ww5 = 77.960 + 1.068 × 10.000 = 88.640 kN/m²
Ww6 = 88.640 + 1.068 × 10.000 = 99.320 kN/m²
Ww7 = 99.320 + 1.068 × 10.000 = 110.000 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (6.110 + 6.440 - 1.000) × 10.000 = 115.500 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.738	248.600	198.900	19.000	0.012	0.015
매립토	3.700	166.400	133.100	18.000	0.089	0.111
퇴적토	9.300	209.700	167.800	20.000	0.177	0.222
자갈	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화토	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
풍화암	1.500	294.700	235.800	20.000	0.020	0.025
연암	3.762	248.600	198.900	20.000	0.061	0.076
계					0.508	0.636

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.508 = 0.635	1.25 Tg' = 1.25 × 0.636 = 0.795

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

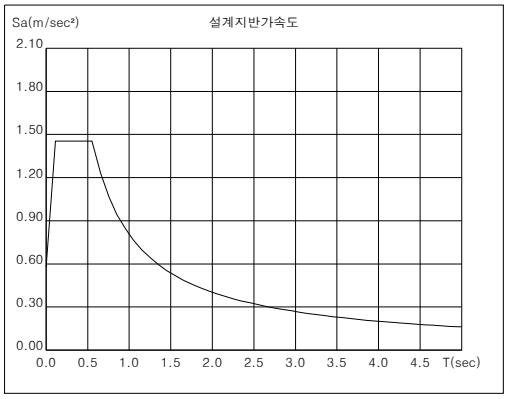
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.268 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.074 m/s²

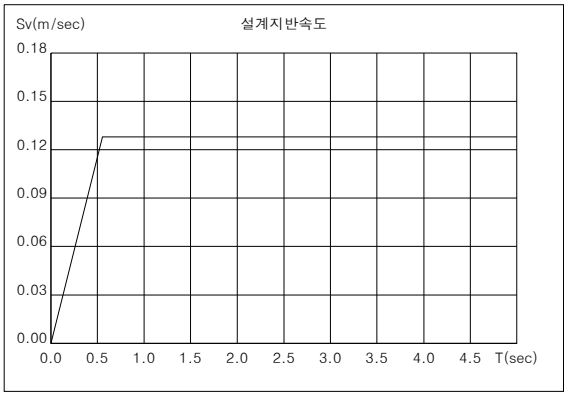
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.635 / 2π × 1.268 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.795 / 2π × 2.074 = 0.262 m/s

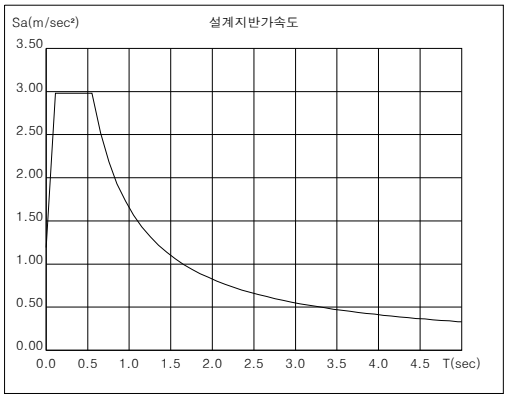
6) 설계응답 응답스펙트럼

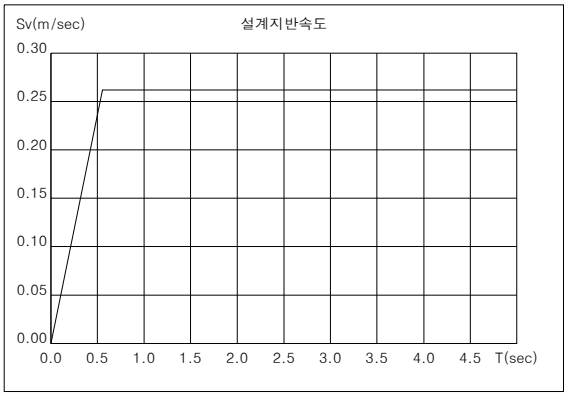
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 6.660 m
- 하부슬래브 EL. = 12.000 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.635 \times \cos(\pi \times 6.660 / (2 \times 30.000)) = 0.015479$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.635 \times \cos(\pi \times 12.000 / (2 \times 30.000)) = 0.013325$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.795 \times \cos(\pi \times 6.660 / (2 \times 30.000)) = 0.039668$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.795 \times \cos(\pi \times 12.000 / (2 \times 30.000)) = 0.034147$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 33067.890 \times (0.015479 - 0.013325) = 71.228\ kN/m^2$	$Po = 21173.310 \times (0.039668 - 0.034147) = 116.898\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
6.660	158215.570	0.015479	0.002154	340.796
7.728	158215.570	0.015141	0.001816	287.319
8.796	158215.570	0.014755	0.001430	226.248
9.864	158215.570	0.014322	0.000997	157.741
10.932	158215.570	0.013845	0.000520	82.272
12.000	158215.570	0.013325	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
6.660	101305.140	0.039668	0.005521	559.306
7.728	101305.140	0.038800	0.004653	471.373
8.796	101305.140	0.037810	0.003663	371.081
9.864	101305.140	0.036703	0.002556	258.936
10.932	101305.140	0.035481	0.001334	135.141
12.000	101305.140	0.034147	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	89652.000 × 0.000271 = 24.300	57404.000 × 0.000695 = 39.900
Vb	89652.000 × 0.000487 = 43.660	57404.000 × 0.001247 = 71.580
Vs	(24.300 + 43.660) / 2 = 33.980	(39.900 + 71.580) / 2 = 55.740

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×6.660) = 1.832	fu = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×6.660) = 4.505

② 하부슬래브

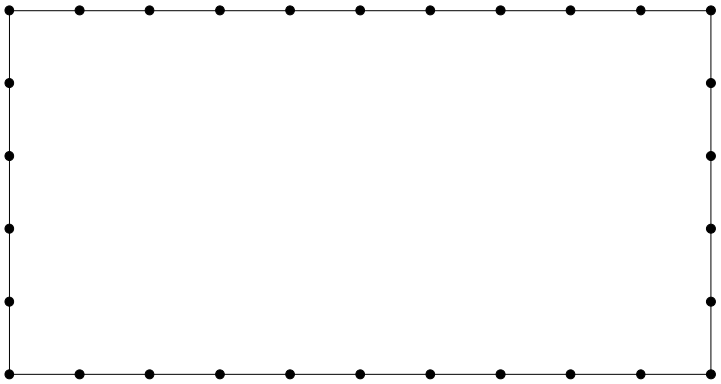
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.000) = 1.669	fb = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.000) = 4.104

③ 측벽

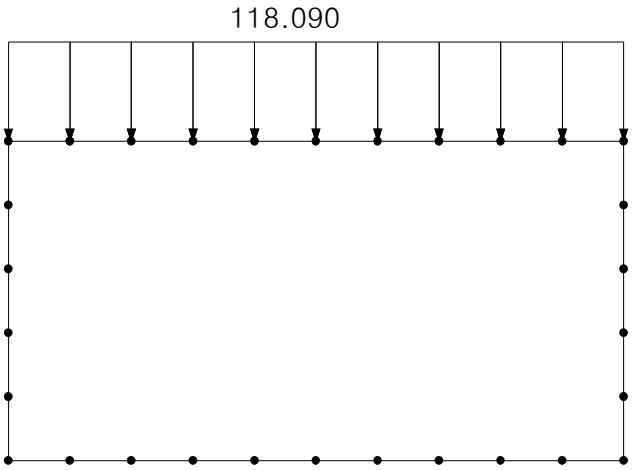
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×6.660) = 2.165	f1 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×6.660) = 5.324
f2 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×7.728) = 2.126	f2 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×7.728) = 5.229
f3 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×8.796) = 2.088	f3 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×8.796) = 5.135
f4 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×9.864) = 2.049	f4 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×9.864) = 5.040
f5 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×10.932) = 2.011	f5 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×10.932) = 4.945
f6 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×12.000) = 1.972	f6 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×12.000) = 4.850

10. 하 중 재 하 (상시)

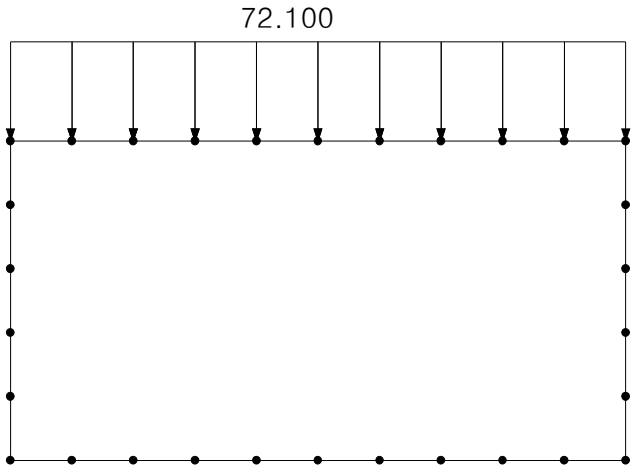
1) CASE1 - 구체자중(SW)



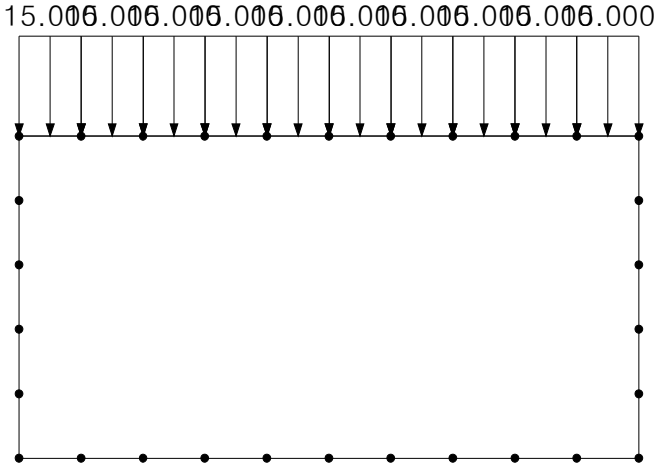
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



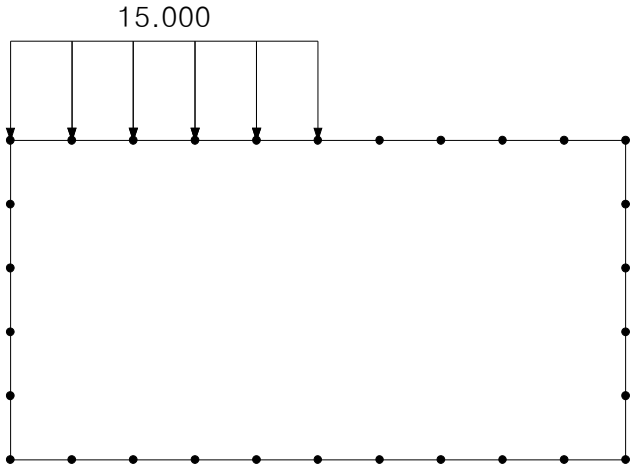
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



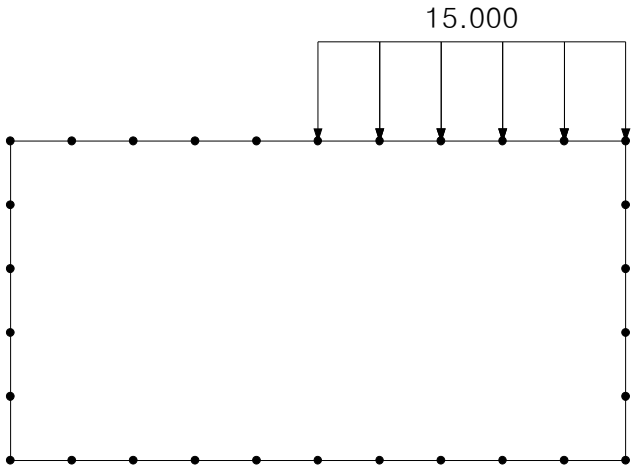
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



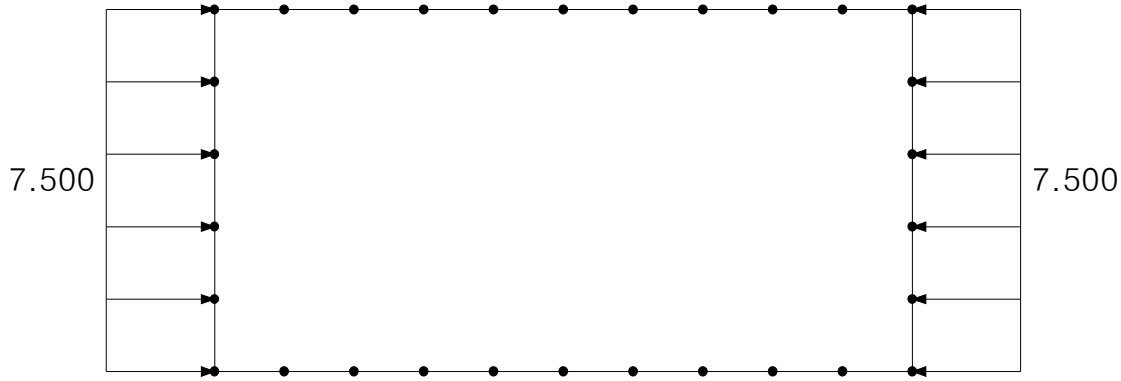
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



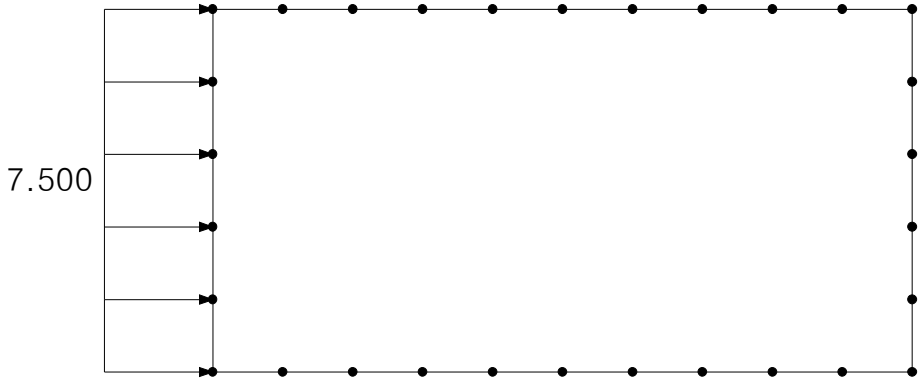
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



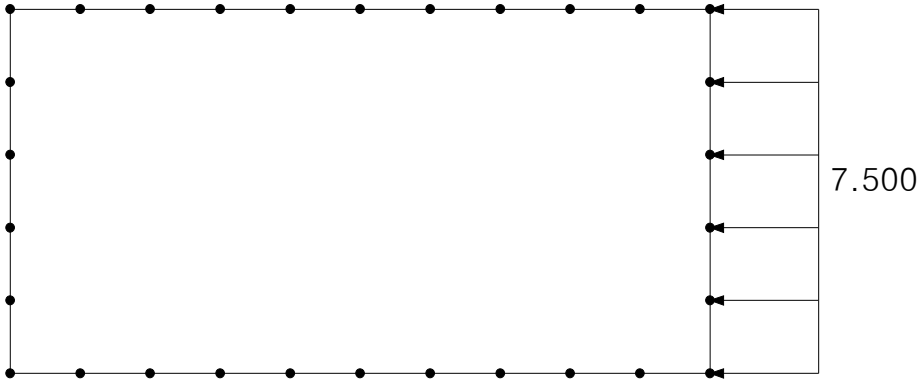
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



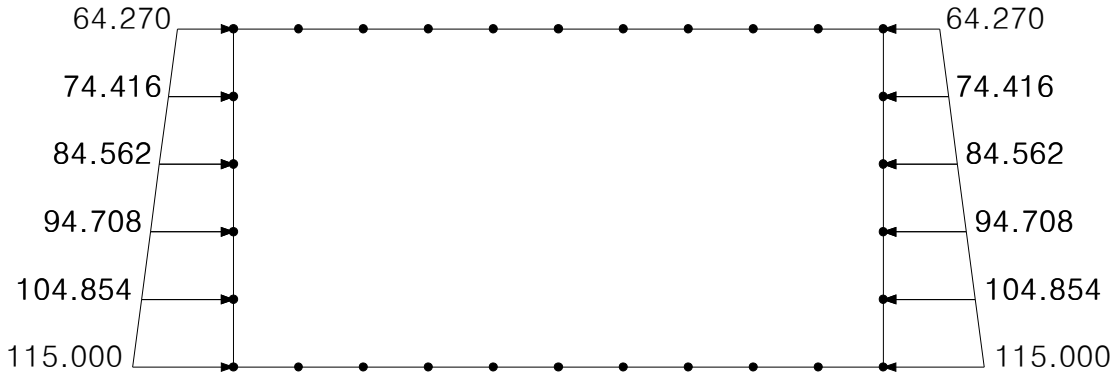
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



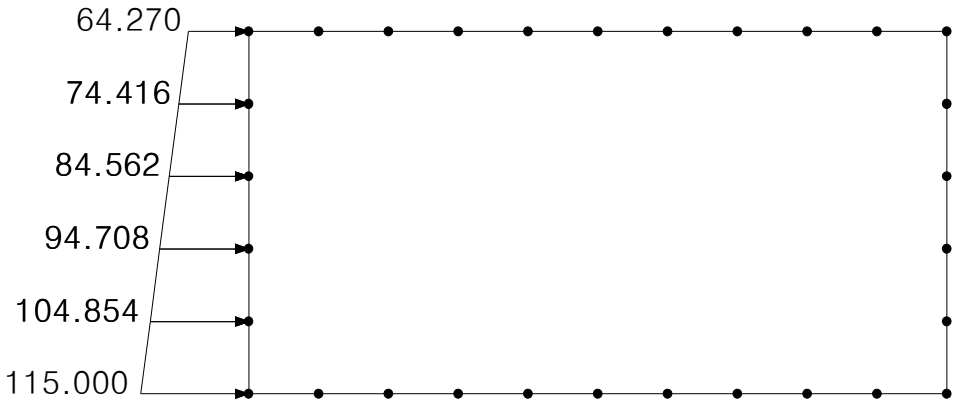
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



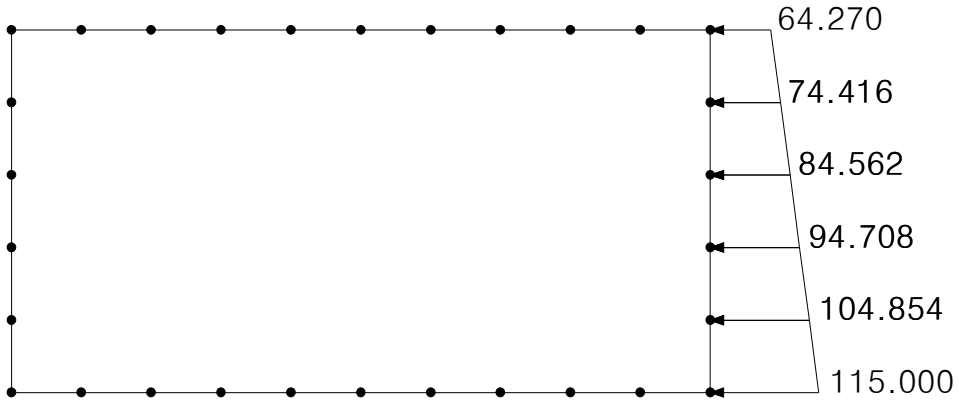
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



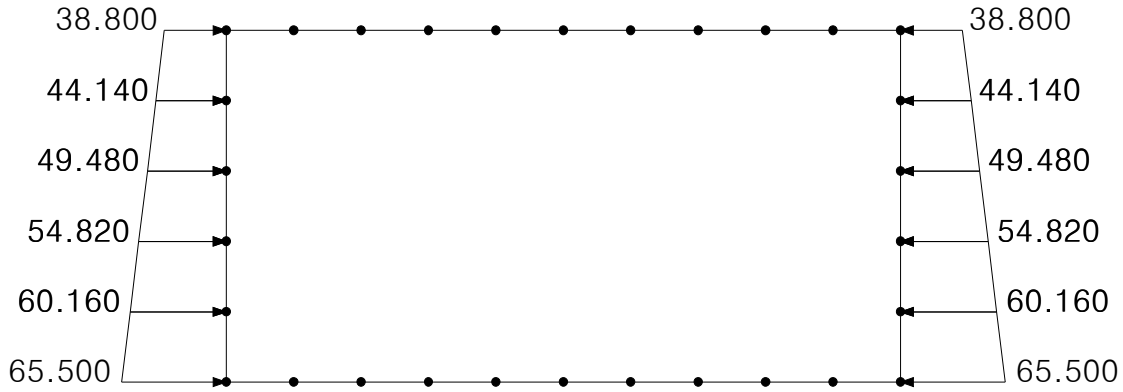
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



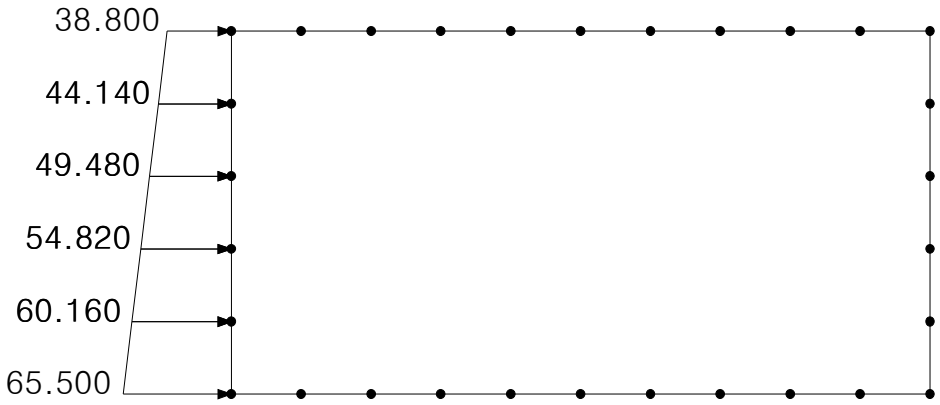
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



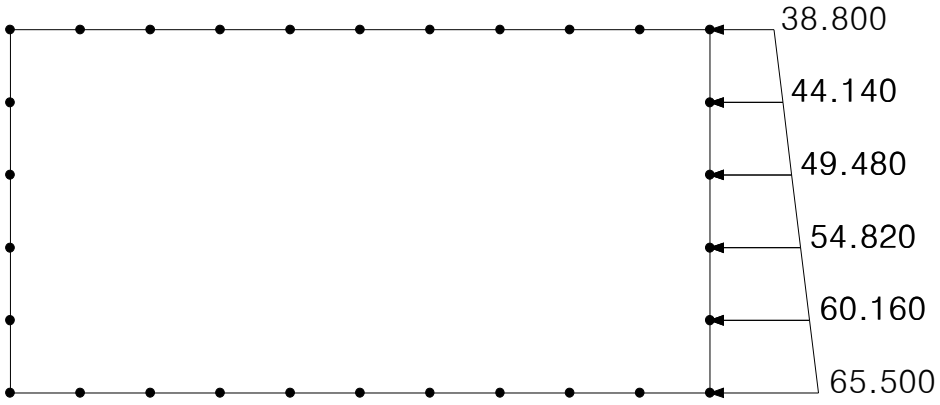
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



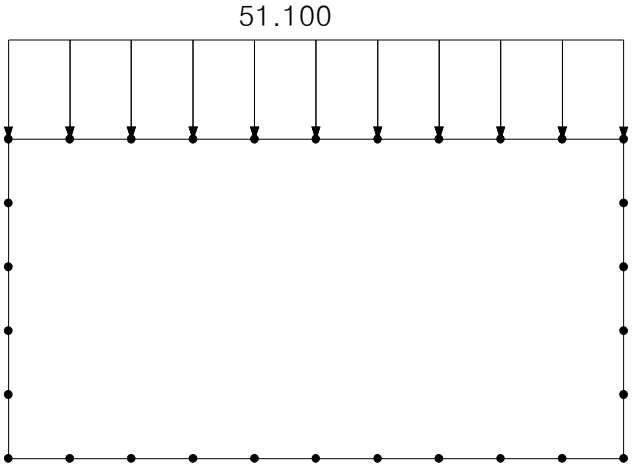
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



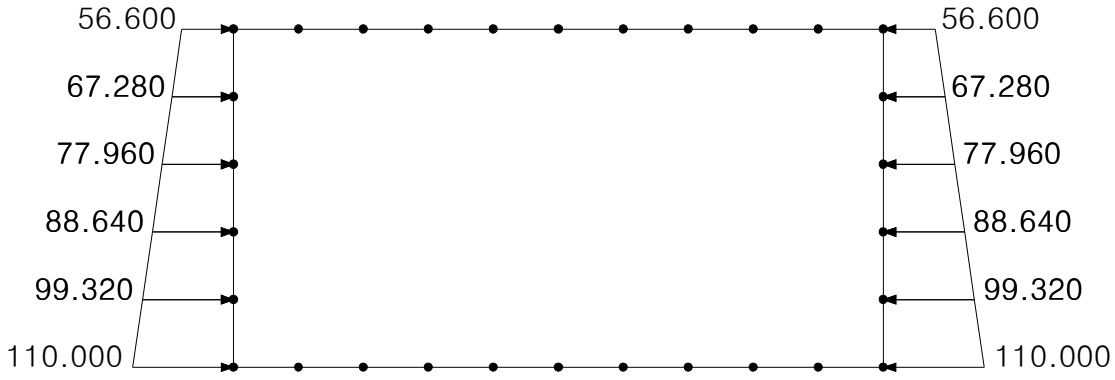
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



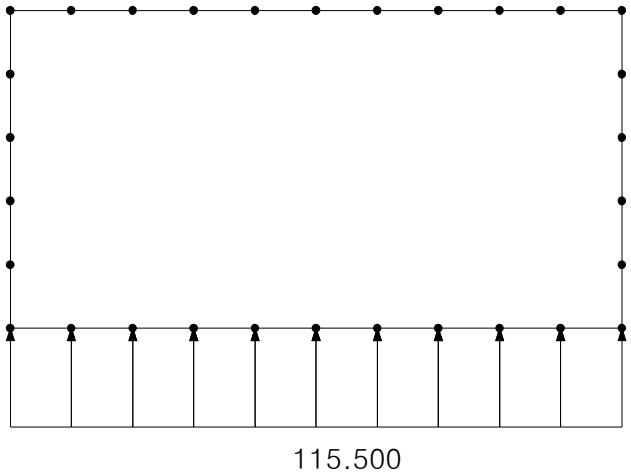
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



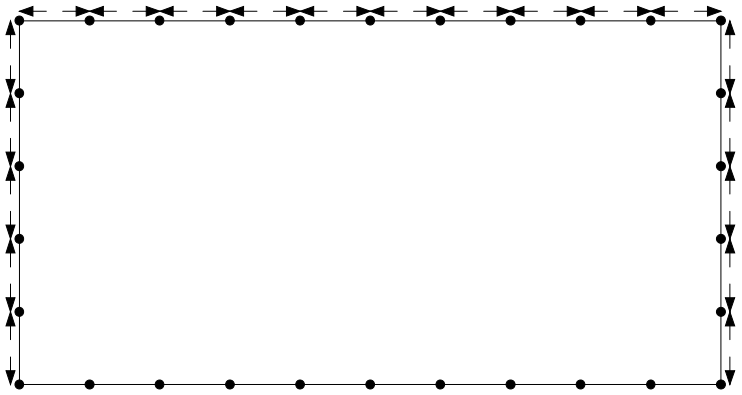
17) CASE17 - 수평수압(WATERH)



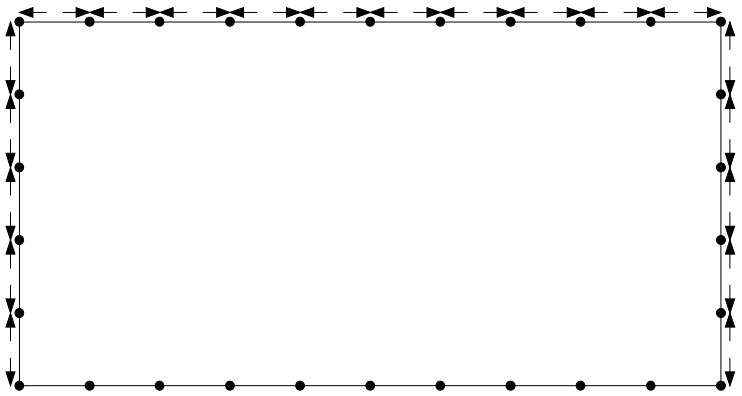
18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)



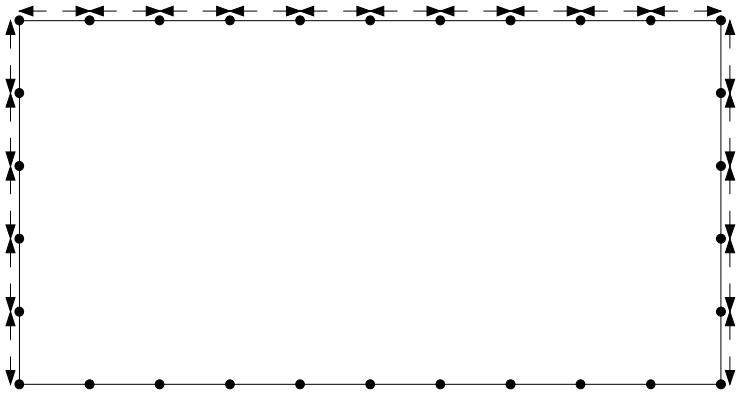
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

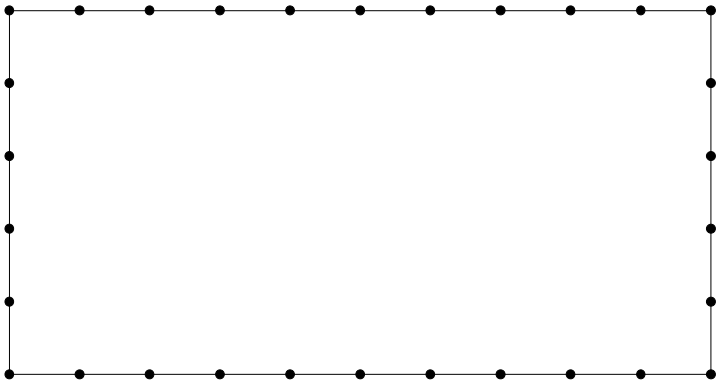


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

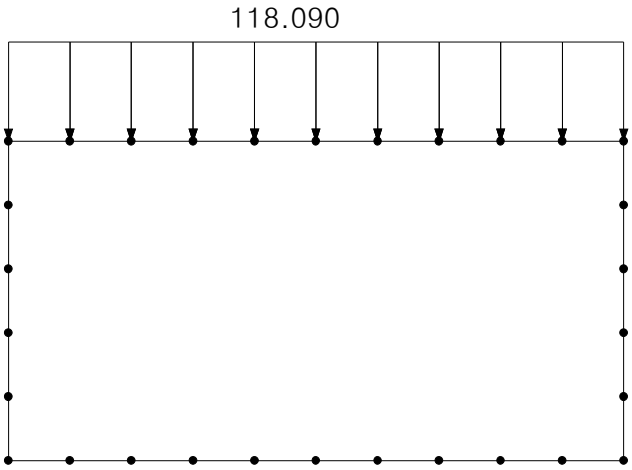


11. 하중 재하 (기능수행)

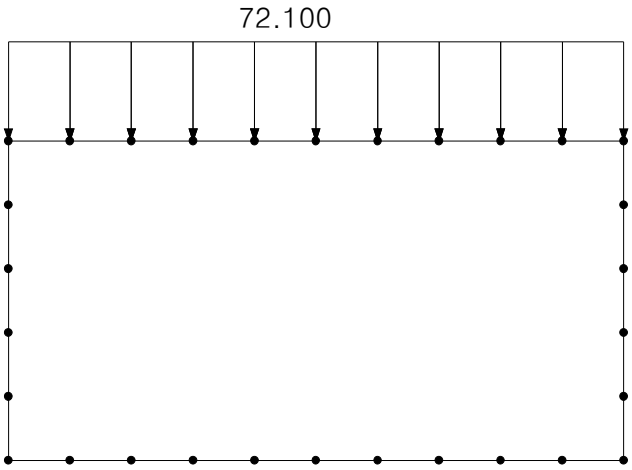
1) CASE1 - 구체자중(SW)



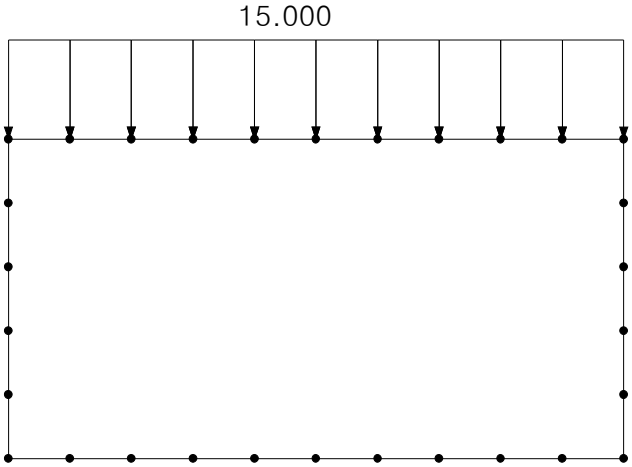
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



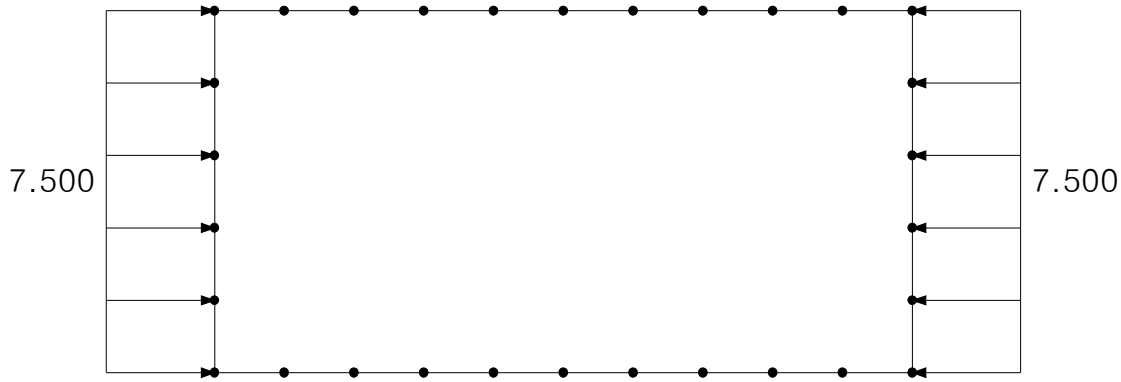
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



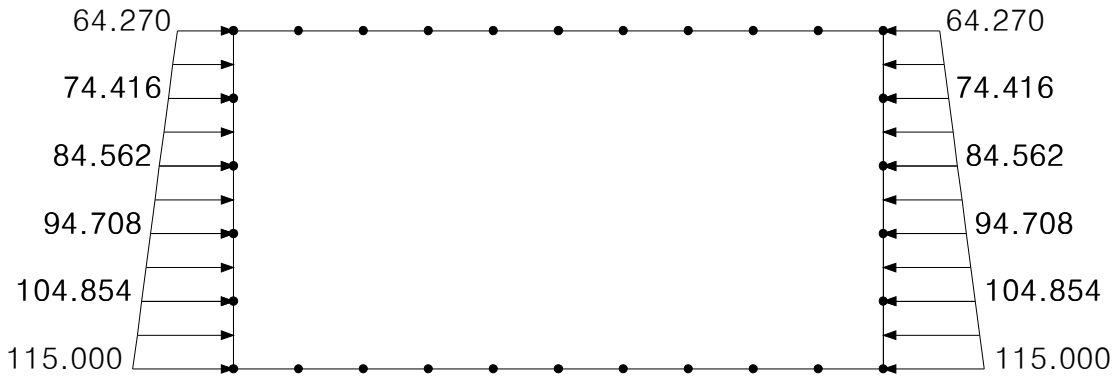
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



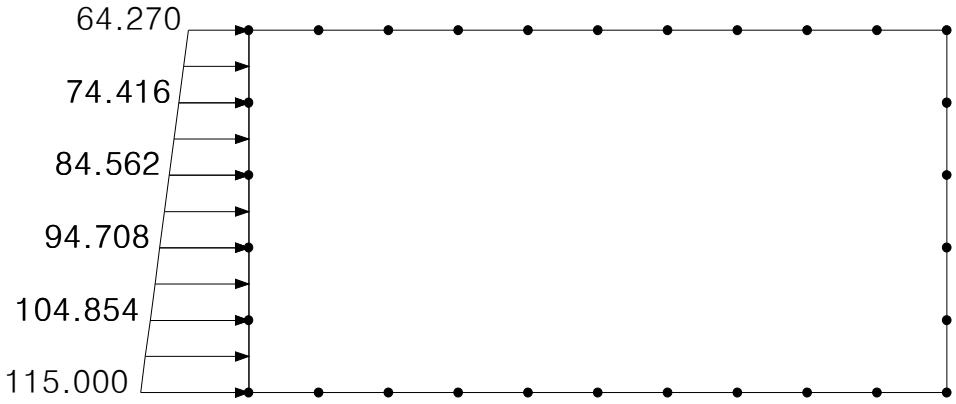
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



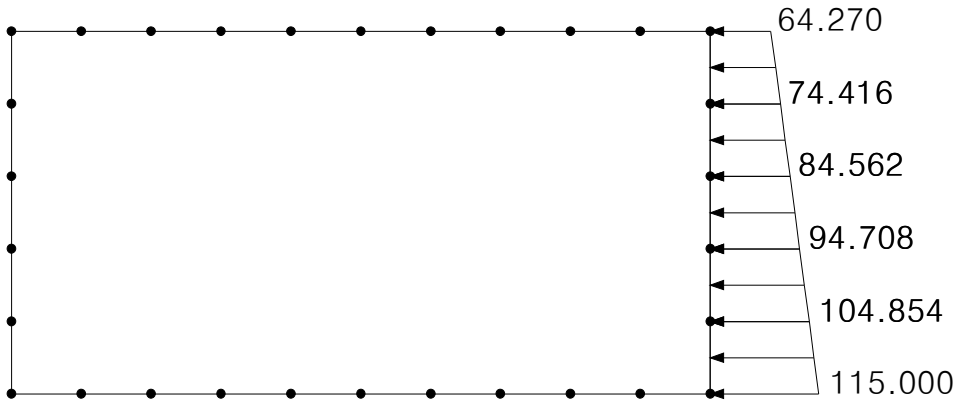
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



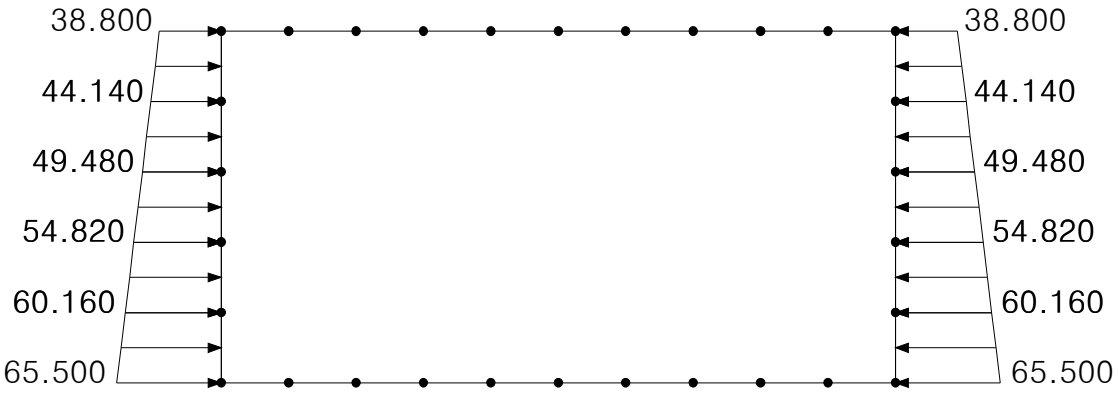
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



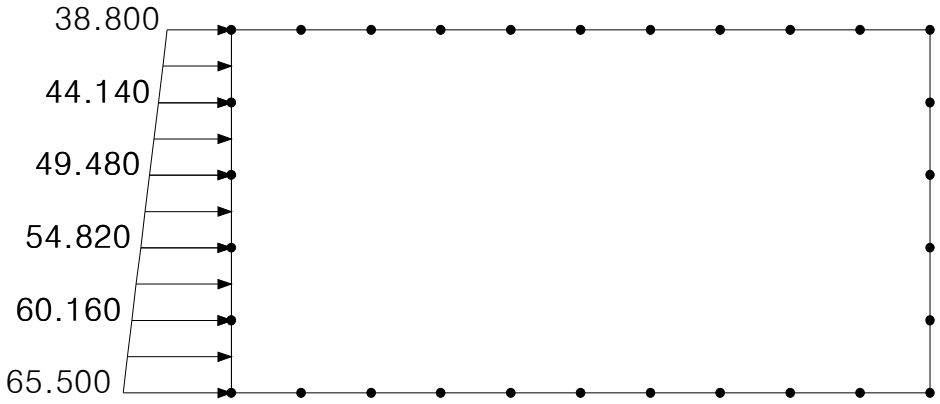
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



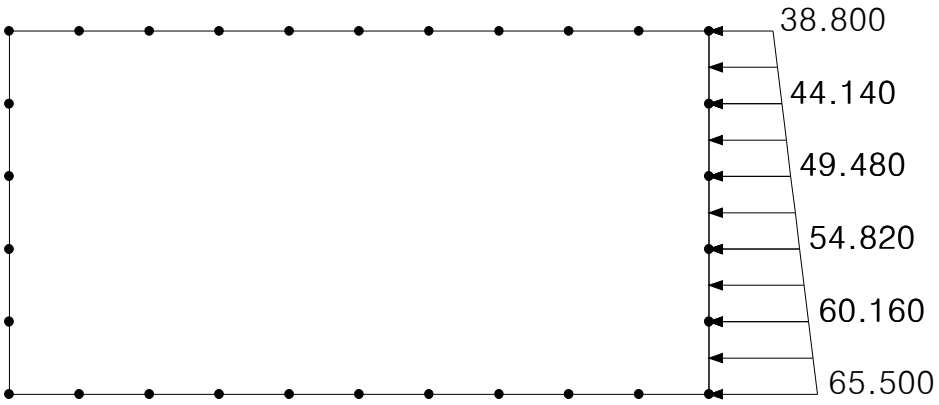
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



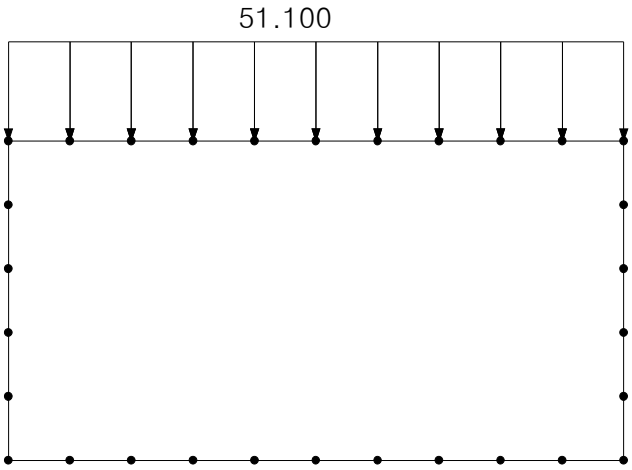
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



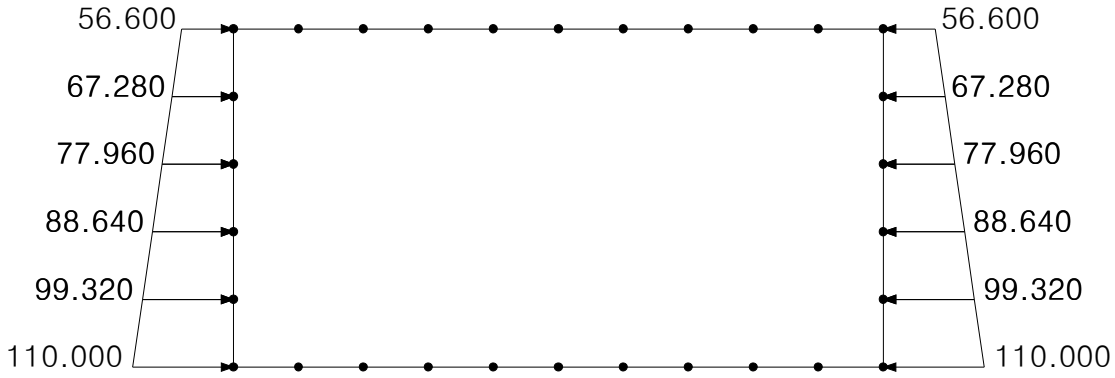
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



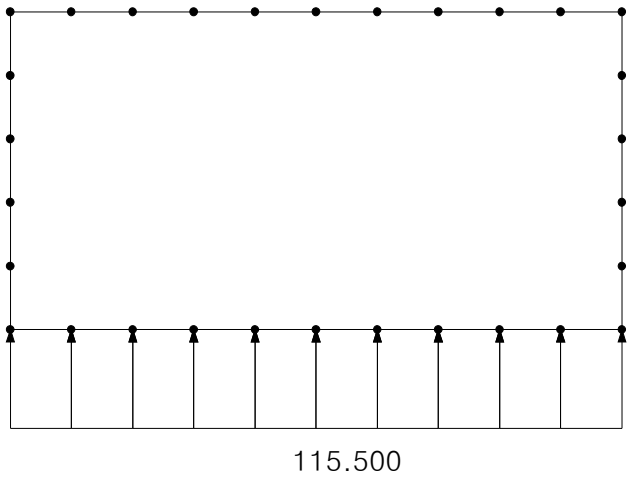
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

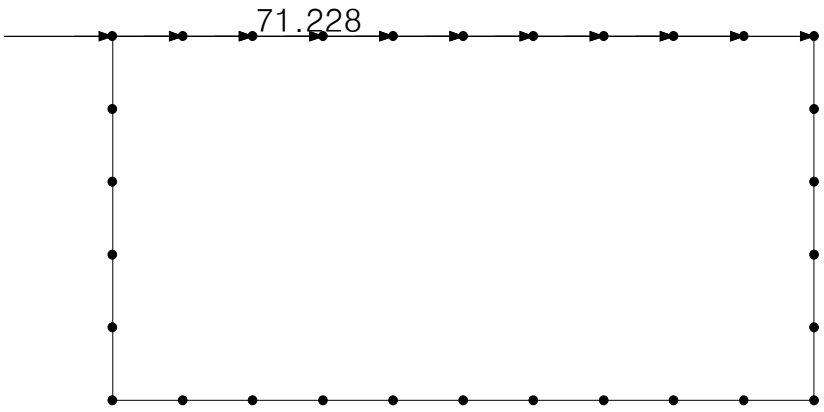


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

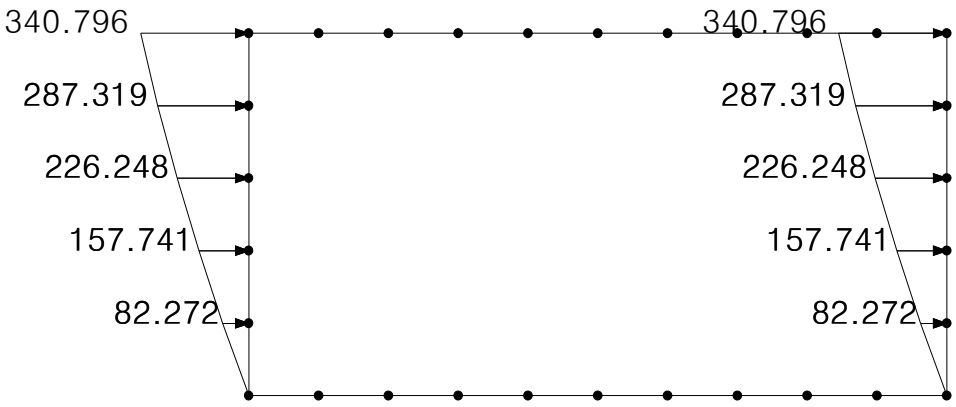


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

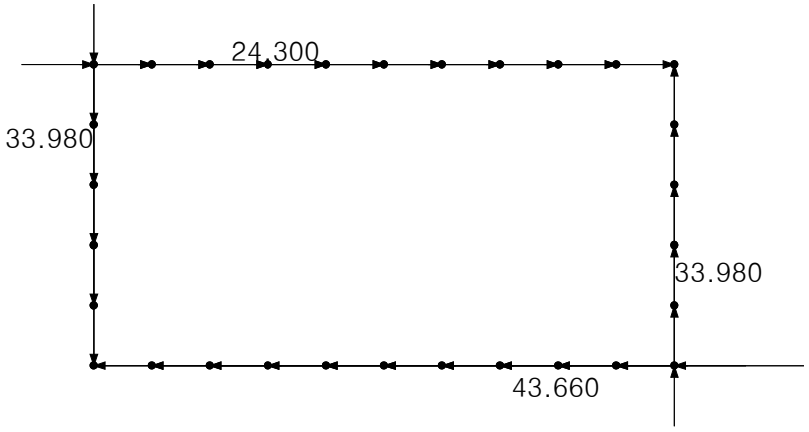
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



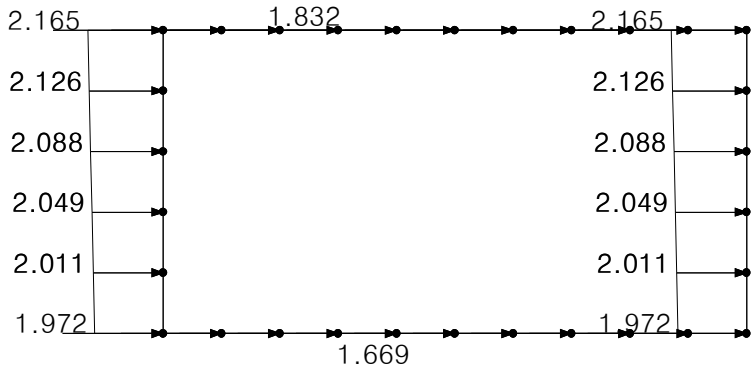
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

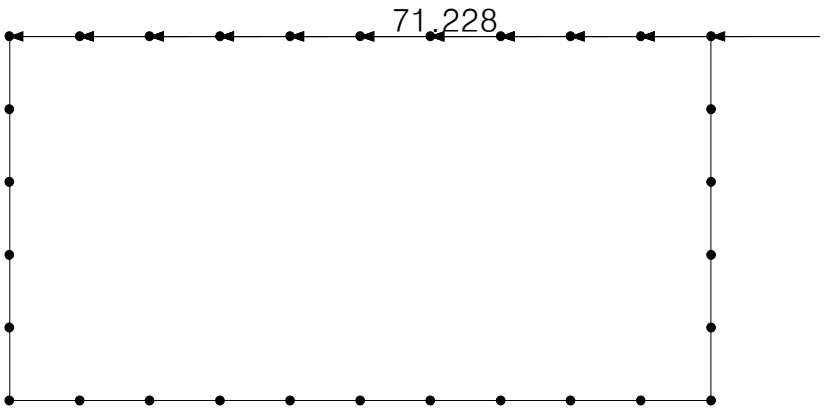


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

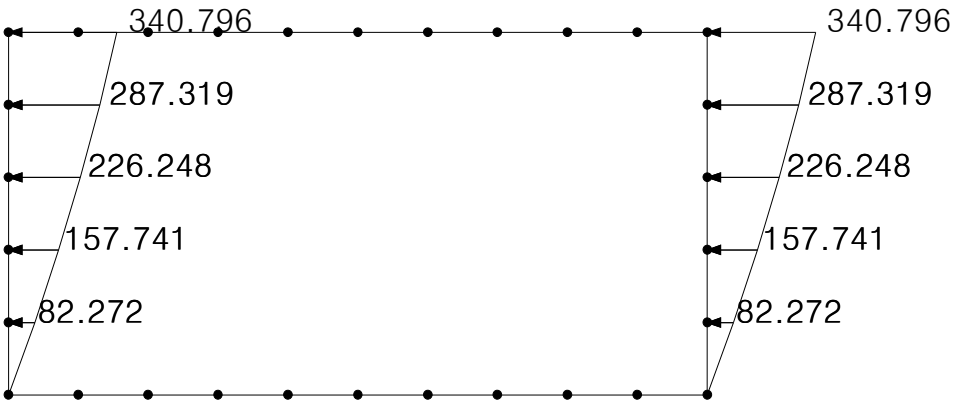


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

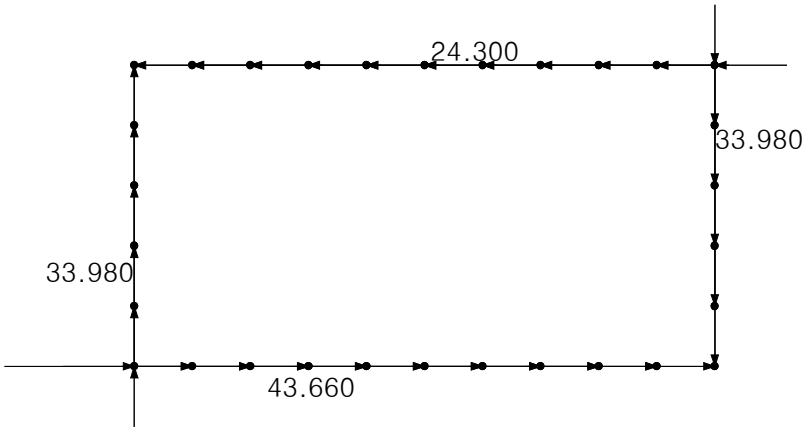
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



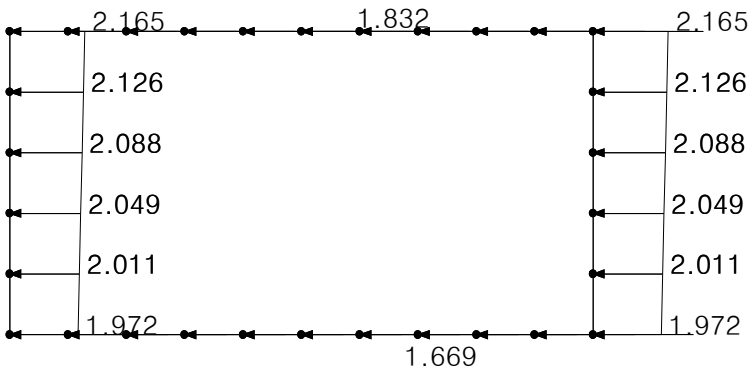
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

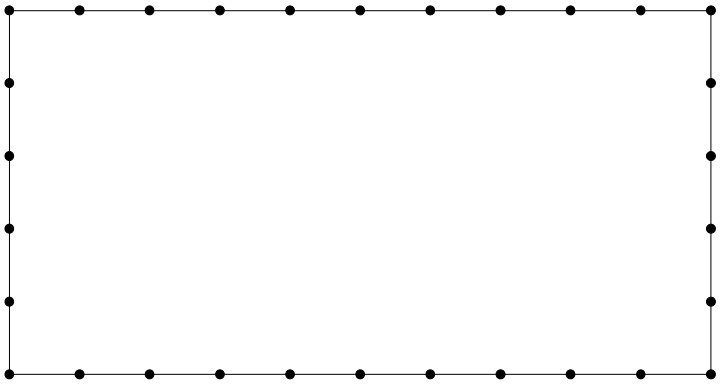


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

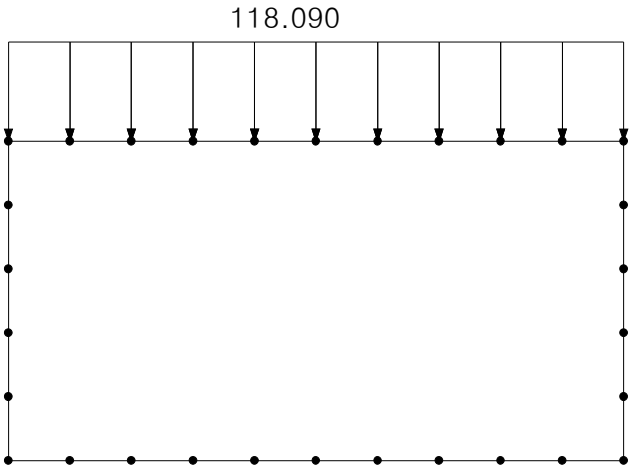


12. 하중 재하 (붕괴방지)

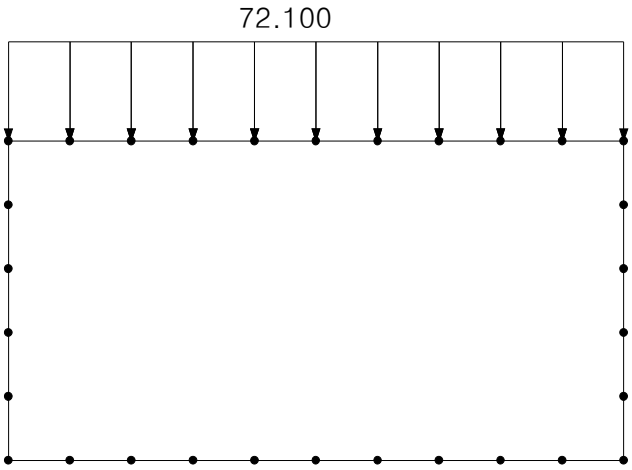
1) CASE1 - 구체자중(SW)



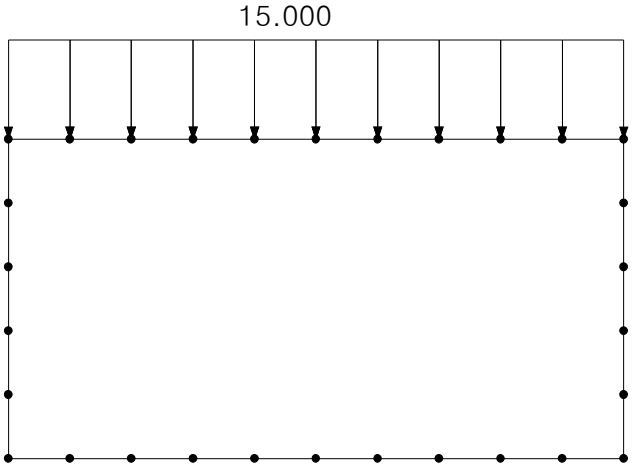
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



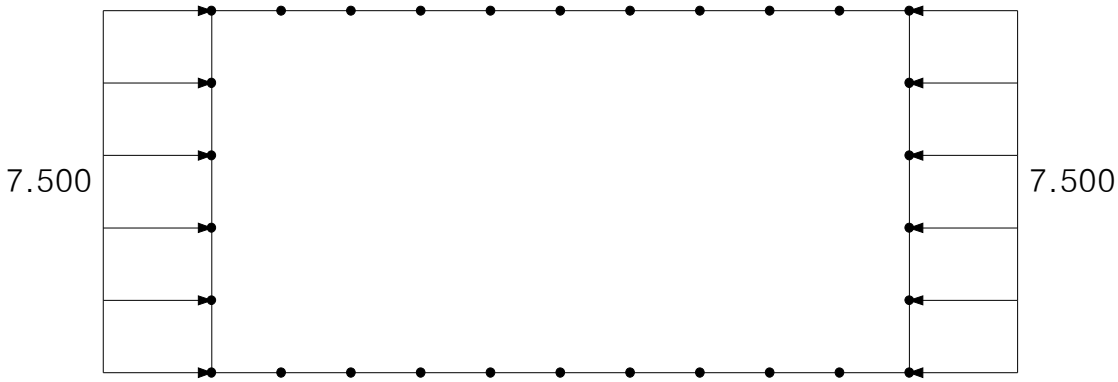
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



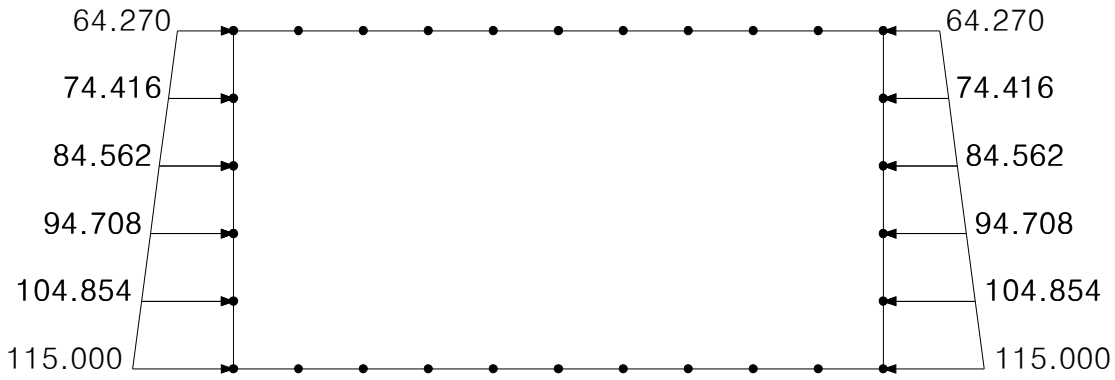
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



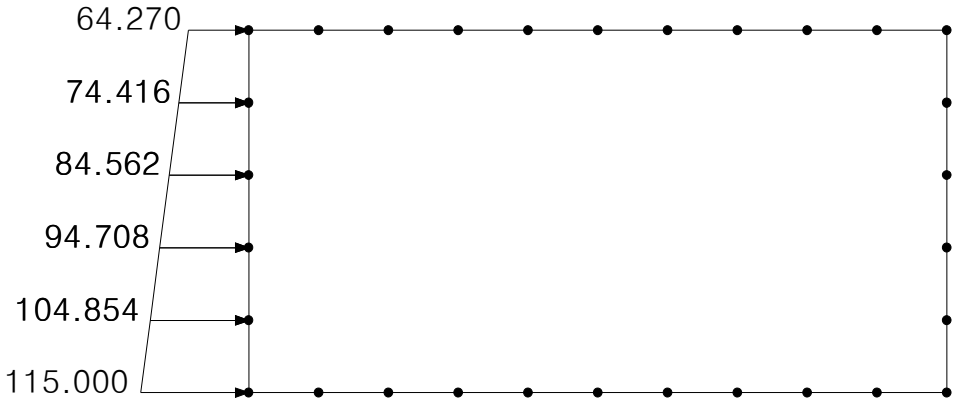
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



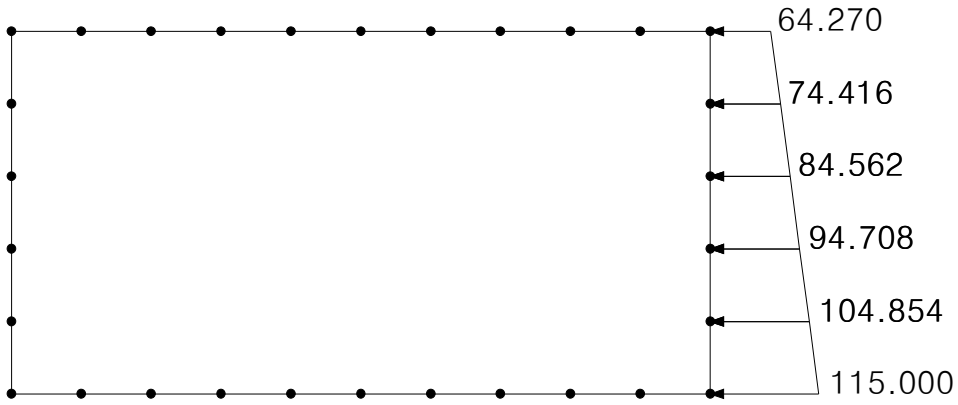
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



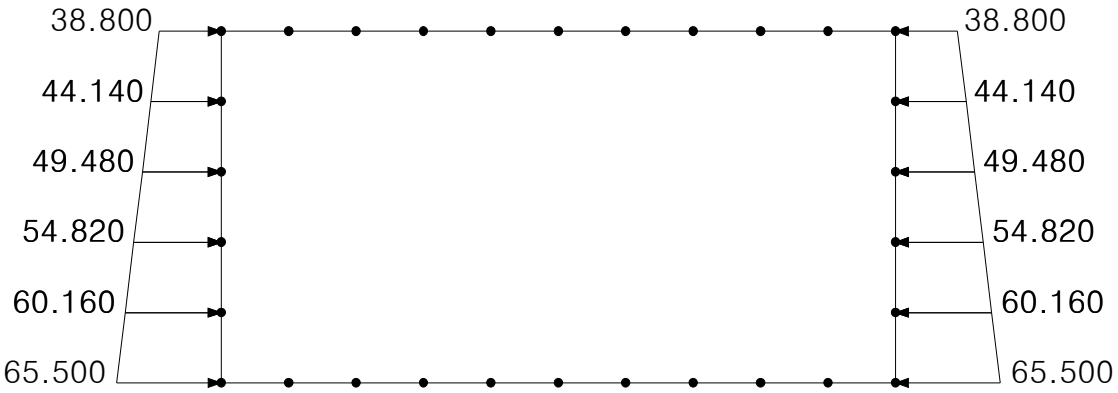
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



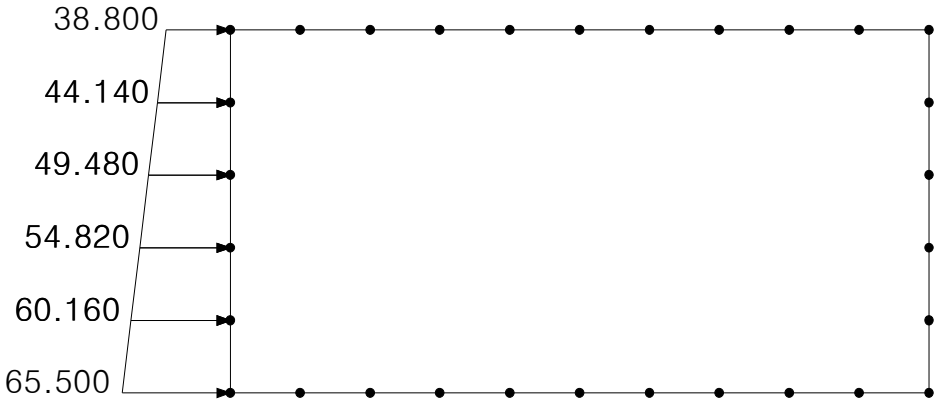
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



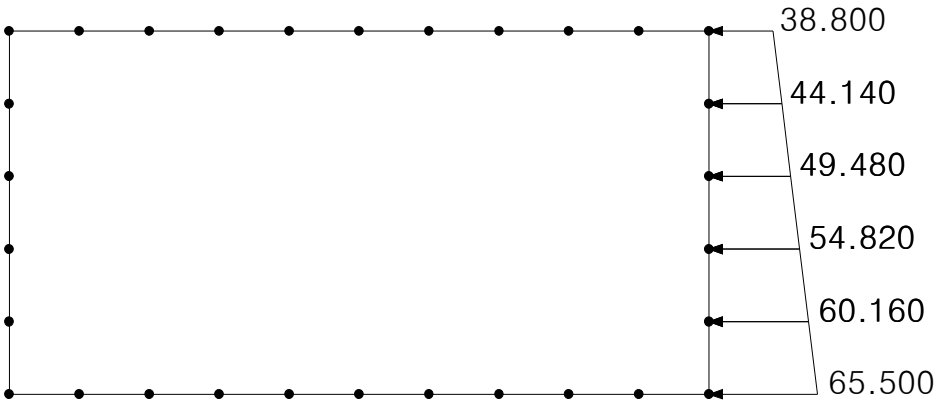
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



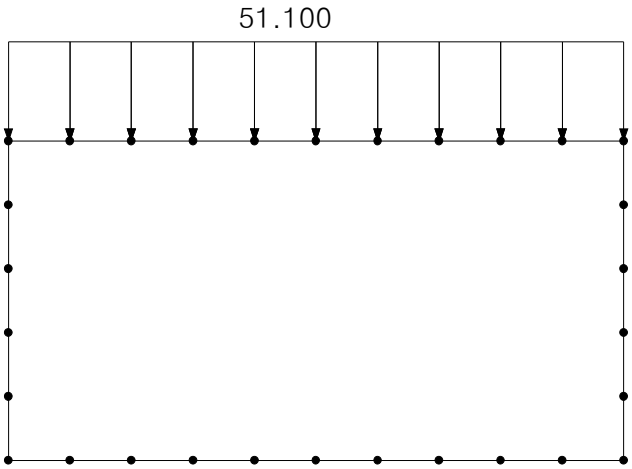
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



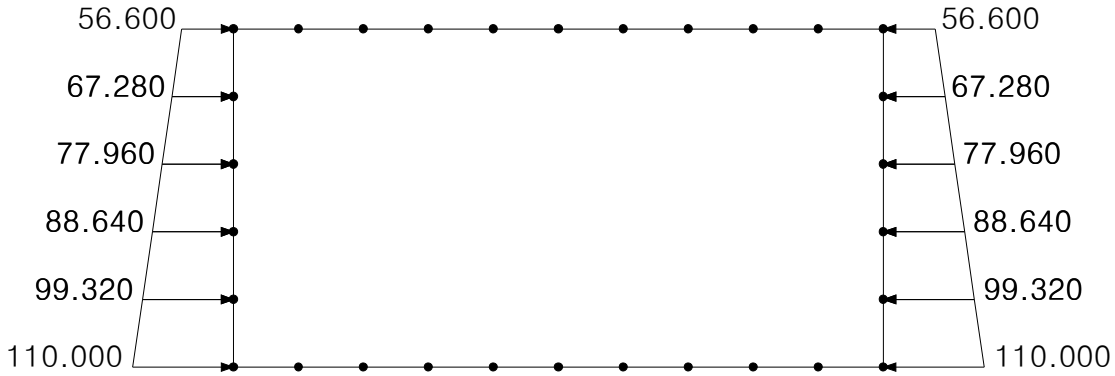
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



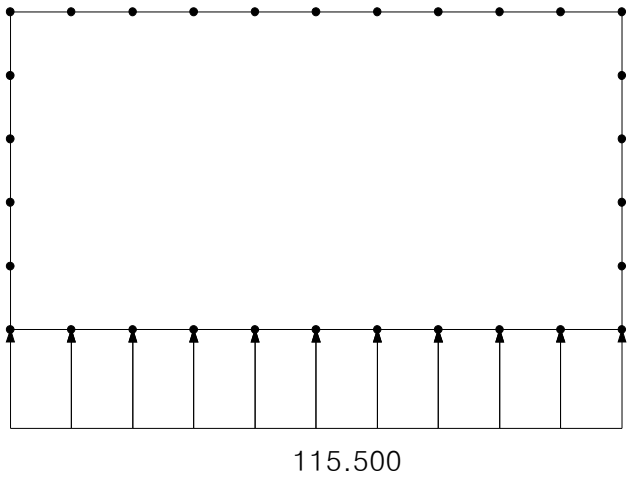
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

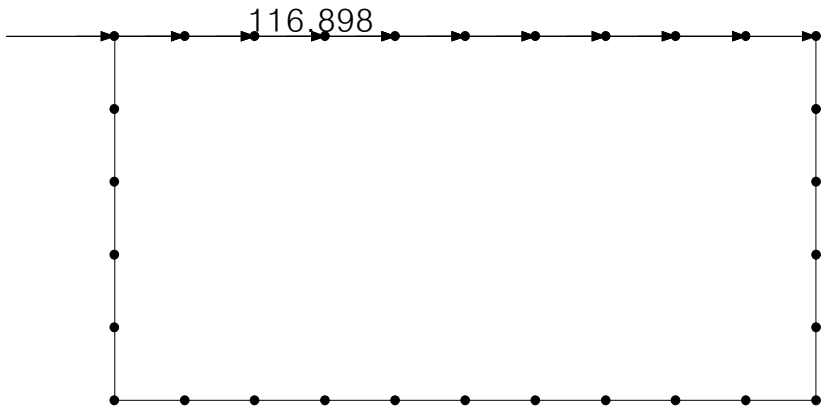


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

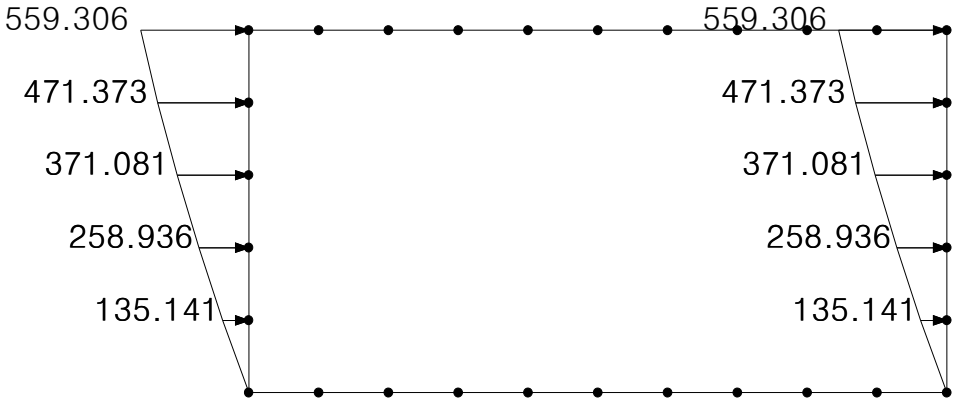


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

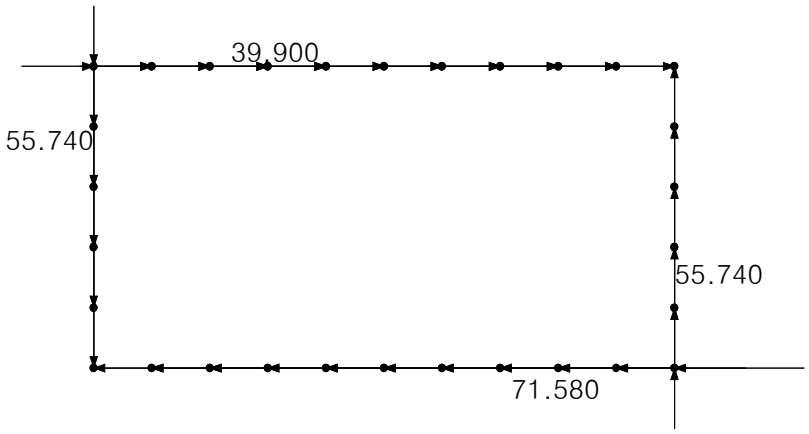
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



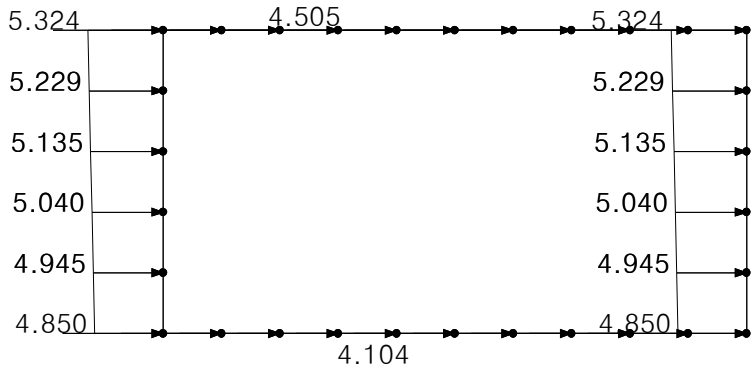
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

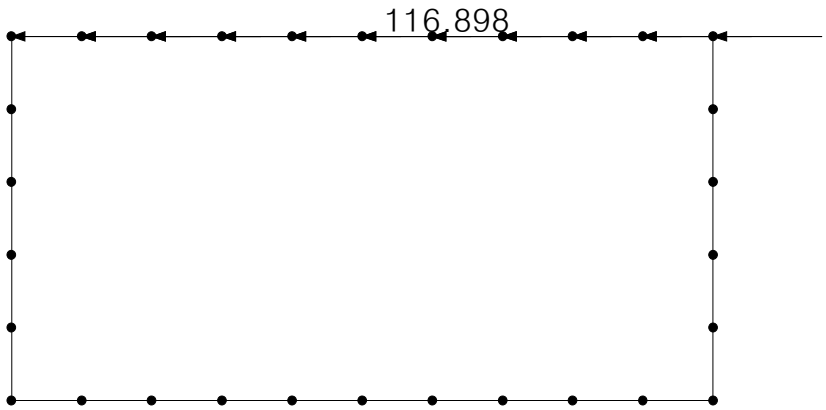


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

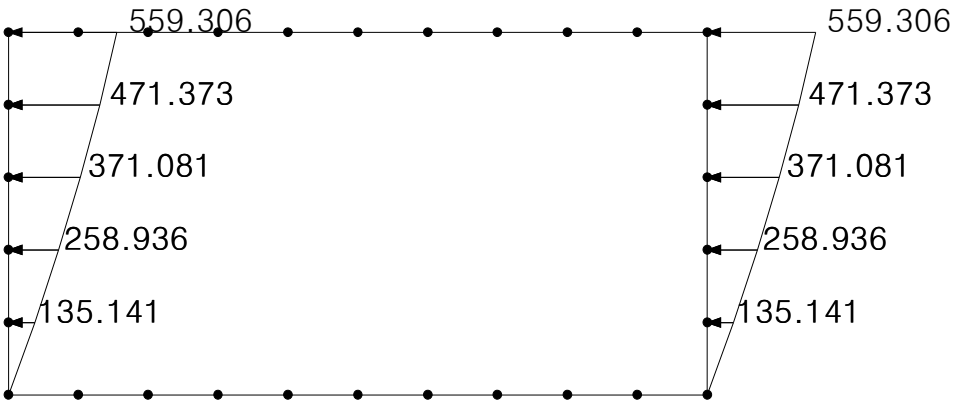


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

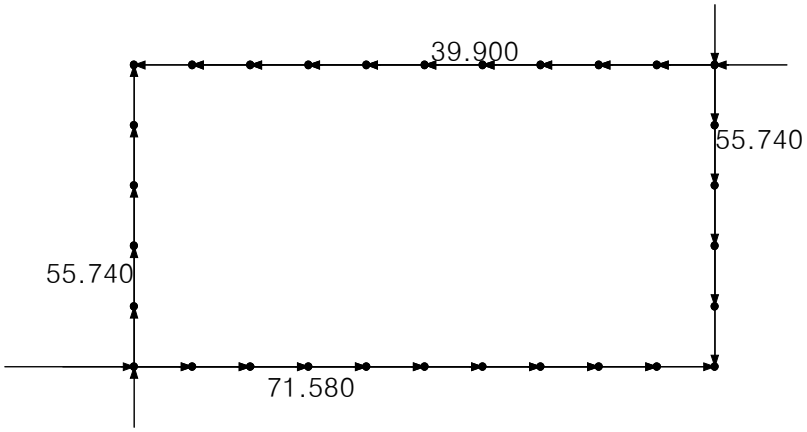
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



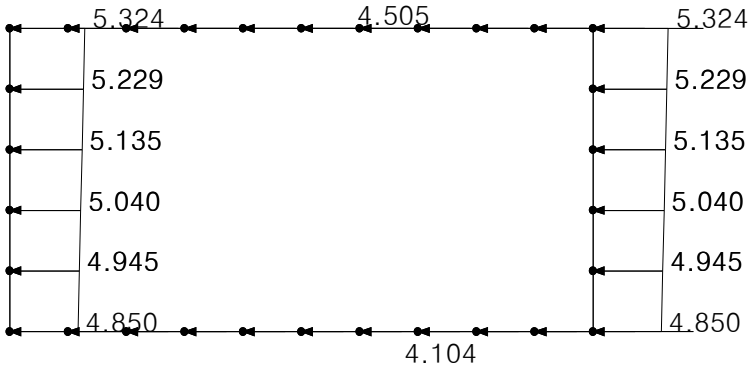
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 6.110 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

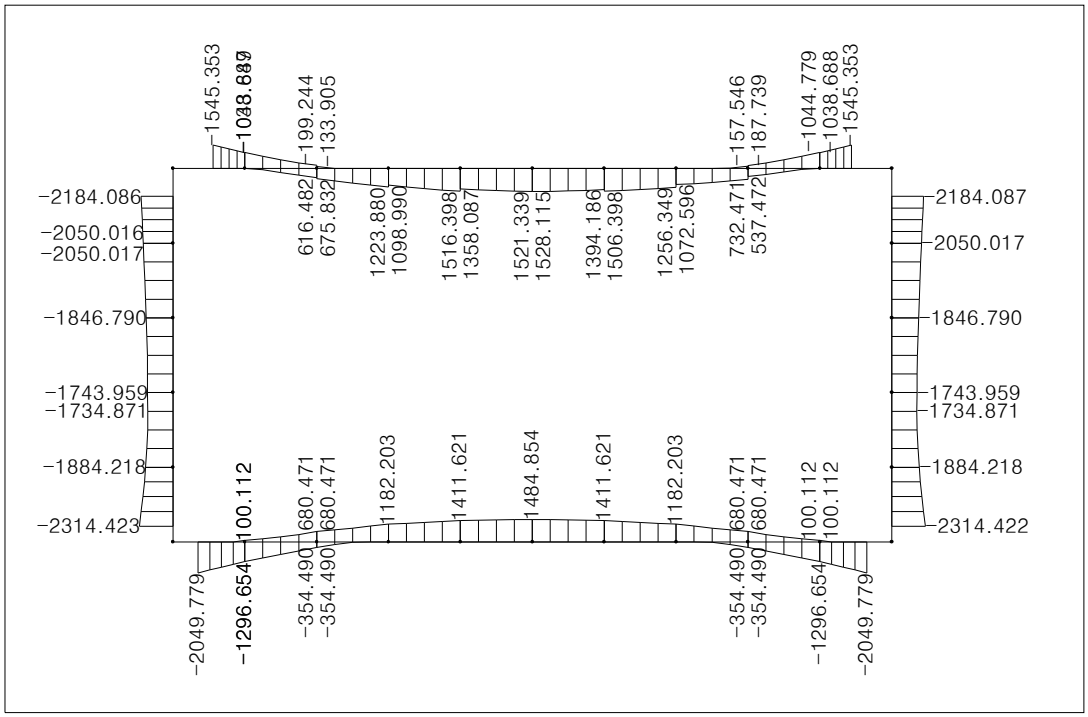
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

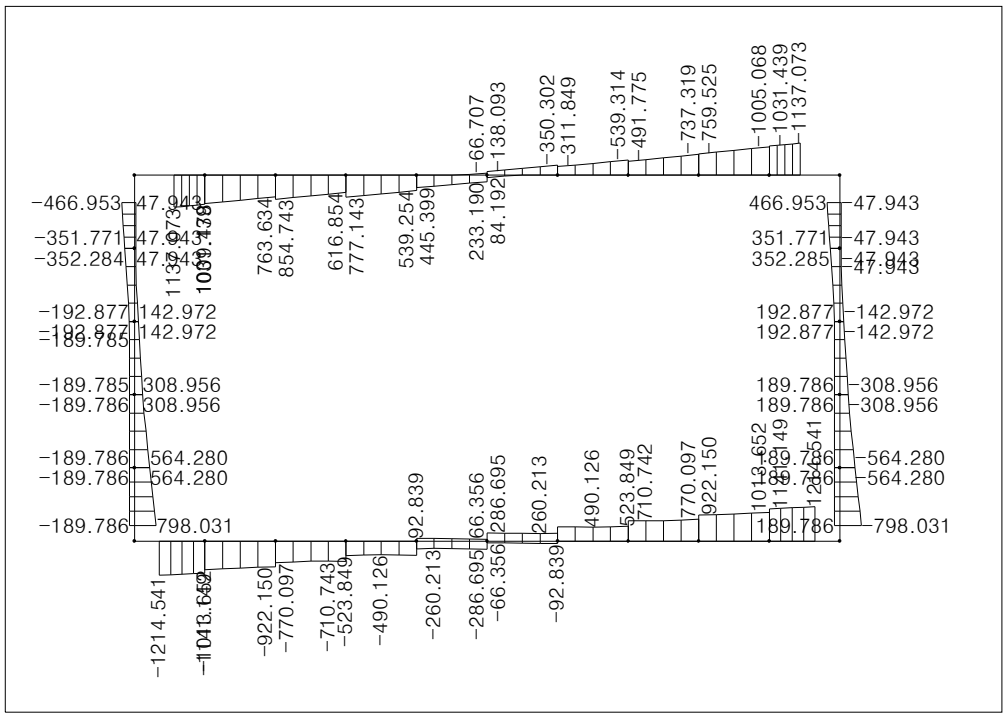
14. 단면력정리

14.1 상시

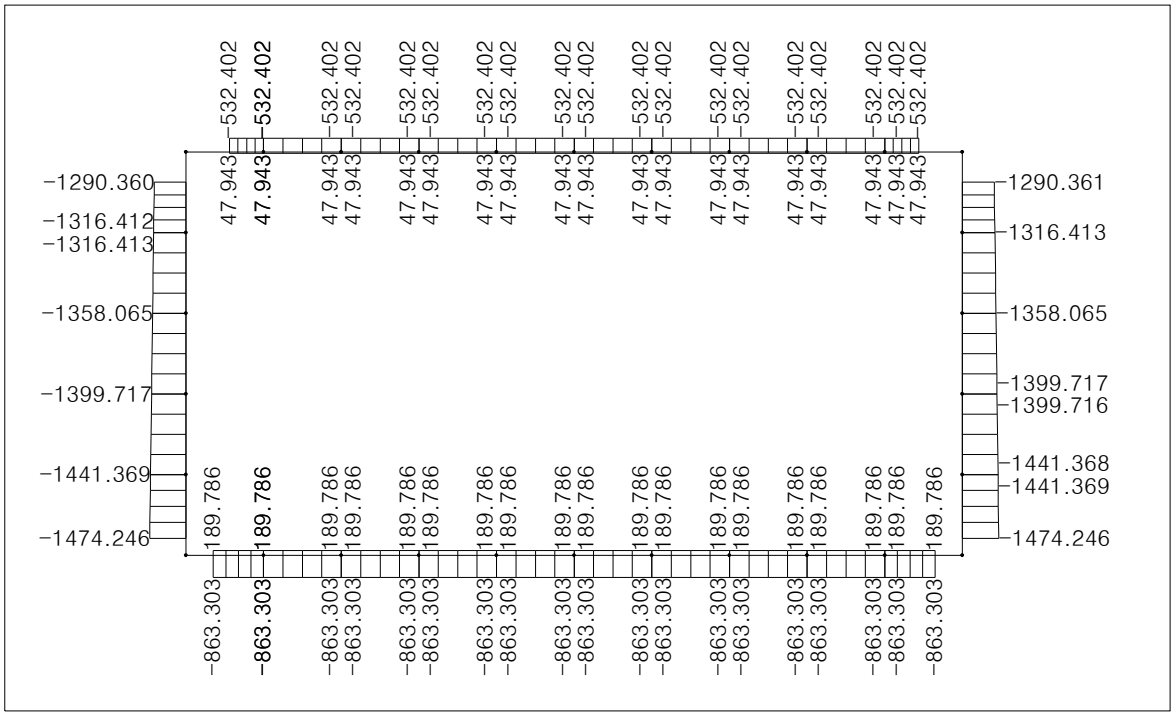
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



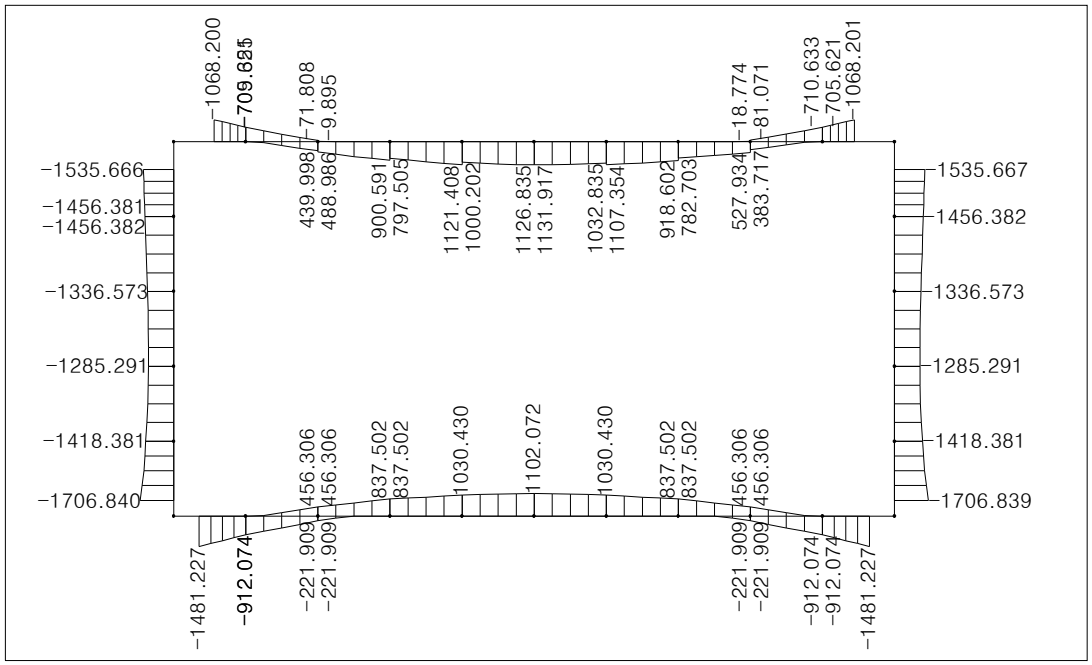
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

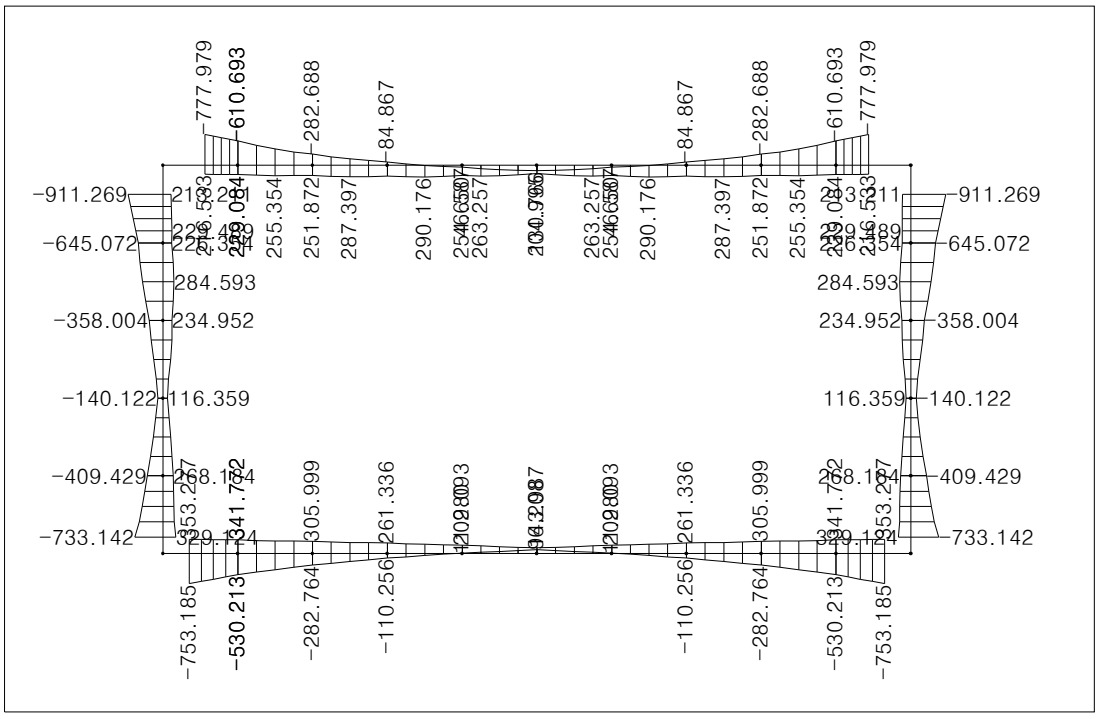


5) 단면력 정리

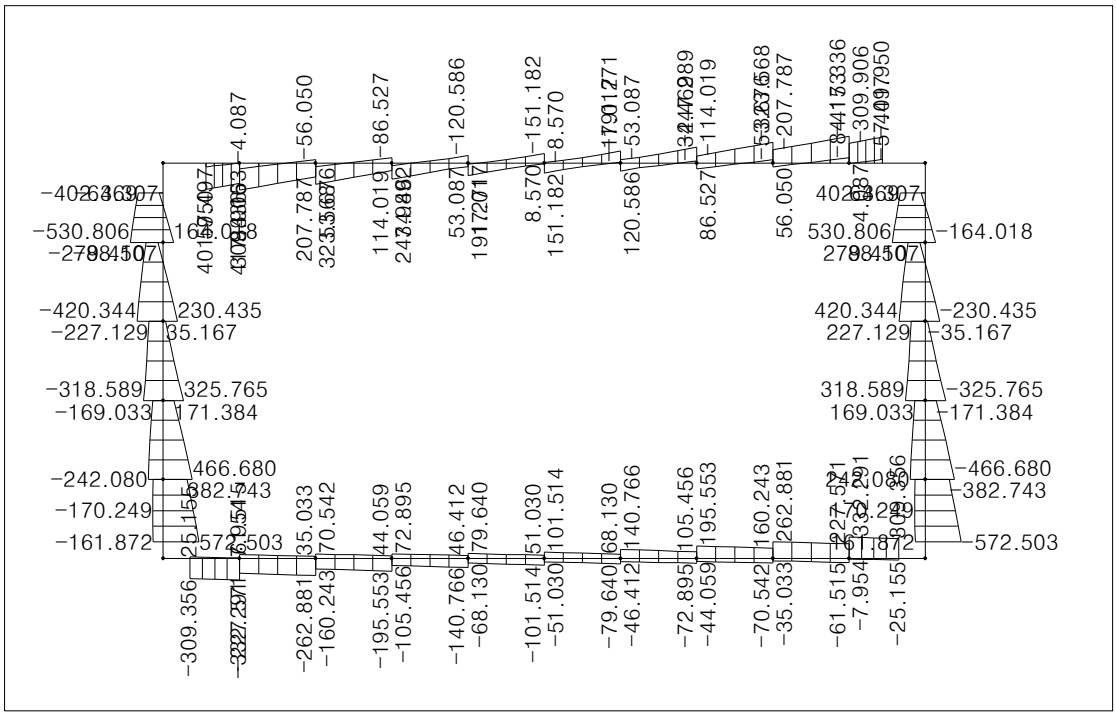
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1545.35	1121.01	532.40	1068.20	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	1121.01	532.40	0.00	1000.00	1100.00	
		중앙부	3	1528.12	233.19	532.40	1131.92	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	4	1545.35	1125.60	532.40	1068.20	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	5	0.00	1125.60	532.40	0.00	1000.00	1100.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	0.00	1192.89	863.30	0.00	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	2049.78	1192.89	863.30	1481.23	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	1484.85	286.70	863.30	1102.07	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	0.00	1209.79	863.30	0.00	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	2049.78	1209.79	863.30	1481.23	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	2184.09	449.66	1290.36	1535.67	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	12	0.00	449.66	1290.36	0.00	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	13	1743.96	234.19	1399.72	1285.29	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	14	0.00	234.19	1399.72	0.00	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	15	2314.42	757.30	1474.25	1706.84	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	16	0.00	757.30	1474.25	0.00	1000.00	1300.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	2184.09	455.19	1290.36	1535.67	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	18	0.00	455.19	1290.36	0.00	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	19	1743.96	308.96	1399.72	1285.29	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	20	0.00	308.96	1399.72	0.00	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	21	2314.42	776.67	1474.25	1706.84	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	22	0.00	776.67	1474.25	0.00	1000.00	1300.00	

14.2 지진시(기능수행)

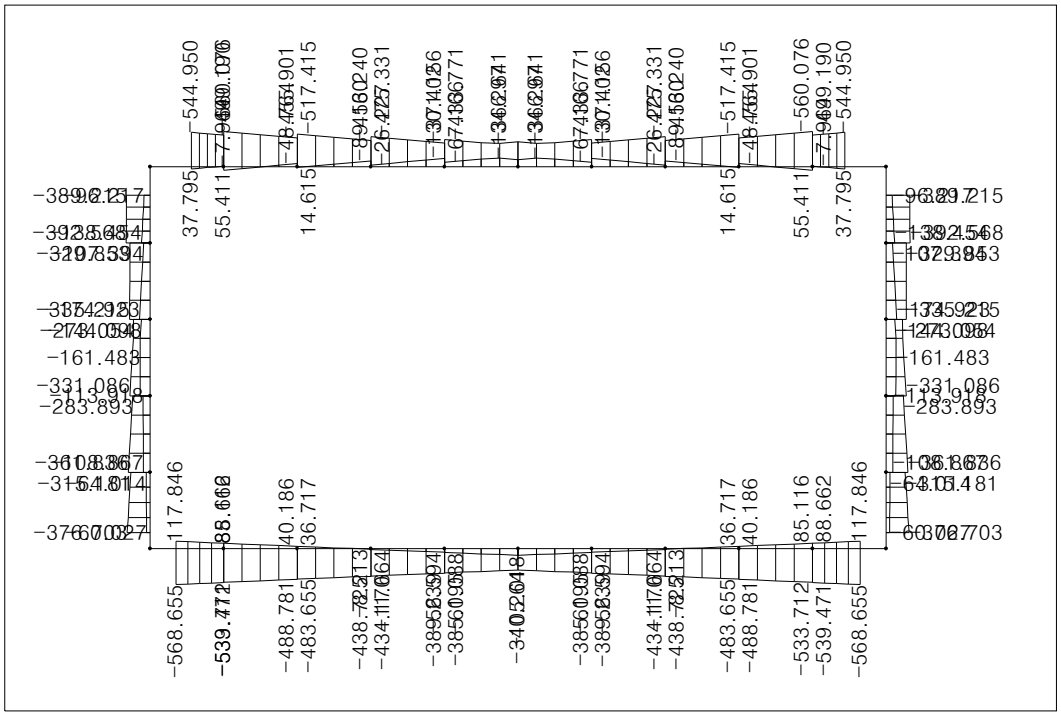
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



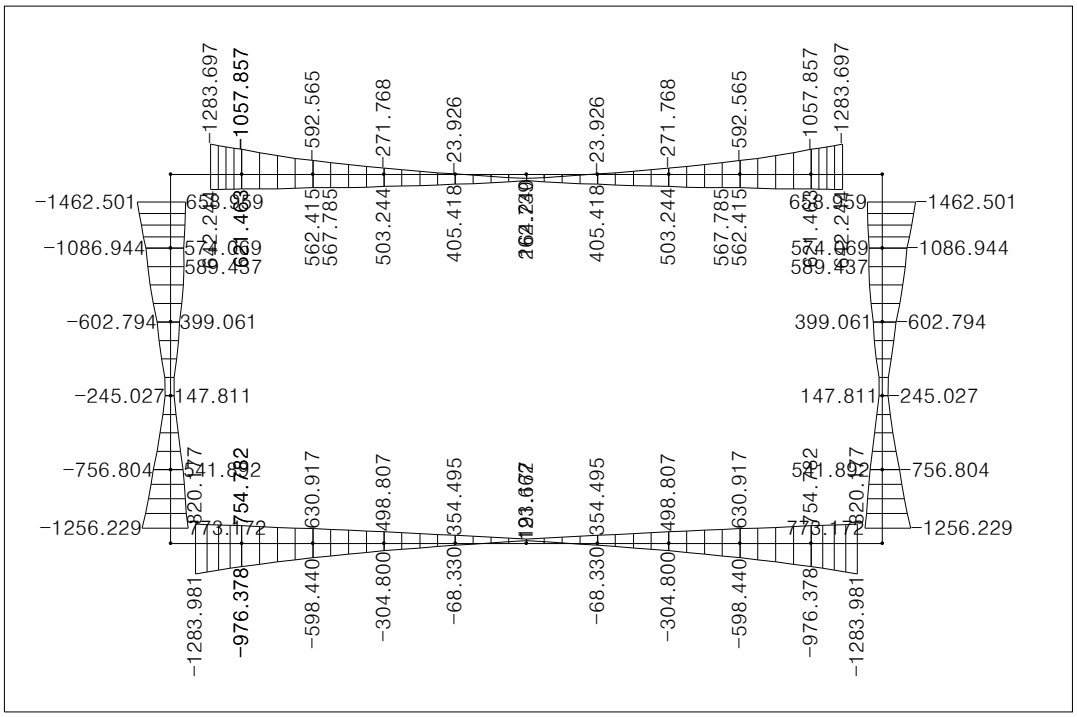
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	777.98	388.24	544.95	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	2	216.53	388.24	544.95	1000.00	1100.00	
		중앙부	3	205.00	151.18	392.69	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	4	777.98	392.16	544.95	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	5	216.53	392.16	544.95	1000.00	1100.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	353.28	316.12	568.66	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	753.19	316.12	568.66	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	143.99	101.51	340.26	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	353.28	310.84	568.66	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	753.19	310.84	568.66	1000.00	1100.00	

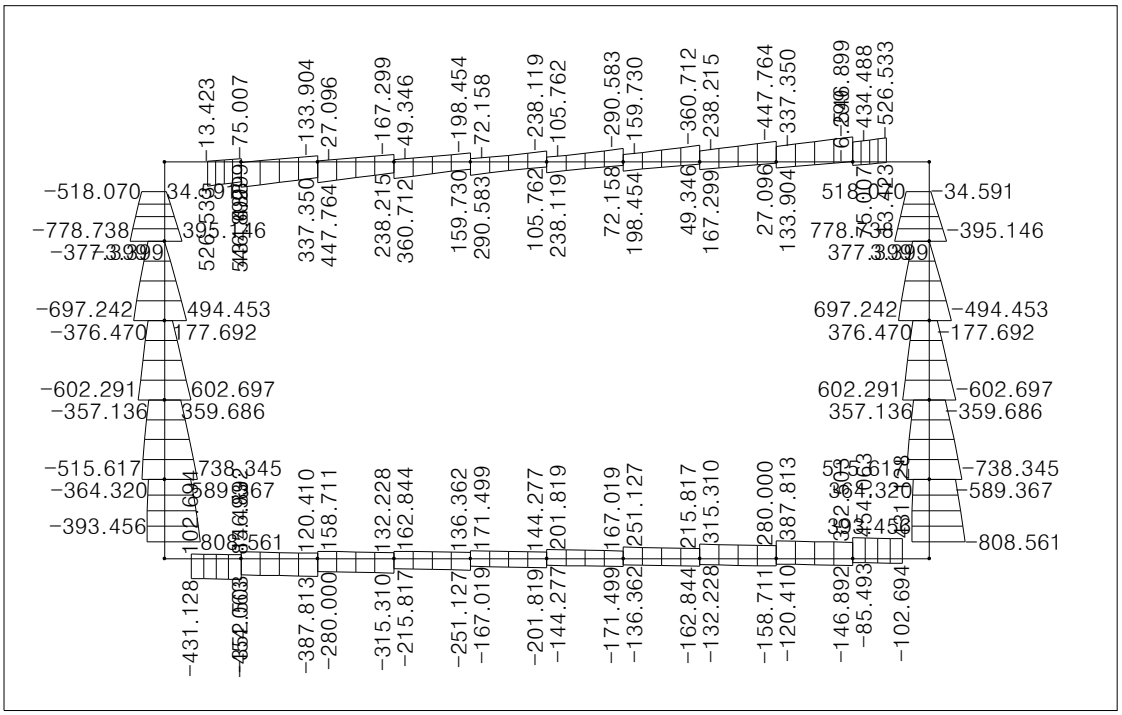
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	11	911.27	423.23	389.22	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	12	213.21	423.23	389.22	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	13	140.12	271.00	331.19	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	14	116.36	271.00	331.19	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	15	733.14	543.12	376.70	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	16	329.12	543.12	376.70	1000.00	1300.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	17	911.27	416.55	389.22	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	18	213.21	416.55	389.22	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	19	140.12	325.77	342.35	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	20	116.36	325.77	342.35	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	21	733.14	557.09	376.70	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	22	329.12	557.09	376.70	1000.00	1300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

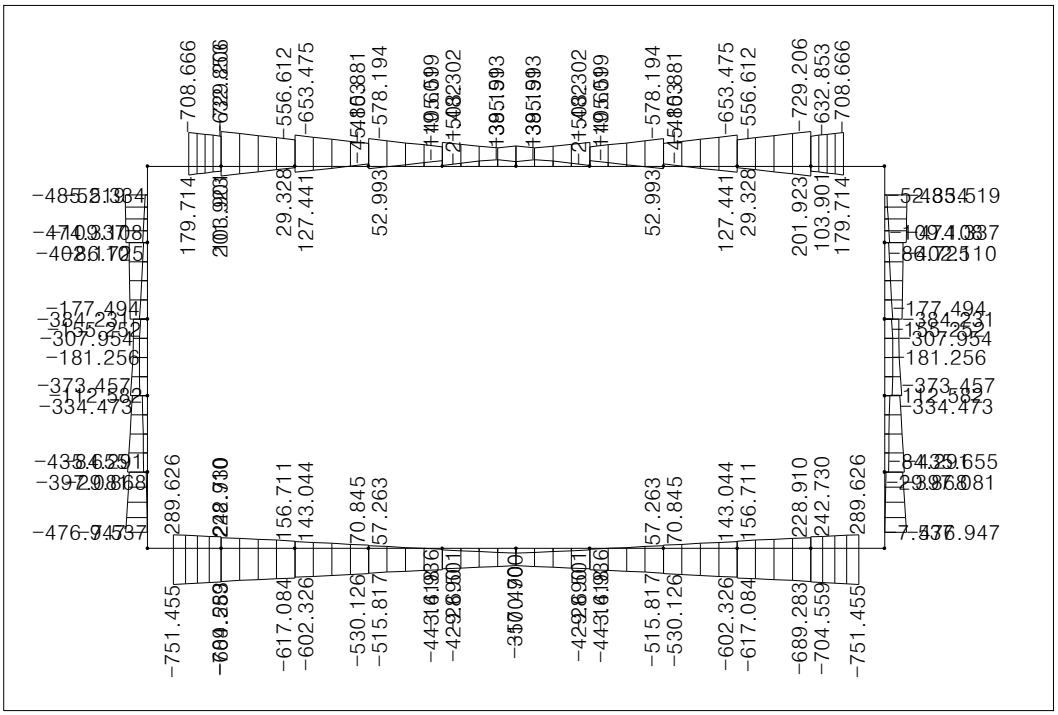
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1283.70	512.82	708.67	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	2	642.24	512.82	708.67	1000.00	1100.00	
		중앙부	3	262.74	238.12	428.74	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	4	1283.70	516.74	708.67	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	5	642.24	516.74	708.67	1000.00	1100.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	820.18	437.89	751.46	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	1283.98	437.89	751.46	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	191.18	201.82	357.49	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	820.18	432.61	751.46	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	1283.98	432.61	751.46	1000.00	1100.00	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	11	1462.50	559.53	485.52	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	12	658.96	559.53	485.52	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	13	245.03	501.38	397.64	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	14	147.81	501.38	397.64	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	15	1256.23	776.43	476.95	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	16	773.17	776.43	476.95	1000.00	1300.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	17	1462.50	546.27	485.52	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	18	658.96	546.27	485.52	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	19	245.03	602.70	410.36	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	20	147.81	602.70	410.36	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	21	1256.23	791.71	476.95	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	22	773.17	791.71	476.95	1000.00	1300.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1545.35	-	-1283.70	-777.98	-1545.35	
		좌측 (하면)	2	-	-	642.24	216.53	642.24	
		중앙부	3	1528.12	-	262.74	205.00	1528.12	
		우측 (상면)	4	-1545.35	-	-1283.70	-777.98	-1545.35	
		우측 (하면)	5	-	-	642.24	216.53	642.24	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	820.18	353.28	820.18	
		좌측 (하면)	7	-2049.78	-	-1283.98	-753.19	-2049.78	
		중앙부	8	1484.85	-	191.18	143.99	1484.85	
		우측 (상면)	9	-	-	820.18	353.28	820.18	
		우측 (하면)	10	-2049.78	-	-1283.98	-753.19	-2049.78	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-2184.09	-	-1462.50	-911.27	-2184.09	
		상부 (내측)	12	-	-	658.96	213.21	658.96	
		중앙부 (외측)	13	-1743.96	-	-245.03	-140.12	-1743.96	
		중앙부 (내측)	14	-	-	147.81	116.36	147.81	
		하부 (외측)	15	-2314.42	-	-1256.23	-733.14	-2314.42	
		하부 (내측)	16	-	-	773.17	329.12	773.17	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-2184.09	-	-1462.50	-911.27	-2184.09	
		상부 (내측)	18	-	-	658.96	213.21	658.96	
		중앙부 (외측)	19	-1743.96	-	-245.03	-140.12	-1743.96	
		중앙부 (내측)	20	-	-	147.81	116.36	147.81	
		하부 (외측)	21	-2314.42	-	-1256.23	-733.14	-2314.42	
		하부 (내측)	22	-	-	773.17	329.12	773.17	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1121.01	-	512.82	388.24	1121.01	
		좌측 (하면)	2	1121.01	-	512.82	388.24	1121.01	
		중앙부	3	233.19	-	238.12	151.18	238.12	
		우측 (상면)	4	-1125.60	-	-516.74	-392.16	-1125.60	
		우측 (하면)	5	-1125.60	-	-516.74	-392.16	-1125.60	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1192.89	-	-437.89	-316.12	-1192.89	
		좌측 (하면)	7	-1192.89	-	-437.89	-316.12	-1192.89	
		중앙부	8	-286.70	-	-201.82	-101.51	-286.70	
		우측 (상면)	9	1209.79	-	432.61	310.84	1209.79	
		우측 (하면)	10	1209.79	-	432.61	310.84	1209.79	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-449.66	-	-559.53	-423.23	-559.53	
		상부 (내측)	12	-449.66	-	-559.53	-423.23	-559.53	
		중앙부 (외측)	13	234.19	-	-501.38	-271.00	-501.38	
		중앙부 (내측)	14	234.19	-	-501.38	-271.00	-501.38	
		하부 (외측)	15	757.30	-	776.43	543.12	776.43	
		하부 (내측)	16	757.30	-	776.43	543.12	776.43	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	455.19	-	546.27	416.55	546.27	
		상부 (내측)	18	455.19	-	546.27	416.55	546.27	
		중앙부 (외측)	19	-308.96	-	-602.70	-325.77	-602.70	
		중앙부 (내측)	20	-308.96	-	-602.70	-325.77	-602.70	
		하부 (외측)	21	-776.67	-	-791.71	-557.09	-791.71	
		하부 (내측)	22	-776.67	-	-791.71	-557.09	-791.71	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-532.40	-	-708.67	-544.95	-708.67	
		좌측 (하면)	2	-532.40	-	-708.67	-544.95	-708.67	
		중앙부	3	-532.40	-	-428.74	-392.69	-532.40	
		우측 (상면)	4	-532.40	-	-708.67	-544.95	-708.67	
		우측 (하면)	5	-532.40	-	-708.67	-544.95	-708.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-863.30	-	-751.46	-568.66	-863.30	
		좌측 (하면)	7	-863.30	-	-751.46	-568.66	-863.30	
		중앙부	8	-863.30	-	-357.49	-340.26	-863.30	
		우측 (상면)	9	-863.30	-	-751.46	-568.66	-863.30	
		우측 (하면)	10	-863.30	-	-751.46	-568.66	-863.30	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1290.36	-	-485.52	-389.22	-1290.36	
		상부 (내측)	12	-1290.36	-	-485.52	-389.22	-1290.36	
		중앙부 (외측)	13	-1399.72	-	-397.64	-331.19	-1399.72	
		중앙부 (내측)	14	-1399.72	-	-397.64	-331.19	-1399.72	
		하부 (외측)	15	-1474.25	-	-476.95	-376.70	-1474.25	
		하부 (내측)	16	-1474.25	-	-476.95	-376.70	-1474.25	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1290.36	-	-485.52	-389.22	-1290.36	
		상부 (내측)	18	-1290.36	-	-485.52	-389.22	-1290.36	
		중앙부 (외측)	19	-1399.72	-	-410.36	-342.35	-1430.96	
		중앙부 (내측)	20	-1399.72	-	-410.36	-342.35	-1430.96	
		하부 (외측)	21	-1474.25	-	-476.95	-376.70	-1474.25	
		하부 (내측)	22	-1474.25	-	-476.95	-376.70	-1474.25	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1068.20	-	-	-	-1068.20	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	1131.92	-	-	-	1131.92	
		우측 (상면)	4	-1068.20	-	-	-	-1068.20	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-1481.23	-	-	-	-1481.23	
		중앙부	8	1102.07	-	-	-	1102.07	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-1481.23	-	-	-	-1481.23	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1535.67	-	-	-	-1535.67	
		상부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	13	-1285.29	-	-	-	-1285.29	
		중앙부 (내측)	14	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	15	-1706.84	-	-	-	-1706.84	
		하부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1535.67	-	-	-	-1535.67	
		상부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	19	-1285.29	-	-	-	-1285.29	
		중앙부 (내측)	20	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	21	-1706.84	-	-	-	-1706.84	
		하부 (내측)	22	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1167	1545.35	2400.65	4016.34	H32 - 8.0EA	6353.60	1.55
		좌측(하면)	1	1000	1020	642.24	1704.02	1882.18	H29 - 8.0EA	5139.20	2.65
		중앙부	2	1000	1020	1528.12	1704.02	4586.02	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
		우측(상면)	3	1000	1167	1545.35	2400.65	4016.34	H32 - 8.0EA	6353.60	1.55
		우측(하면)	3	1000	1020	642.24	1704.02	1882.18	H29 - 8.0EA	5139.20	2.65
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1020	820.18	2083.82	2414.81	H32 - 8.0EA	6353.60	2.54
		좌측(하면)	4	1000	920	2049.78	4220.96	7019.78	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	2.06
		중앙부	5	1000	1020	1484.85	2083.82	4450.84	H32 - 8.0EA	6353.60	1.40
		우측(상면)	6	1000	1020	820.18	2083.82	2414.81	H32 - 8.0EA	6353.60	2.54
		우측(하면)	6	1000	920	2049.78	4220.96	7019.78	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	2.06
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1367	2184.09	4517.70	-	H32 - 8.0EA	10407.20	2.07
		상부(내측)	7	1000	1220	658.96	5309.16	-	H25 - 8.0EA	10407.20	8.06
		중앙부(외측)	8	1000	1200	1743.96	3628.65	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9257.20	2.08
		중앙부(내측)	8	1000	1220	147.81	2205.36	-	H25 - 8.0EA	9257.20	14.92
		하부(외측)	9	1000	1120	2314.42	6680.91	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	19937.60	2.89
		하부(내측)	9	1000	1220	773.17	5774.09	-	H25 - 8.0EA	19937.60	7.47

우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1367	2184.09	4517.70	-	H32 - 8.0EA	10407.20	2.07
		상부 (내측)	10	1000	1220	658.96	5309.16	-	H25 - 8.0EA	10407.20	8.06
		중앙부 (외측)	11	1000	1200	1743.96	3682.61	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9257.20	2.11
		중앙부 (내측)	11	1000	1220	147.81	2157.22	-	H25 - 8.0EA	9257.20	14.59
		하부 (외측)	12	1000	1120	2314.42	6680.91	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	19937.60	2.89
		하부 (내측)	12	1000	1220	773.17	5774.09	-	H25 - 8.0EA	19937.60	7.47

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	649.5	1121.0	1443.92	2.00	235.75	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	662.5	238.1	1067.65	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	649.5	1125.6	1443.92	2.00	238.04	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	662.5	1192.9	1472.80	2.00	259.99	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	662.5	286.7	1067.65	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	662.5	1209.8	1472.80	2.00	268.27	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	834.7	559.5	2209.88	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	839.4	501.4	1526.97	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		하부	9	786.4	776.4	2069.91	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
우측벽체	1층	상부	10	834.7	546.3	2209.88	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	11	840.7	602.7	1528.30	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		하부	12	786.4	791.7	2069.91	2.00	2.37	H19	150	573.00	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1166.67	100.00	1545.35	1121.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 130.280) / 130.280 = 0.02387

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4016.341 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.582]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00545

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1166.67 - a/2) = 2400.652 kN.m

≥ Mu (= 1545.353 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.553]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 1121.009 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1121.009-649.519) x 150.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 235.745 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 x 1000 = 1059.200 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 1059.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 1059.200) = 1443.919 kN ≥ 1121.009 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	642.24	1121.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1882.181 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.730]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 642.244 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.653]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1121.009 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1121.009-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 224.755 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1121.009 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1528.12	238.12

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4586.017 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.121]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 1528.115 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.115]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 238.119 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1166.67	100.00	1545.35	1125.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 130.280) / 130.280 = 0.02387

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4016.341 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.582]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00545

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1166.67 - a/2) = 2400.652 kN.m

≥ Mu (= 1545.353 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.553]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 1125.599 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1125.599-649.519) x 150.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 238.040 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 x 1000 = 1059.200 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 1059.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 1059.200) = 1443.919 kN ≥ 1125.599 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	642.24	1125.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02604

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1882.181 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.730]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00504

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (1020.00 - a/2) = 1704.019 kN.m

≥ Mu (= 642.244 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.653]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1125.599 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1125.599-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 227.005 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1125.599 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	820.18	1192.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2414.806 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.631]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 820.177 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.541]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1192.893 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1192.893-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 259.992 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1192.893 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	920.00	100.00	2049.78	1192.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 325.700) / 325.700 = 0.00621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7019.775 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm), [사용률 = 2.263]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01727

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (920.00 - a/2) = 4220.955 kN.m

≥ Mu (= 2049.779 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.059]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1192.893 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1192.893-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 323.552 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 1192.893 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1484.85	286.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4450.837 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.428]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 1484.854 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.403]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 286.695 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	820.18	1209.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02049

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2414.806 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.631]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00623

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1020.00 - a/2) = 2083.819 kN.m

≥ Mu (= 820.177 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.541]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1209.789 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1209.789-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 268.274 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 1080.384 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 1080.384 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 1080.384) = 1472.797 kN ≥ 1209.789 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	920.00	100.00	2049.78	1209.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 325.700) / 325.700 = 0.00621

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7019.775 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm), [사용률 = 2.263]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01727

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (920.00 - a/2) = 4220.955 kN.m

≥ Mu (= 2049.779 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.059]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1209.789 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1209.789-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 332.735 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 1209.789 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,467	100	1,367	1290.36	2184.086	1692.6

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1466.7 x 1000.0 = 33660000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (33660000.0 x 733.33 + 2541440.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1386.667) / 37822880.0

= 718.786 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 820.00 mm, ab = k1 x cb = 697.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 697000.000 = 15996.150 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 15996.150 + 1528.410 - 2541.440 = 14983.120 kN

Mb = Cc x 1018.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8981.962 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 599.472 mm, e = Mu/Pu = 1692.618 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 217.25 mm, a = k1 x c = 184.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 184662.255 = 4237.999 kN

∑Csi = 1443.512 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 4237.999 + 1443.512 - 2541.440 = 3140.070 kN

Mn = Cc x 1274.336 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5314.920 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1692.612)| = 0.0057 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 mm

c = 217.250 mm, a = k1 x c = 184.662 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1366.67-217.25) / 217.25 = 0.01587

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27007.228 kN ≥ Pn = 3140.070 kN

ΦPn = 0.85 x 3140.070 = 2669.060 kN ≥ Pu = 1290.360 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.693 = 4517.698 kN.m ≥ Mu = 2184.086 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 834.683 kN

≥ Vu (= 559.533 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1290.36	658.959	510.7

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2541440.0 x 1200.000) / 33997880.0

= 663.929 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 2395.625 - 1621.440 = 15053.675 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6871.445 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 456.463 mm, e = Mu/Pu = 510.679 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 640.66 mm, a = k1 x c = 544.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 544561.081 = 12497.677 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 12497.677 + 2395.625 - 1621.440 = 13271.862 kN

Mn = Cc x 947.719 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6777.561 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=510.671)| = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 640.660 mm, a = k1 x c = 544.561 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-640.66) / 640.66 = 0.00271

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27007.228 kN ≥ Pn = 13271.862 kN

ΦPn = 0.78 x 13271.862 = 10396.292 kN ≥ Pu = 1290.360 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.511 = 5309.165 kN.m ≥ Mu = 658.959 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 848.594 kN

≥ Vu (= 559.533 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1399.717	1743.959	1245.9

㉯ 철근비 검토

As = 5203.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 r

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 2081440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 2081440.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1220.000) / 33537880.0

= 643.423 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pb = 14045.400 + 1528.410 - 2081.440 = 13492.370 kN

Mb = Cc x 894.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6936.340 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 514.093 mm, e = Mu/Pu = 1245.937 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 209.94 mm, a = k1 x c = 178.45 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 178450.584 = 4095.441 kN

∑Csi = 1412.336 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pn = 4095.441 + 1412.336 - 2081.440 = 3426.337 kN

Mn = Cc x 1110.775 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4268.978 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1245.930)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 209.942 mm, a = k1 x c = 178.451 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-209.94) / 209.94 = 0.01415

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26660.342 kN ≥ Pn = 3426.337 kN

ΦPn = 0.85 x 3426.337 = 2912.387 kN ≥ Pu = 1399.717 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.246 = 3628.650 kN.m ≥ Mu = 1743.959 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 839.366 kN

≥ Vu (= 501.376 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1399.717	147.811	105.6

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5203.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 r

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2081440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2081440.0 x 1200.000) / 33537880.0

= 656.577 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1962.017 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 1962.017 - 1621.440 = 14620.067 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6746.497 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.455 mm, e = Mu/Pu = 105.601 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1330.79 mm, a = k1 x c = 1131.17 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1131172.752 = 25960.415 kN

∑Csi = 2164.500 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 25960.415 + 2164.500 - 0.000 = 28124.915 kN

Mn = Cc x 654.414 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2970.136 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=105.605)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1330.791 mm, a = k1 x c = 1131.173 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1330.79) / 1330.79 = -0.00025

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26660.342 kN < Pn = 28124.915 kN

ΦPn = 0.78 x 26660.342 = 20883.934 kN ≥ Pu = 1399.717 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.106 = 2205.362 kN.m ≥ Mu = 147.811 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 853.356 kN

≥ Vu (= 501.376 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,120	1474.246	2314.423	1569.9

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0153) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 6353600.0 x 180.000 + 1621440.0 x 1220.000) / 37810040.0
= 595.465 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pb = 13109.040 + 1528.410 - 6353.600 = 8283.850 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9086.080 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1096.843 mm, e = Mu/Pu = 1569.903 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 525.84 mm, a = k1 x c = 446.97 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 446967.239 = 10257.898 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pn = 10257.898 + 1528.410 - 6353.600 = 5432.708 kN

Mn = Cc x 896.516 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8528.820 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1569.902)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 525.844 mm, a = k1 x c = 446.967 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-525.84) / 525.84 = 0.00385

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29881.978 kN ≥ Pn = 5432.708 kN

ΦPn = 0.78 x 5432.708 = 4255.621 kN ≥ Pu = 1474.246 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.570 = 6680.912 kN.m ≥ Mu = 2314.423 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 786.388 kN

≥ Vu (= 776.425 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1474.246	773.172	524.5

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0153) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1120.000) / 37810040.0

= 704.535 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 5989.062 - 1621.440 = 18647.112 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7561.479 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 405.504 mm, e = Mu/Pu = 524.453 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 481.12 mm, a = k1 x c = 408.95 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 408954.849 = 9385.514 kN

∑Csi = 5600.307 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 9385.514 + 5600.307 - 1621.440 = 13364.381 kN

Mn = Cc x 1015.523 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7008.996 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=524.454)| = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 481.123 mm, a = k1 x c = 408.955 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-481.12) / 481.12 = 0.00461

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.824

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29881.978 kN ≥ Pn = 13364.381 kN

ΦPn = 0.82 x 13364.381 = 11009.752 kN ≥ Pu = 1474.246 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.524 = 5774.092 kN.m ≥ Mu = 773.172 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 856.601 kN

≥ Vu (= 776.425 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,467	100	1,367	1290.361	2184.087	1692.6

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1466.7 x 1000.0 = 33660000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (33660000.0 x 733.33 + 2541440.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1386.667) / 37822880.0

= 718.786 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 820.00 mm, ab = k1 x cb = 697.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 697000.000 = 15996.150 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 15996.150 + 1528.410 - 2541.440 = 14983.120 kN

Mb = Cc x 1018.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8981.962 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 599.472 mm, e = Mu/Pu = 1692.617 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 217.25 mm, a = k1 x c = 184.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 184662.255 = 4237.999 kN

∑Csi = 1443.512 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 4237.999 + 1443.512 - 2541.440 = 3140.070 kN

Mn = Cc x 1274.336 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5314.920 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1692.612)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 mm

c = 217.250 mm, a = k1 x c = 184.662 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1366.67-217.25) / 217.25 = 0.01587

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27007.228 kN ≥ Pn = 3140.070 kN

ΦPn = 0.85 x 3140.070 = 2669.060 kN ≥ Pu = 1290.361 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.693 = 4517.696 kN.m ≥ Mu = 2184.087 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 834.683 kN

≥ Vu (= 546.265 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1290.361	658.959	510.7

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2541440.0 x 1200.000) / 33997880.0

= 663.929 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 2395.625 - 1621.440 = 15053.675 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6871.445 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 456.463 mm, e = Mu/Pu = 510.678 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 640.66 mm, a = k1 x c = 544.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 544561.081 = 12497.677 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 12497.677 + 2395.625 - 1621.440 = 13271.862 kN

Mn = Cc x 947.719 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6777.561 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=510.671)| = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 640.660 mm, a = k1 x c = 544.561 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-640.66) / 640.66 = 0.00271

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27007.228 kN ≥ Pn = 13271.862 kN

ΦPn = 0.78 x 13271.862 = 10396.292 kN ≥ Pu = 1290.361 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.511 = 5309.161 kN.m ≥ Mu = 658.959 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 848.595 kN

≥ Vu (= 546.265 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1430.955	1743.959	1218.7

㉯ 철근비 검토

As = 5203.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 r

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 2081440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 2081440.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1220.000) / 33537880.0

= 643.423 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pb = 14045.400 + 1528.410 - 2081.440 = 13492.370 kN

Mb = Cc x 894.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6936.340 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 514.093 mm, e = Mu/Pu = 1218.738 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 215.34 mm, a = k1 x c = 183.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 183039.522 = 4200.757 kN

∑Csi = 1435.572 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pn = 4200.757 + 1435.572 - 2081.440 = 3554.889 kN

Mn = Cc x 1108.480 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4332.487 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1218.741)| = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 215.341 mm, a = k1 x c = 183.040 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-215.34) / 215.34 = 0.01372

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26660.342 kN ≥ Pn = 3554.889 kN

ΦPn = 0.85 x 3554.889 = 3021.655 kN ≥ Pu = 1430.955 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.219 = 3682.606 kN.m ≥ Mu = 1743.959 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 840.704 kN

≥ Vu (= 602.697 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1430.955	147.811	103.3

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5203.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 r

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2081440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2081440.0 x 1200.000) / 33537880.0

= 656.577 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1962.017 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 1962.017 - 1621.440 = 14620.067 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6746.497 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.455 mm, e = Mu/Pu = 103.296 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1335.91 mm, a = k1 x c = 1135.52 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1135524.178 = 26060.280 kN

∑Csi = 2173.045 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 26060.280 + 2173.045 - 0.000 = 28233.325 kN

Mn = Cc x 652.238 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2916.283 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=103.292)| = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1335.911 mm, a = k1 x c = 1135.524 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1335.91) / 1335.91 = -0.00026

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 26660.342 kN < Pn = 28233.325 kN

ΦPn = 0.78 x 26660.342 = 20883.934 kN ≥ Pu = 1430.955 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.103 = 2157.218 kN.m ≥ Mu = 147.811 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 854.716 kN

≥ Vu (= 602.697 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,120	1474.246	2314.422	1569.9

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0153) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 6353600.0 x 180.000 + 1621440.0 x 1220.000) / 37810040.0
= 595.465 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pb = 13109.040 + 1528.410 - 6353.600 = 8283.850 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9086.080 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1096.843 mm, e = Mu/Pu = 1569.902 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 525.84 mm, a = k1 x c = 446.97 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 446967.239 = 10257.898 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pn = 10257.898 + 1528.410 - 6353.600 = 5432.708 kN

Mn = Cc x 896.516 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8528.820 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1569.902)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 525.844 mm, a = k1 x c = 446.967 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-525.84) / 525.84 = 0.00385

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29881.978 kN ≥ Pn = 5432.708 kN

ΦPn = 0.78 x 5432.708 = 4255.621 kN ≥ Pu = 1474.246 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.570 = 6680.909 kN.m ≥ Mu = 2314.422 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 786.388 kN

< Vu (= 791.706 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (791.706 - 786.388) x 150.00 / (400.0 x 1120.00 x Φ) = 2.374 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1120.00 / 150.00 = 1711.360 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1120.00 = 3879.794 kN ≥ 1711.360 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1048.517 + 1711.360) = 2069.908 kN ≥ 791.706 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1474.246	773.172	524.5

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0153) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1621440.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1120.000) / 37810040.0

= 704.535 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 14279.490 + 5989.062 - 1621.440 = 18647.112 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7561.479 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 405.504 mm, e = Mu/Pu = 524.453 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 481.12 mm, a = k1 x c = 408.95 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 408954.849 = 9385.514 kN

∑Csi = 5600.307 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 9385.514 + 5600.307 - 1621.440 = 13364.381 kN

Mn = Cc x 1015.523 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7008.996 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=524.454)| = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 481.123 mm, a = k1 x c = 408.955 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-481.12) / 481.12 = 0.00461

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.824

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29881.978 kN ≥ Pn = 13364.381 kN

ΦPn = 0.82 x 13364.381 = 11009.752 kN ≥ Pu = 1474.246 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.524 = 5774.092 kN.m ≥ Mu = 773.172 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 856.601 kN

≥ Vu (= 791.706 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 하부_내측

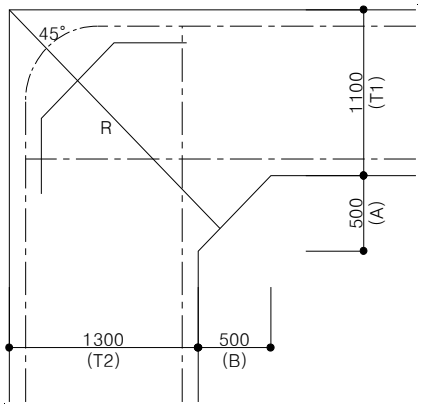
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1535.666 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1535.666 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2050.610 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1535.67 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.826 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1535.67 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 8320.918 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8320.918 mm² - 3176.800 mm²

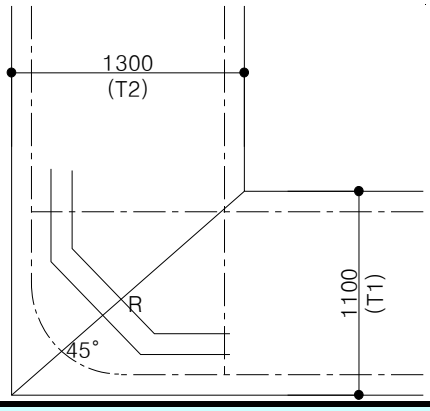
= 5144.118 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 8236.000 mm² > Req'd As (= 5144.118 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1706.840 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1706.840 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1706.84 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.943 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1706.84 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 11136.566 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 11136.566 mm² - 6353.600 mm²

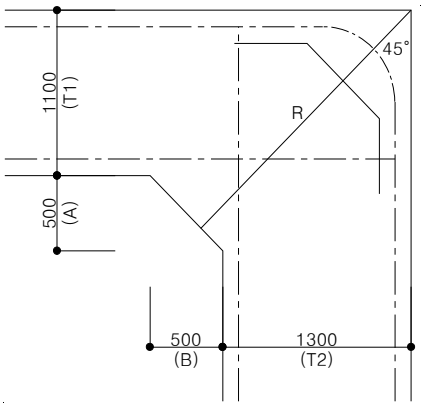
= 4782.966 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 4782.966 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1535.667 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1535.667 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$= 2050.610$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1535.67 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.826 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1535.67 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 8320.924 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8320.924 mm² - 3176.800 mm²

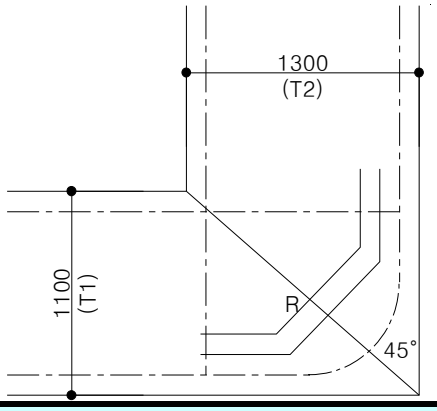
= 5144.124 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 8236.000 mm² > Req'd As (= 5144.124 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1706.839 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1706.839 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1706.84 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.943 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1706.84 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 11136.560 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 11136.560 mm² - 6353.600 mm²

= 4782.960 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 4782.960 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1167	H32 - 8.0EA	125	460.184	O.K	3.681
		좌측 (하면)	1	1020	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1020	H29 - 8.0EA	125	284.802	O.K	2.278
		우측 (상면)	3	1167	H32 - 8.0EA	125	460.183	O.K	3.681
		우측 (하면)	3	1020	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	920	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	692.808	O.K	5.542
		중앙부	5	1020	H32 - 8.0EA	125	404.983	O.K	3.240
		우측 (상면)	6	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	920	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	692.808	O.K	5.542
좌측벽체	1층	상부	7	1367	H32 - 8.0EA	125	339.253	O.K	2.714
		상부	7	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1200	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	263.069	O.K	2.105
		중앙부	8	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1120	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	754.075	O.K	6.033
		하부	9	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-

우측벽체	1층	상부	10	1367	H32 - 8.0EA	125	339.253	O.K	2.714
		상부	10	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1200	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	263.069	O.K	2.105
		중앙부	11	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1120	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	754.076	O.K	6.033
		하부	12	1220	H25 - 8.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1068.200 x 1000000 / [6353.600 x (1166.667 - 280.722/3)]
= 156.673 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x6353.600)]
= 280.722 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 156.67) - 2.5 x 84.00 = 460.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 156.67) = 536.15 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 460.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 460.18 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1131.917 x 1000000 / [5139.200 x (1020.000 - 237.306/3)]
= 234.087 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x5139.200)]
= 237.306 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 234.09) - 2.5 x 65.50 = 284.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 234.09) = 358.84 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 284.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.80 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1068.201 x 1000000 / [6353.600 x (1166.667 - 280.722/3)]
= 156.674 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x6353.600)]
= 280.722 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 156.67) - 2.5 x 84.00 = 460.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 156.67) = 536.15 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 460.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 460.18 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1481.227 x 1000000 / [15884.000 x (920.000 - 354.590/3)]
= 116.304 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x15884.000)]
= 354.590 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 116.30) - 2.5 x 84.00 = 692.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 116.30) = 722.25 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 692.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 692.81 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1102.072 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 185.846 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 185.85) - 2.5 x 64.00 = 404.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 185.85) = 451.99 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 404.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 404.98 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1481.227 x 1000000 / [15884.000 x (920.000 - 354.590/3)]
= 116.304 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x15884.000)]
= 354.590 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 116.30) - 2.5 x 84.00 = 692.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 116.30) = 722.25 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 692.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 692.81 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1535.666 x 1000000 / [6353.600 x (1366.667 - 307.012/3)]
= 191.169 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x6353.600)]
= 307.012 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 191.17) - 2.5 x 84.00 = 339.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 191.17) = 439.40 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 339.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 339.25 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1285.291 x 1000000 / [5203.600 x (1200.000 - 261.480/3)]
= 221.955 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x5203.600)]
= 261.480 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 221.95) - 2.5 x 84.00 = 263.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 221.95) = 378.46 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 263.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 263.07 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1706.840 x 1000000 / [15884.000 x (1120.000 - 400.108/3)]
= 108.913 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x15884.000)]
= 400.108 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 108.91) - 2.5 x 84.00 = 754.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 108.91) = 771.26 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 754.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 754.08 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1535.667 x 1000000 / [6353.600 x (1366.667 - 307.012/3)]
= 191.169 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x6353.600)]
= 307.012 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 191.17) - 2.5 x 84.00 = 339.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 191.17) = 439.40 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 339.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 339.25 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1285.291 x 1000000 / [5203.600 x (1200.000 - 261.480/3)]
= 221.955 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x5203.600)]
= 261.480 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 221.95) - 2.5 x 84.00 = 263.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 221.95) = 378.46 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 263.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 263.07 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1706.839 x 1000000 / [15884.000 x (1120.000 - 400.108/3)]
= 108.913 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x15884.000)]
= 400.108 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 108.91) - 2.5 x 84.00 = 754.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 108.91) = 771.26 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 754.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 754.08 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.700 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.10 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.700 / 28

T = 0.382 m < 1.100 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

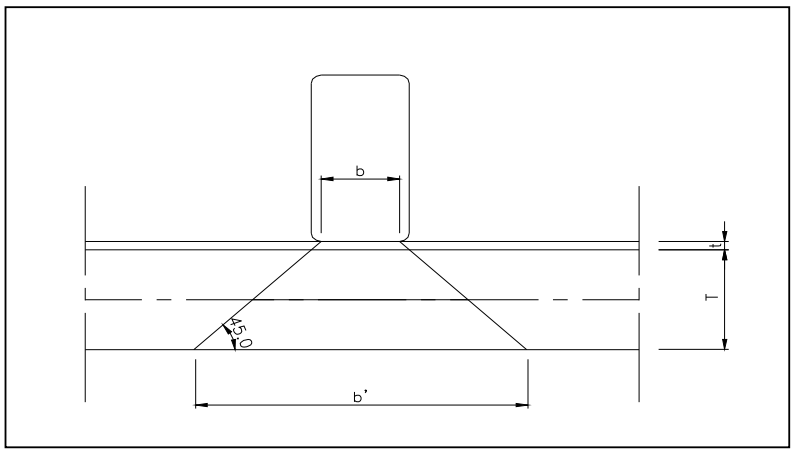
1) 고정하중

- 구체자중 = 941.850 / 12.000 = 78.487 kN/m²
- 상부연직하중 = 118.090 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

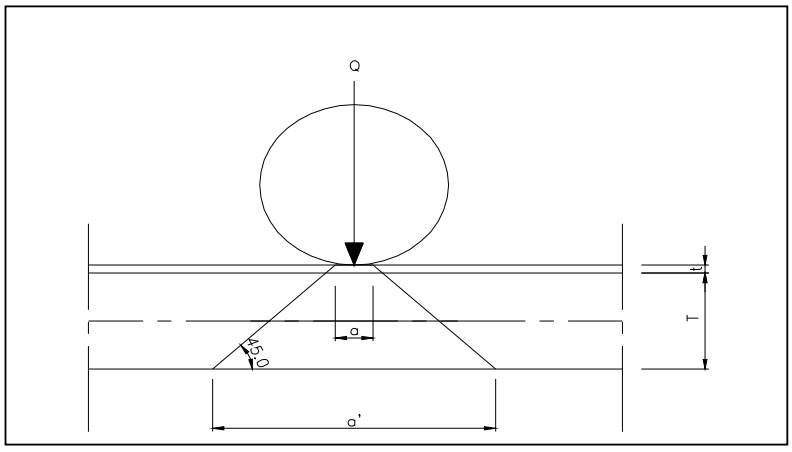


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1100 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.100 + 0.040) × cot 45°

= 2.780 m



a' = 0.200 + 2 × (1.100 + 0.040) × cot 45°

= 2.480 m

Qz = 96.0 / (2.780 × 2.480)= 13.924 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 78.49 + 118.09 + 15.00 + 0.92 + 13.92

= 226.422 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 749.47 kN/m² ≥ Qmax = 226.422 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	30.000			=	396.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	30.000			=	396.000	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	3.220	×	30.000	×	2	=	251.160	kN/m
	:	1.300	×	3.220	×	30.000	×	2	=	251.160	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	30.000			=	7.500	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.040	×	30.000			=	8.400	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.000	×	1.000	×	19.000			=	228.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.000	×	5.110	×	10.000			=	613.200	kN/m
- 수직수압	:	12.000	×	5.110	×	10.000			=	613.200	kN/m
							∴ Σ		=	2764.620	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 5.110 \times 19.000 + 5.110^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 82.858$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 82.858 = 86.316 kN/m

(3) 저항력

R = 2764.620 + 86.316 = 2850.936 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 12.000 × 13.750 × 10.000

= 1650.000 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2850.936 / 1650.000

= 1.728 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m (보링주상도 NBB-5 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	25.000			=	330.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	30.000			=	396.000	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	3.220	×	30.000	×	2	=	251.160	kN/m
	:	1.300	×	3.220	×	30.000	×	2	=	251.160	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	30.000			=	7.500	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.040	×	30.000			=	8.400	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.000	×	15.800	×	19.000			=	3602.400	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.000	×	-9.690	×	10.000			=	-1162.800	kN/m
- 수직수압	:	12.000	×	-9.690	×	10.000			=	-1162.800	kN/m
							∴ Σ		=	2521.020	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 863.185$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times -9.690 \times 19.000 + -9.690^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -887.890$ kN/m

∴ $\sum = 863.185 + -887.890 = -24.705$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2521.020 + -24.705 = 2496.315$ kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 C
대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{396.000}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 3.000 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.000 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{647.160}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 4.903 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.903 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{654.660}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 4.960 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.960 m 이하유지

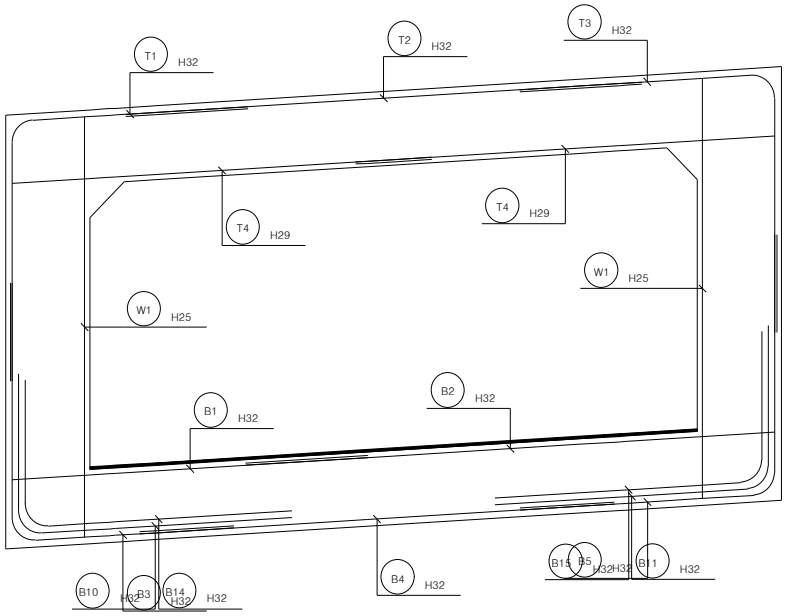
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1301.820}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 9.862 \text{ m}$$

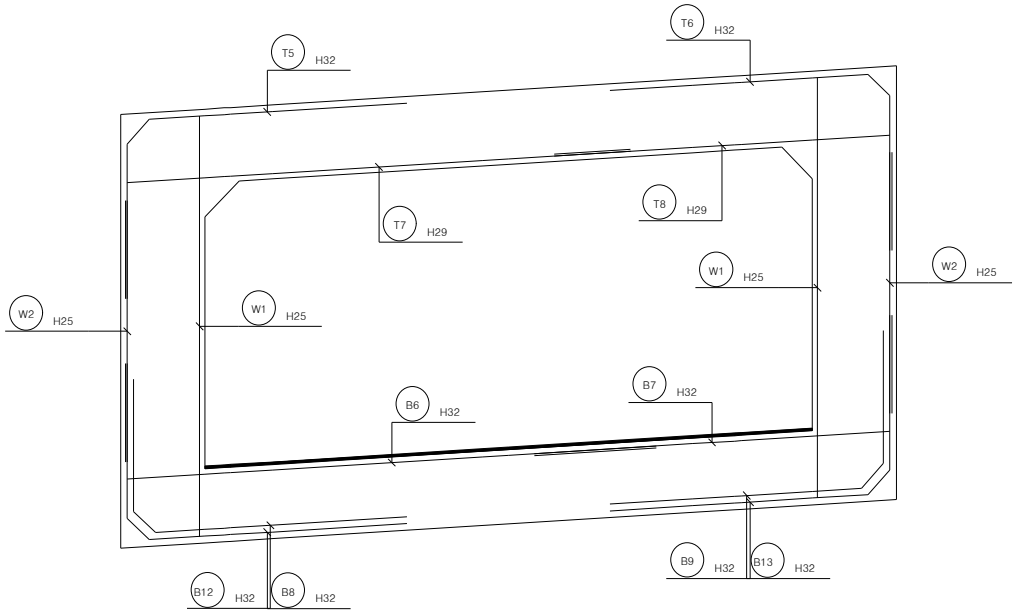
∴ 구조물 저면으로 부터 9.862 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)



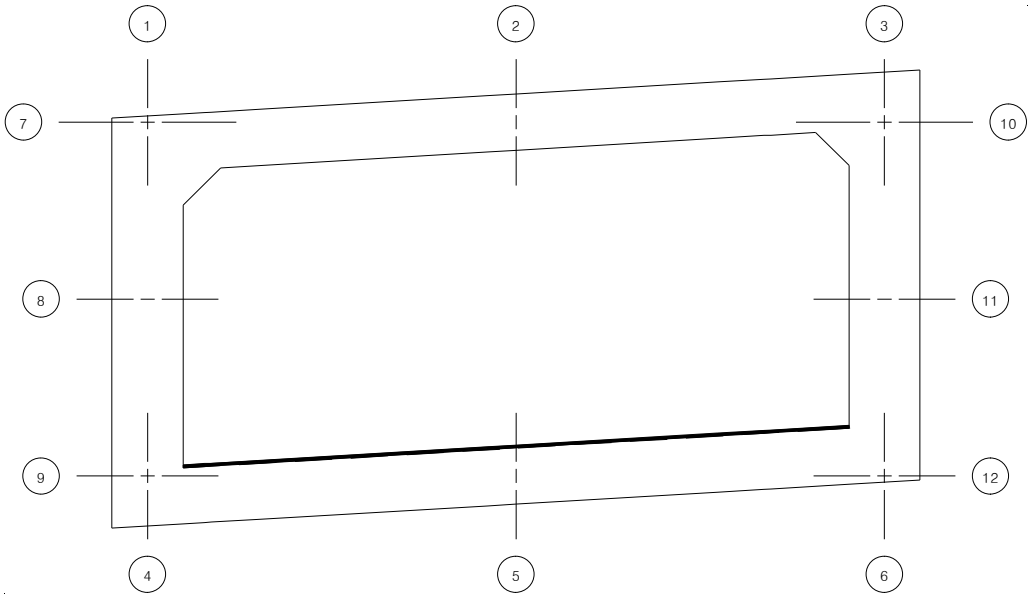
Ramp A BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+280.000 (BLOCK5 : B5)
▣ 토 피(FH)= 4.04 m　　▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건: 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
19.1 부력검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	833	1140.61	1394.13	4211.13	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.22
		중앙부	2	1000	720	978.64	1062.60	4212.51	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.09
		우측	3	1000	833	1140.61	1394.13	4211.13	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.22
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	671	1442.02	1800.43	6945.11	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.25
		중앙부	5	1000	720	1007.39	1179.82	4343.49	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		우측	6	1000	671	1442.02	1800.43	6945.11	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.25
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1067	1603.18	2547.63	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5998.00	1.59
		중앙부	8	1000	900	1305.57	2022.50	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5519.60	1.55
		하부	9	1000	871	1623.16	3153.11	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	9717.60	1.94
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1047	1603.18	2478.85	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5998.00	1.55
		상부 (내측)	10	1000	920	314.04	2570.34	-	H16 - 4.0EA	5998.00	8.19
		중앙부 (외측)	11	1000	900	1305.57	2022.50	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5519.60	1.55
		중앙부 (내측)	11	1000	920	226.94	2554.97	-	H16 - 4.0EA	5519.60	11.26
		하부 (외측)	12	1000	871	1623.16	3153.11	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	9717.60	1.94
		하부 (내측)	12	1000	920	367.01	2763.20	-	H16 - 4.0EA	9717.60	7.53

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1600.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1600.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1600.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
		중앙부	5	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
		우측	6	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1500.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1500.0	2647.3	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1500.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	454.7	726.4	809.42	2.00	194.10	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	467.7	113.6	650.10	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	454.7	726.4	809.42	2.00	194.10	H13	150	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	436.0	715.6	776.12	2.00	208.34	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	467.7	193.4	650.10	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	436.0	715.6	776.12	2.00	208.34	H13	150	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	623.9	226.5	623.89	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	8	626.5	241.2	626.54	-	-	-	-	-	O.K
		하부	9	609.4	370.1	609.37	-	-	-	-	-	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	623.9	226.5	623.89	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	11	626.5	241.2	626.54	-	-	-	-	-	O.K
		하부	12	609.4	370.1	609.37	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	833	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	342.360	O.K	2.739
		중앙부	2	720	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	303.514	O.K	2.428
		우측	3	833	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	342.360	O.K	2.739
하부슬래브	1경간	좌측	4	671	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	342.630	O.K	2.741
		중앙부	5	720	H29 - 8.0EA	125	335.503	O.K	2.684
		우측	6	671	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	342.630	O.K	2.741
좌측벽체	1층	상부	7	1067	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	291.958	O.K	2.336
		중앙부	8	900	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	246.976	O.K	1.976
		하부	9	871	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	429.605	O.K	3.437
우측벽체	1층	상부	10	1047	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	282.209	O.K	2.258
		상부	10	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	900	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	246.976	O.K	1.976
		중앙부	11	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	871	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	429.605	O.K	3.437
		하부	12	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp A BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.037 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

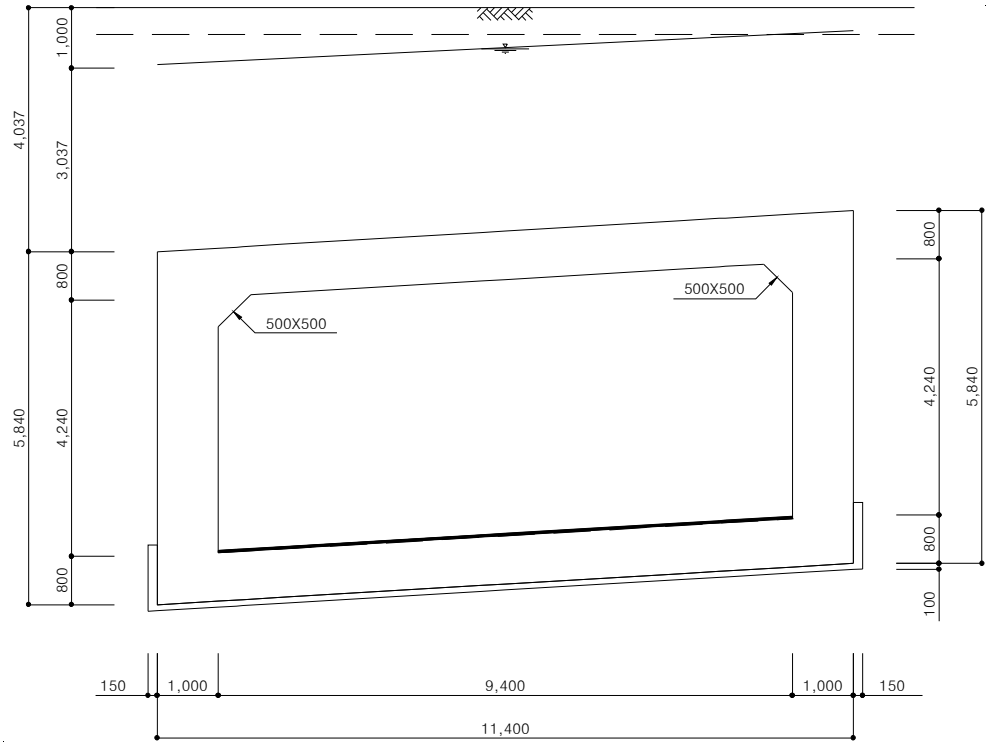
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
3,037
4,037
800
4,240
5,840
800
500X500
500X500
800
4,240
5,840
800
100
150
1,000
9,400
1,000
150
11,400

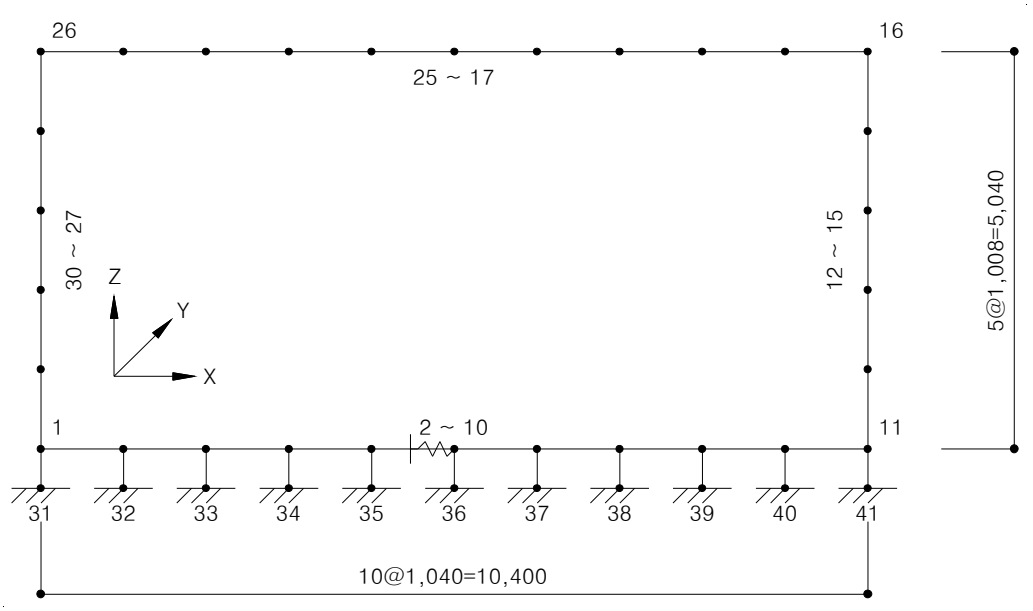
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

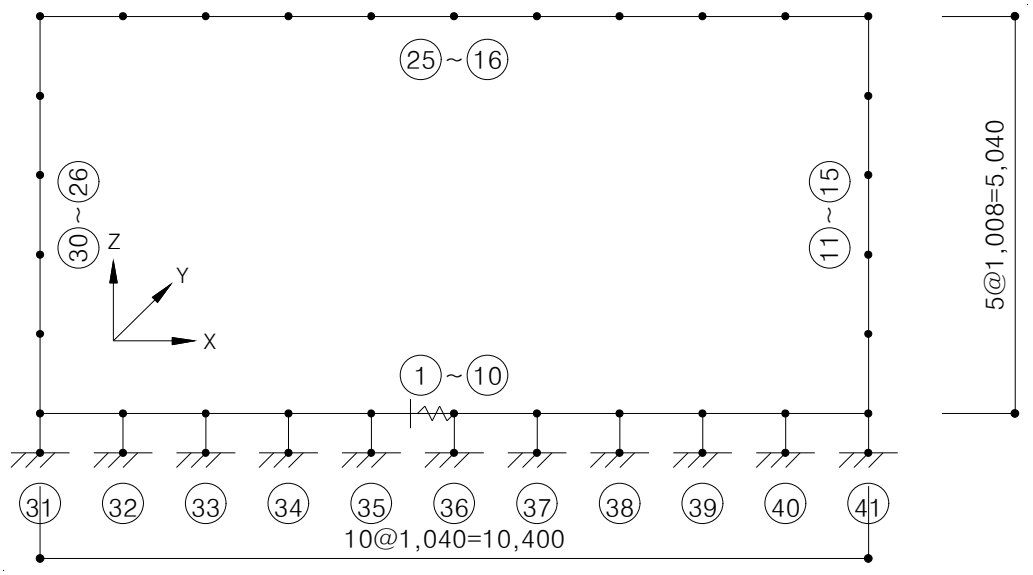
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

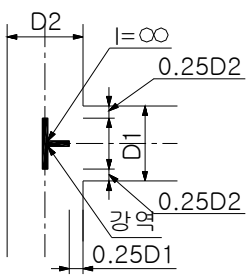
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	1~10,16~25
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	11~15,26~30

3) 단면좌표

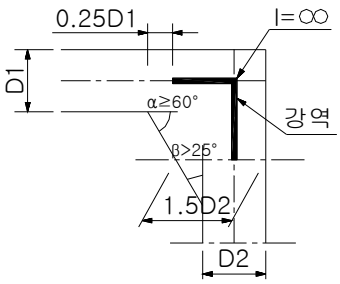
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.160	5.540
2	1.040	0.500	23	3.120	5.540
3	2.080	0.500	24	2.080	5.540
4	3.120	0.500	25	1.040	5.540
5	4.160	0.500	26	0.000	5.540
6	5.200	0.500	27	0.000	4.532
7	6.240	0.500	28	0.000	3.524
8	7.280	0.500	29	0.000	2.516
9	8.320	0.500	30	0.000	1.508
10	9.360	0.500	31	0.000	0.000
11	10.400	0.500	32	1.040	0.000
12	10.400	1.508	33	2.080	0.000
13	10.400	2.516	34	3.120	0.000
14	10.400	3.524	35	4.160	0.000
15	10.400	4.532	36	5.200	0.000
16	10.400	5.540	37	6.240	0.000
17	9.360	5.540	38	7.280	0.000
18	8.320	5.540	39	8.320	0.000
19	7.280	5.540	40	9.360	0.000
20	6.240	5.540	41	10.400	0.000
21	5.200	5.540			

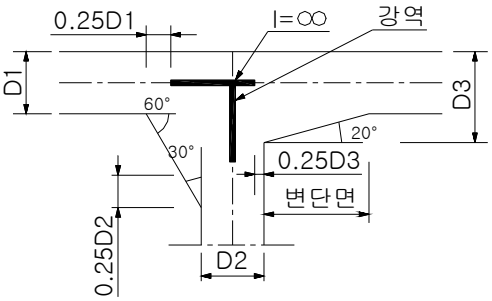
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

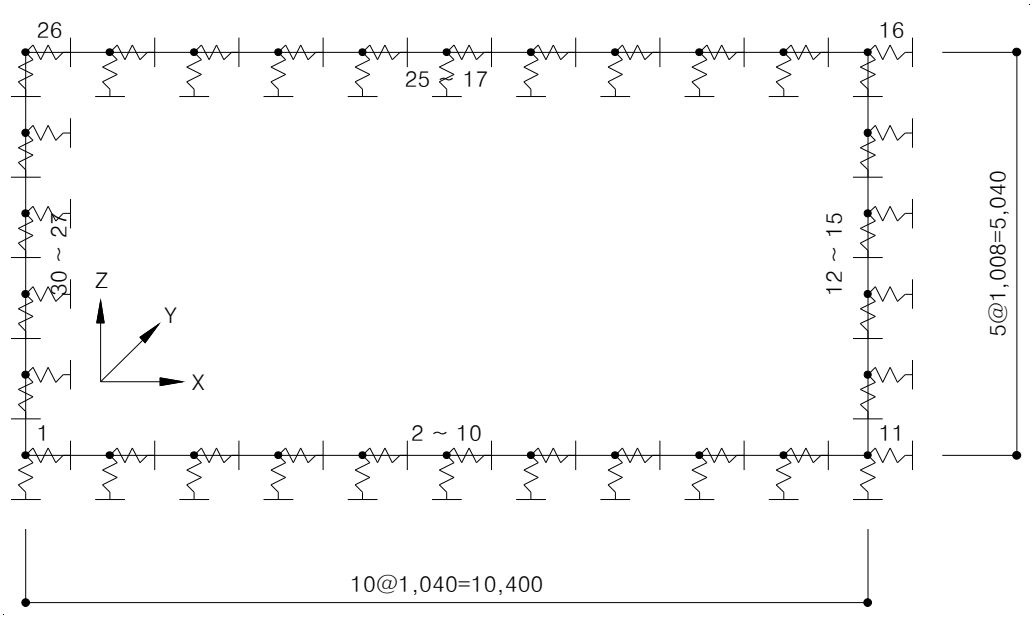
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

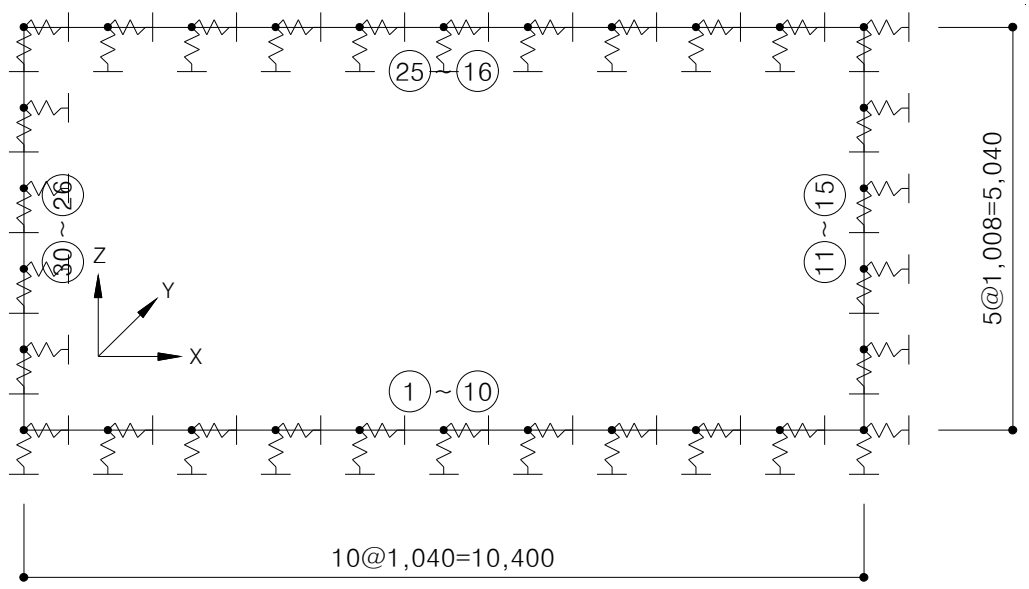
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

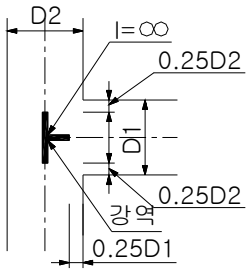
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	1~10,16~25
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	11~15,26~30

3) 단면좌표

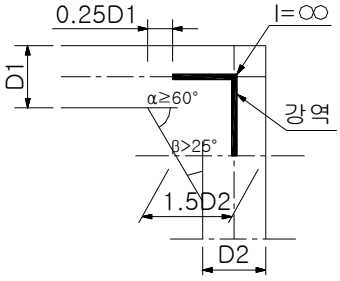
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.400	5.040
2	1.040	0.000	17	9.360	5.040
3	2.080	0.000	18	8.320	5.040
4	3.120	0.000	19	7.280	5.040
5	4.160	0.000	20	6.240	5.040
6	5.200	0.000	21	5.200	5.040
7	6.240	0.000	22	4.160	5.040
8	7.280	0.000	23	3.120	5.040
9	8.320	0.000	24	2.080	5.040
10	9.360	0.000	25	1.040	5.040
11	10.400	0.000	26	0.000	5.040
12	10.400	1.008	27	0.000	4.032
13	10.400	2.016	28	0.000	3.024
14	10.400	3.024	29	0.000	2.016
15	10.400	4.032	30	0.000	1.008

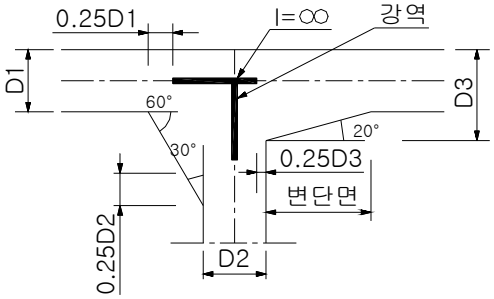
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(11.400 × 11.400 = 11.40 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (11.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 6097.95 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.040/2) = 6220 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 6342 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 (EL. : 13.852 ~ 9.772, N=9)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 166.4 = 166.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 166.4^2 = 50805.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 50805.0 = 134125.2 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 166.4 = 133.1 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 133.1^2 = 32506.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 32506.0 = 85815.8 kN/m²

(2) 퇴적토 (EL. : 9.772 ~ 0.472, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 209.7^2 = 89652.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 89652.0 = 236681.3 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 167.8^2 = 57404.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 57404.0 = 151546.6 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2도층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.400 × 11.400) = 11.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kv = 1577875.330 × (11.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 103094.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 103094.380 = 34364.79 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.400 × 11.400) = 11.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kv = 1577875.330 × (11.400 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 103094.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 103094.380 = 34364.79 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.840 × 5.840) = 5.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kh = 1577875.330 × (5.840 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 170256.61 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 170256.610 = 56752.20 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 107218 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 35739 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.008/2 + 1.008/2) = 171619 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.008/2 + 1.008/2) = 57206 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 107218 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 35739 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.040/2) = 105156 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.008/2 + 0.800/2) = 153912 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.000/2) = 105156 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.008/2 + 0.800/2) = 153912 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.400 × 11.400) = 11.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × β = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kv = 1010310.670 × (11.400 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 66011.14 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 66011.140 = 22003.71 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.400 × 11.400) = 11.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × β = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kv = 1010310.670 × (11.400 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 66011.14 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 66011.140 = 22003.71 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.840 × 5.840) = 5.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × β = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kh = 1010310.670 × (5.840 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 109015.00 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 109015.000 = 36338.33 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 68652 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 22884 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.008/2 + 1.008/2) = 109887 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.008/2 + 1.008/2) = 36629 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 68652 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 22884 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.040/2) = 67331 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.008/2 + 0.800/2) = 98550 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.000/2) = 67331 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.008/2 + 0.800/2) = 98550 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 3.537 × 19.00	=	67.203 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	78.703 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.037 × 10.00	=	30.370 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	51.370 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주)D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 4.037m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.50 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 3.937 × 19.000) × 0.500 = 43.152 kN/m²
Wh2 = 43.152 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 52.728 kN/m²
Wh3 = 52.728 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 62.304 kN/m²
Wh4 = 62.304 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 71.880 kN/m²
Wh5 = 71.880 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 81.456 kN/m²
Wh6 = 81.456 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 91.032 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 3.437 × = 27.685 kN/m²
Wh2 = 27.685 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 32.725 kN/m²
Wh3 = 32.725 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 37.765 kN/m²
Wh4 = 37.765 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 42.805 kN/m²
Wh5 = 42.805 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 47.845 kN/m²
Wh6 = 47.845 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 52.885 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 3.037 × 10.000 = 30.370 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 3.437 × 10.000 = 34.370 kN/m²
Ww3 = 34.370 + 1.008 × 10.000 = 44.450 kN/m²
Ww4 = 44.450 + 1.008 × 10.000 = 54.530 kN/m²
Ww5 = 54.530 + 1.008 × 10.000 = 64.610 kN/m²
Ww6 = 64.610 + 1.008 × 10.000 = 74.690 kN/m²
Ww7 = 74.690 + 1.008 × 10.000 = 84.770 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (4.037 + 5.840 - 1.000) × 10.000 = 88.770 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.380	248.600	198.900	19.000	0.006	0.008
매립토	3.700	166.400	133.100	18.000	0.089	0.111
퇴적토	9.300	209.700	167.800	20.000	0.177	0.222
자갈	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화토	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
풍화암	1.500	294.700	235.800	20.000	0.020	0.025
연암	4.120	248.600	198.900	20.000	0.066	0.083
계					0.507	0.636

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.507 = 0.634	1.25 Tg' = 1.25 × 0.636 = 0.795

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

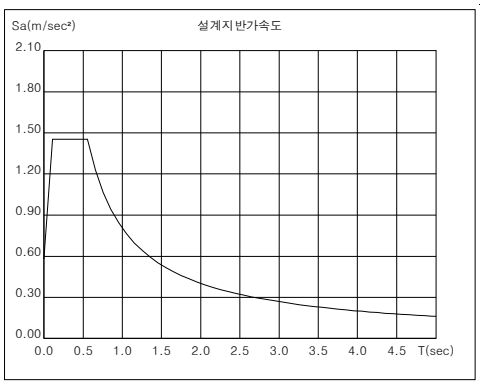
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.270 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.074 m/s²

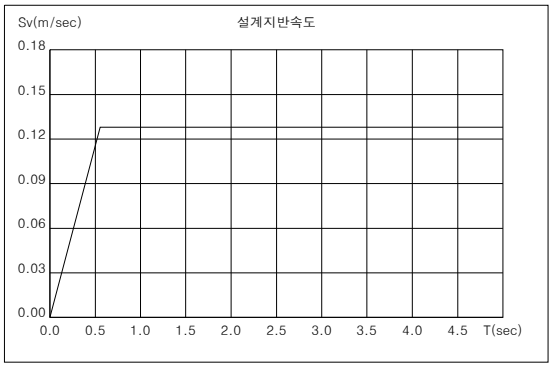
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.634 / 2π × 1.270 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.795 / 2π × 2.074 = 0.262 m/s

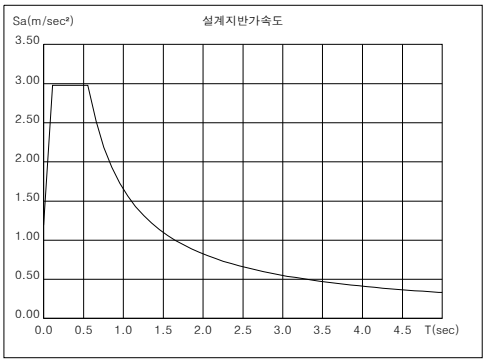
6) 설계응답 응답스펙트럼

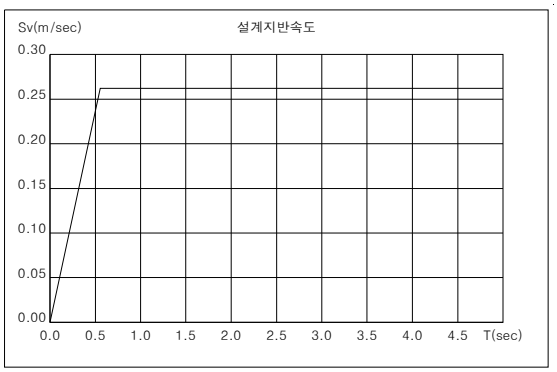
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 4.437 m
- 하부슬래브 EL. = 9.477 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 4.437 / (2 \times 30.000)) = 0.016003$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 9.477 / (2 \times 30.000)) = 0.014461$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.795 \times \cos(\pi \times 4.437 / (2 \times 30.000)) = 0.041074$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.795 \times \cos(\pi \times 9.477 / (2 \times 30.000)) = 0.037118$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 34364.790 \times (0.016003 - 0.014461) = 52.991\ kN/m^2$	$Po = 22003.710 \times (0.041074 - 0.037118) = 87.047\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
4.437	170256.610	0.016003	0.001542	262.536
5.445	170256.610	0.015781	0.001320	224.739
6.453	170256.610	0.015515	0.001054	179.450
7.461	170256.610	0.015206	0.000745	126.841
8.469	170256.610	0.014854	0.000393	66.911
9.477	170256.610	0.014461	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
4.437	109015.000	0.041074	0.003956	431.263
5.445	109015.000	0.040505	0.003387	369.234
6.453	109015.000	0.039822	0.002704	294.777
7.461	109015.000	0.039028	0.001910	208.219
8.469	109015.000	0.038126	0.001008	109.887
9.477	109015.000	0.037118	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	50805.000 × 0.000181 = 9.200	32506.000 × 0.000464 = 15.080
Vb	89652.000 × 0.000394 = 35.320	57404.000 × 0.001011 = 58.040
Vs	(9.200 + 35.320) / 2 = 22.260	(15.080 + 58.040) / 2 = 36.560

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×4.437) = 1.381	fu = 0.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×4.437) = 3.398

② 하부슬래브

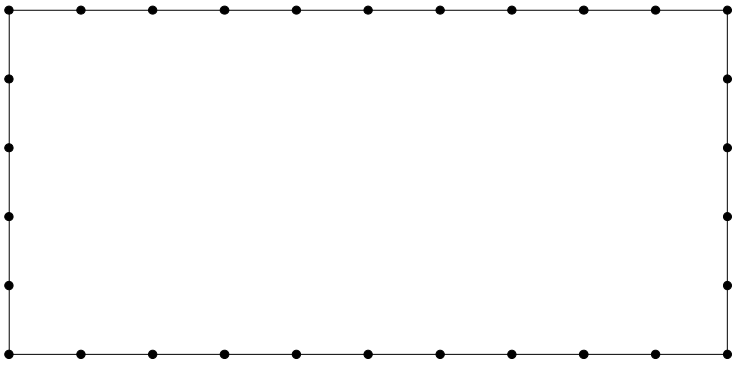
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×9.477) = 1.270	fb = 0.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×9.477) = 3.123

③ 측벽

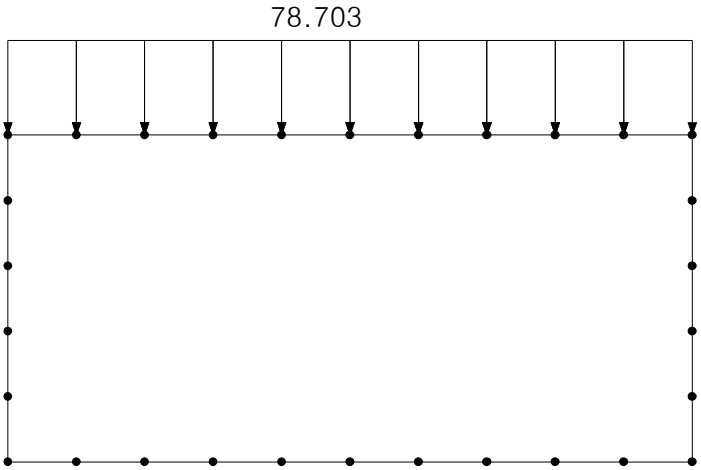
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×4.437) = 1.727	f1 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×4.437) = 4.247
f2 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×5.445) = 1.699	f2 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×5.445) = 4.178
f3 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×6.453) = 1.671	f3 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×6.453) = 4.110
f4 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×7.461) = 1.643	f4 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×7.461) = 4.041
f5 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×8.469) = 1.615	f5 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×8.469) = 3.972
f6 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×9.477) = 1.587	f6 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×9.477) = 3.903

10. 하 중 재 하 (상시)

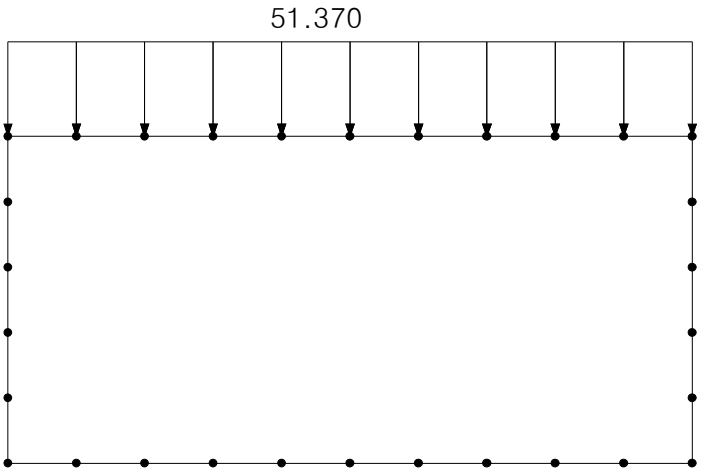
1) CASE1 - 구체자중(SW)



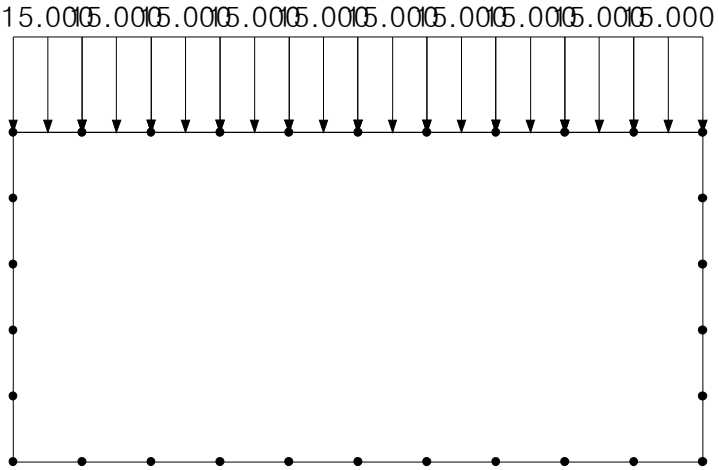
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



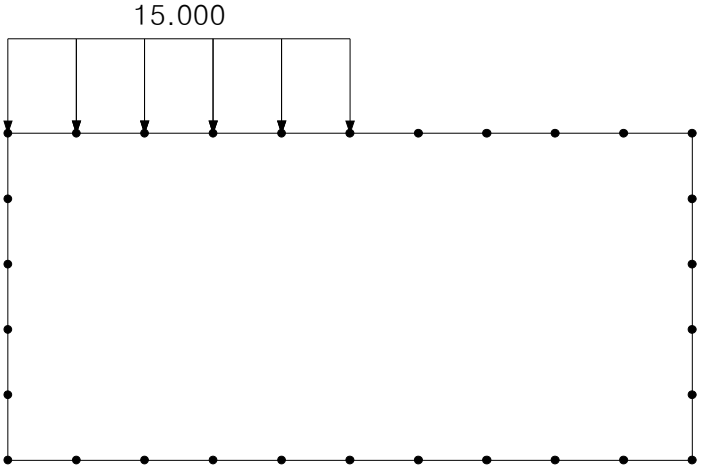
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



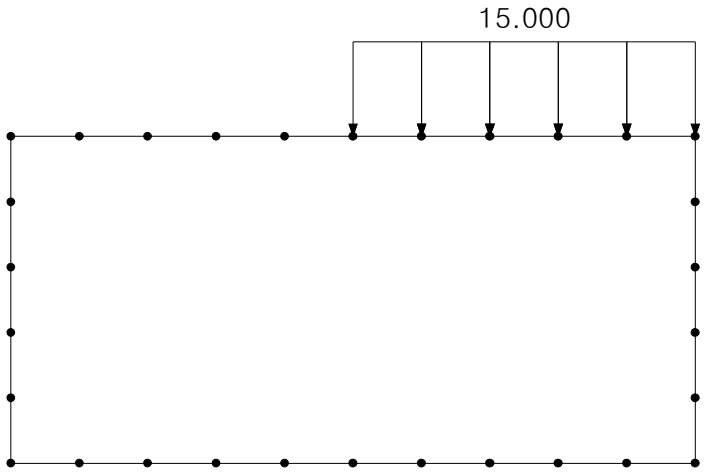
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



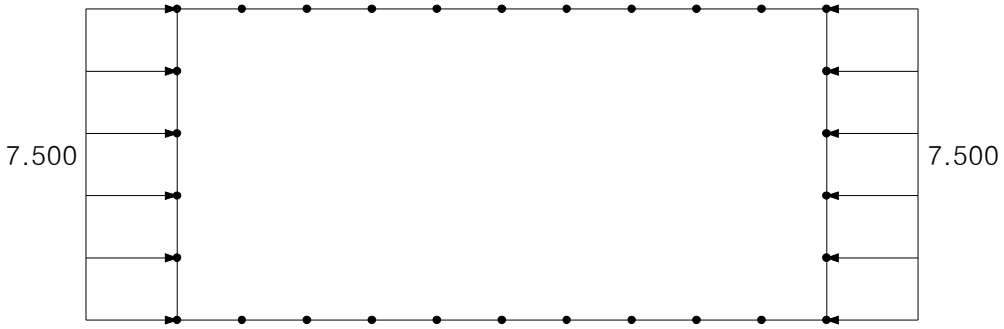
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



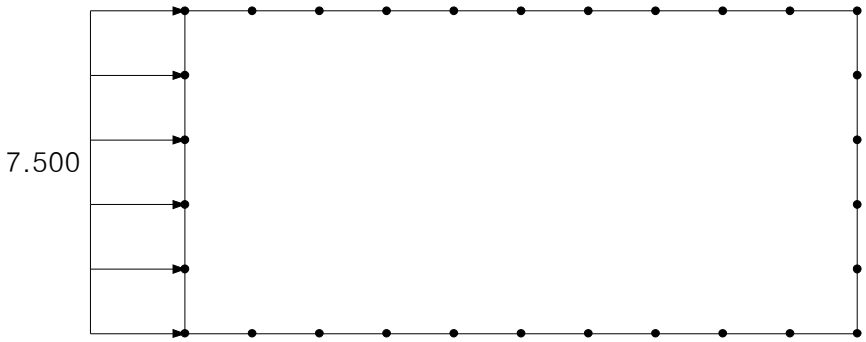
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



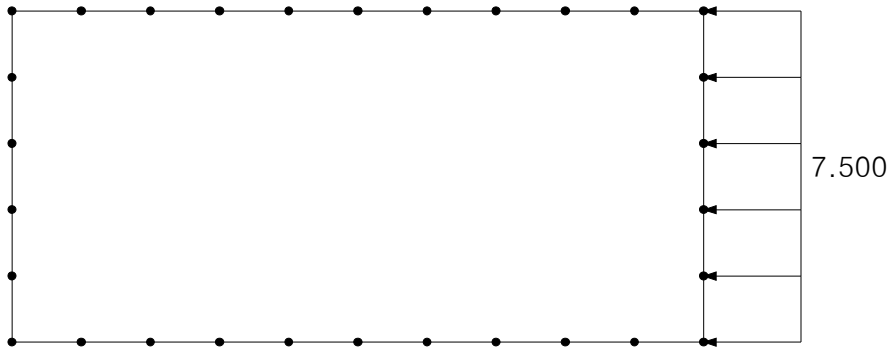
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



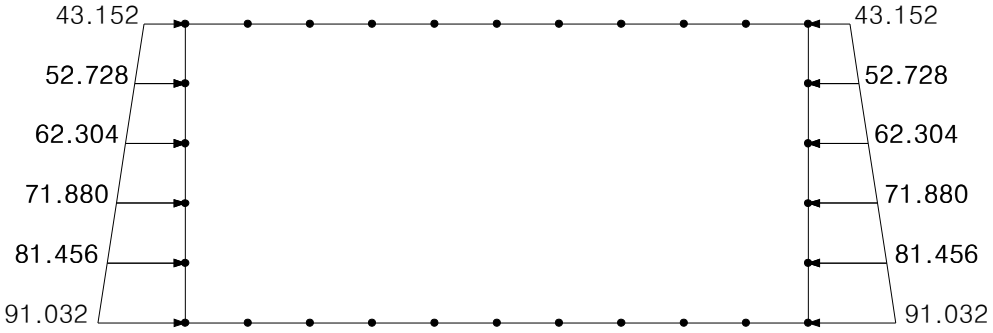
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



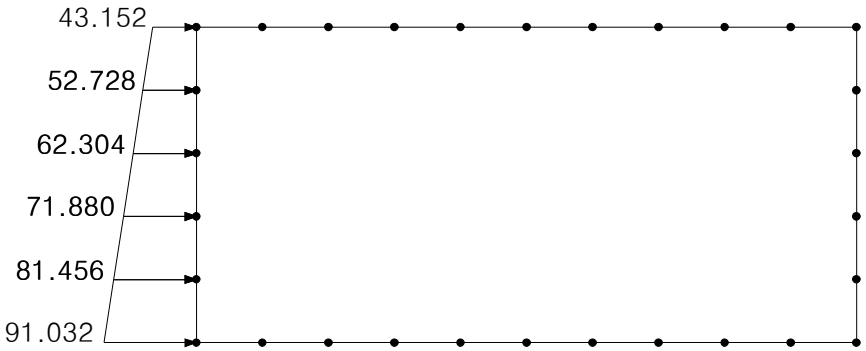
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



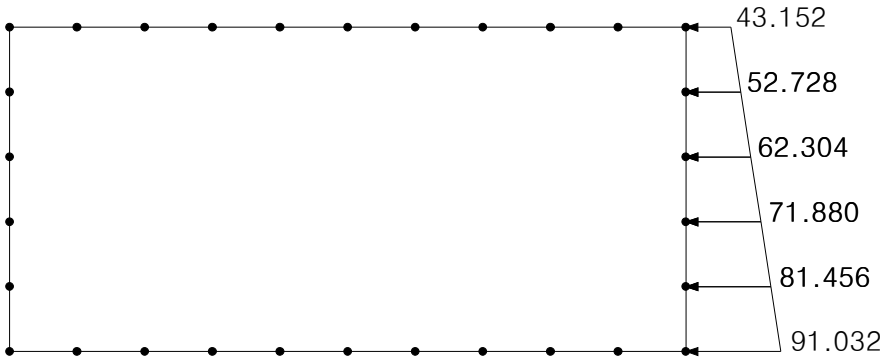
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



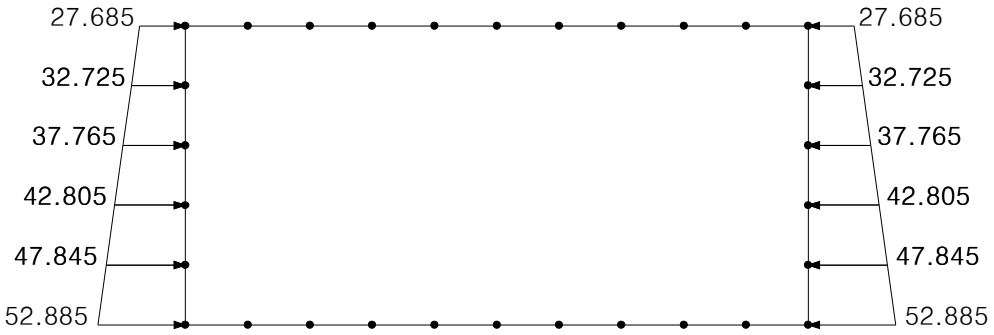
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



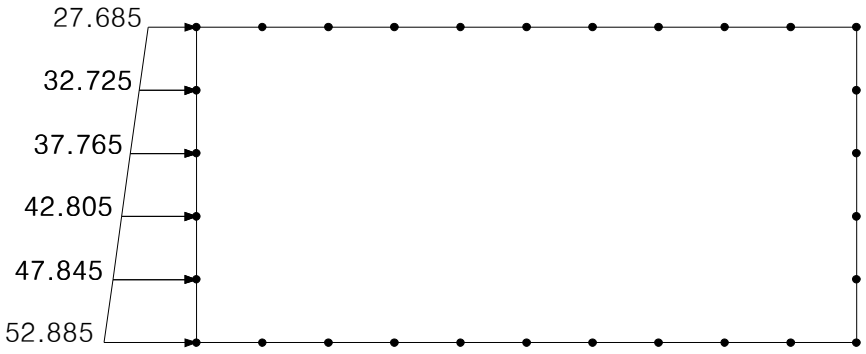
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



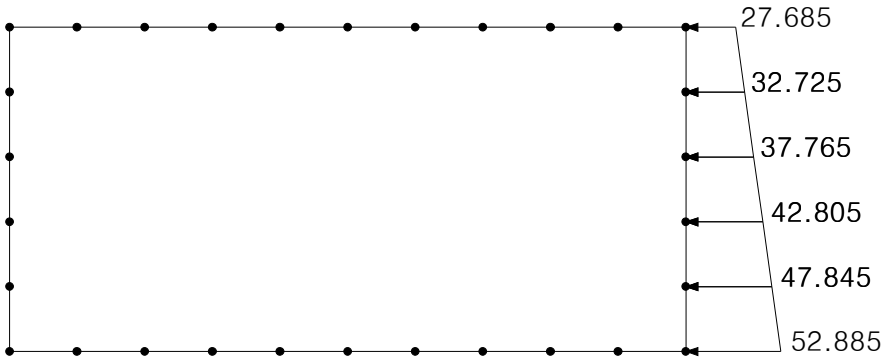
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



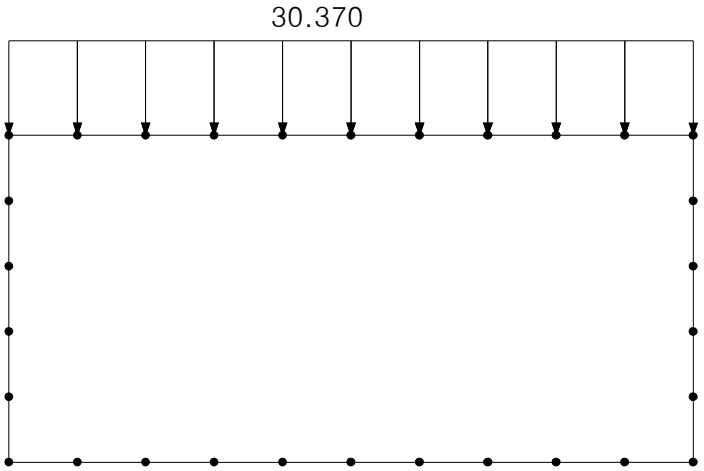
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



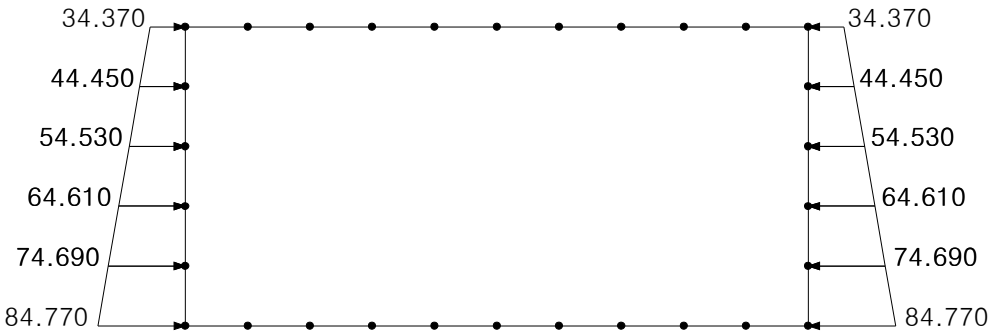
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



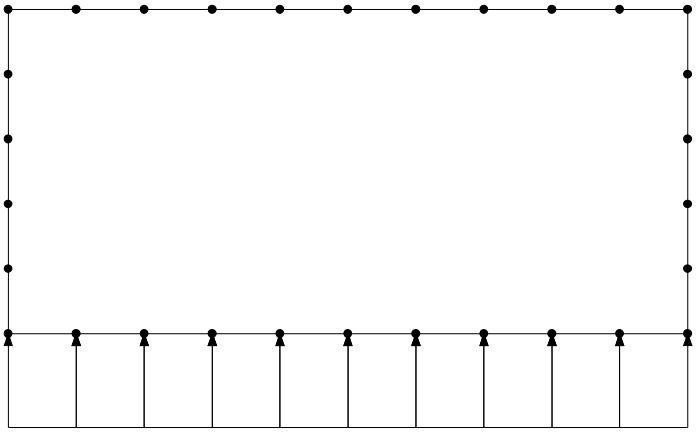
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

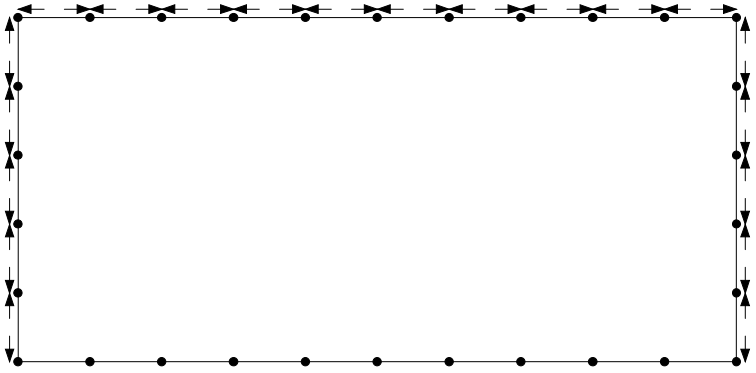


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

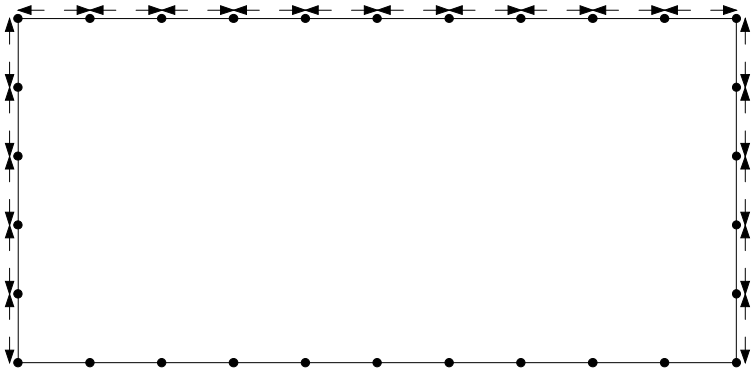


88.770

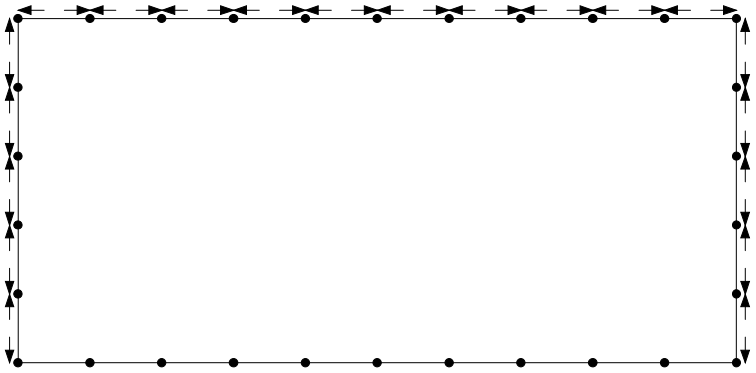
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

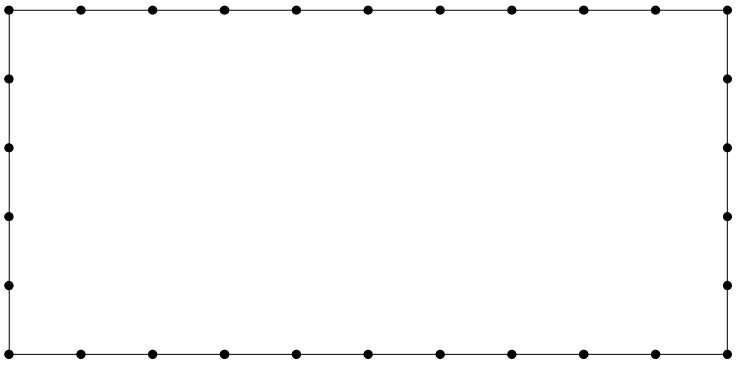


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

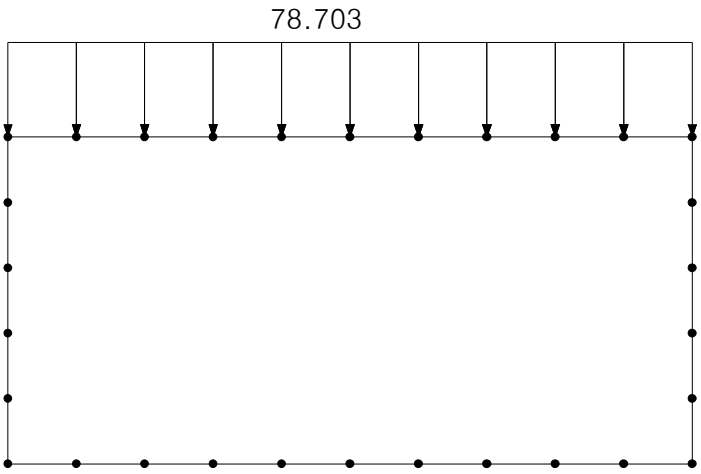


11. 하중 재하 (기능수행)

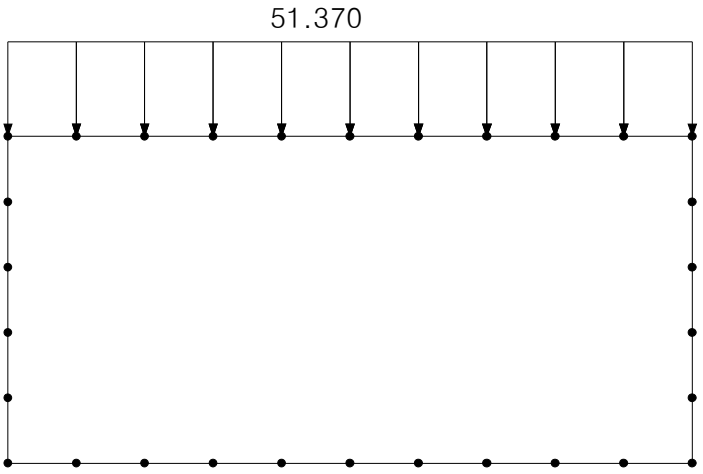
1) CASE1 - 구체자중(SW)



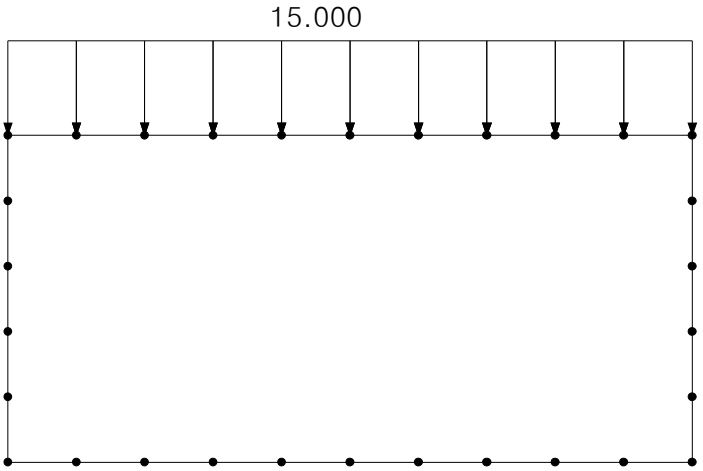
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



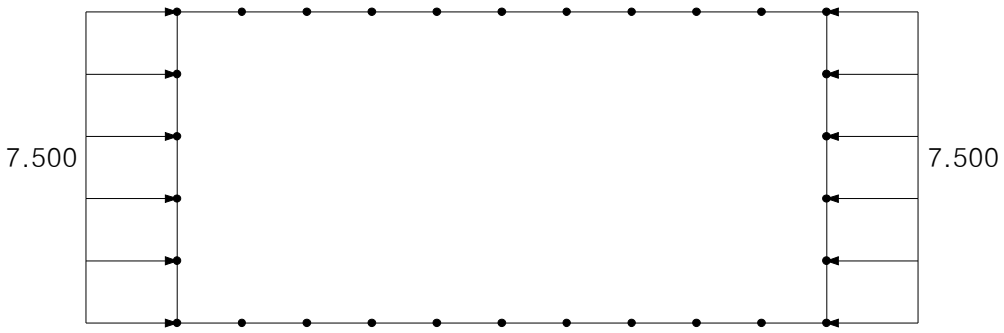
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



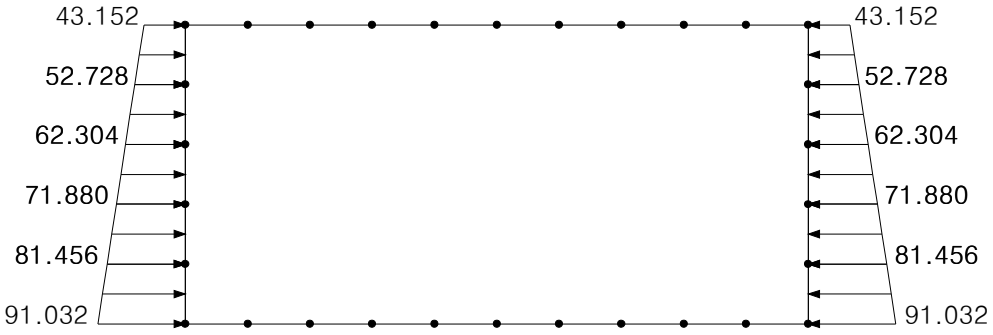
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



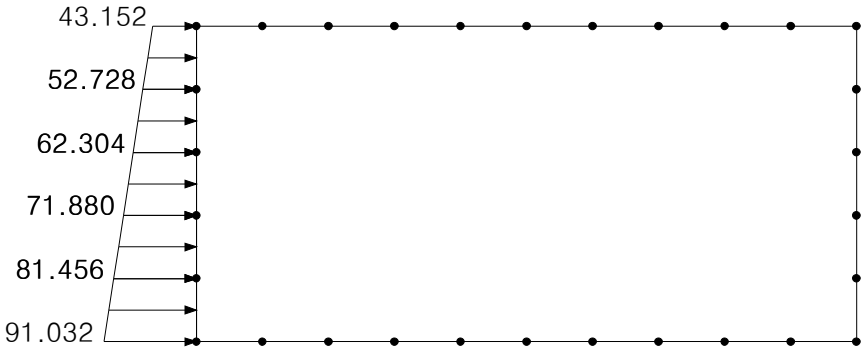
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



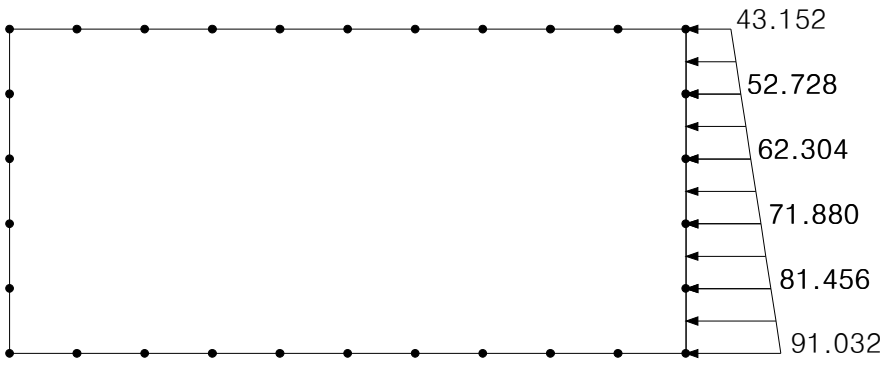
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



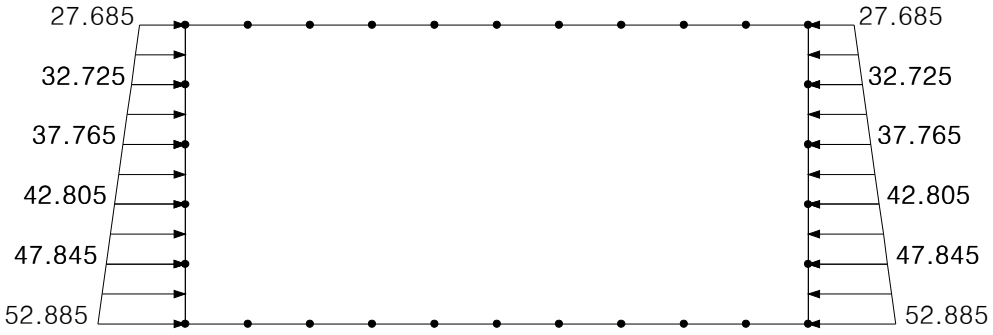
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



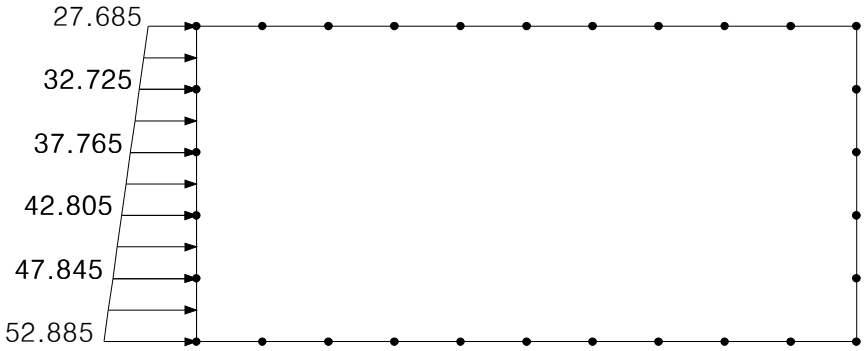
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



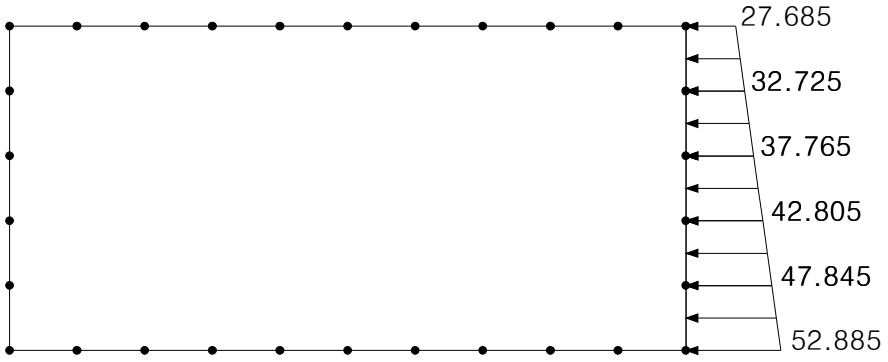
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



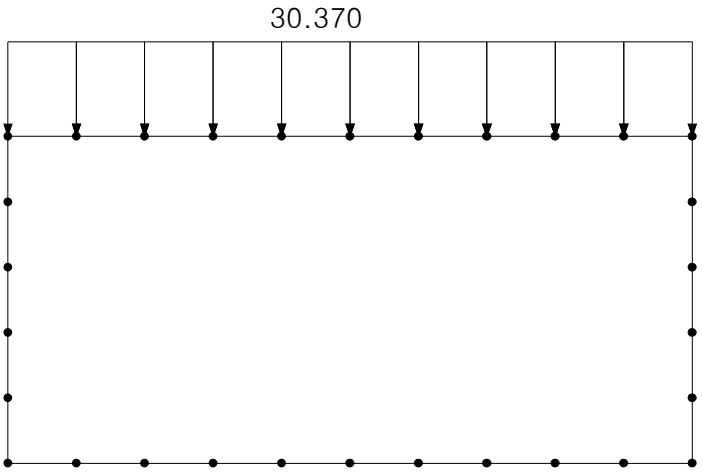
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



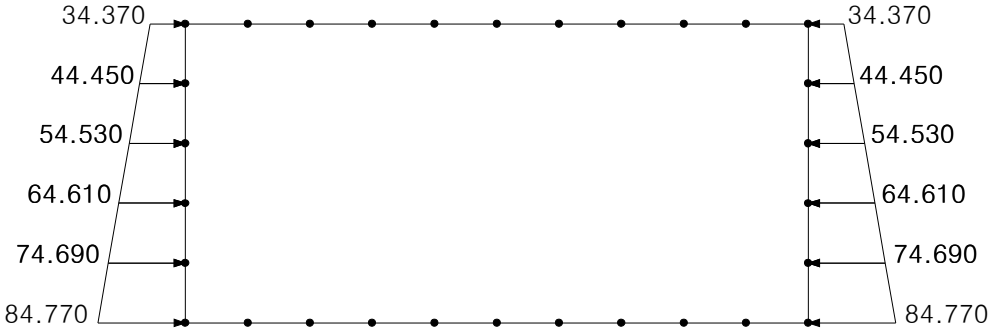
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



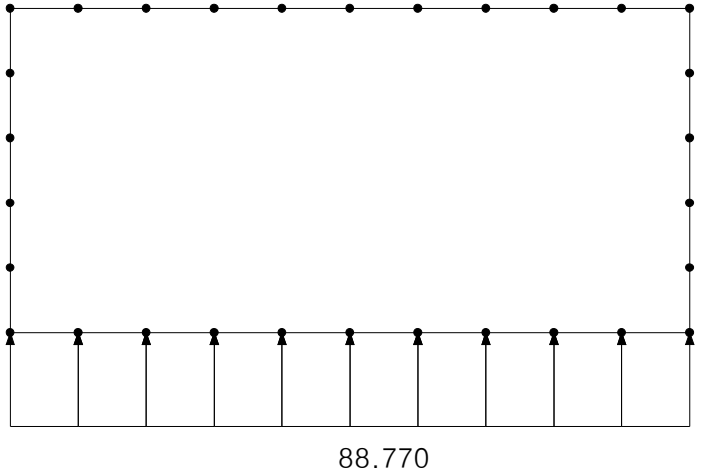
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

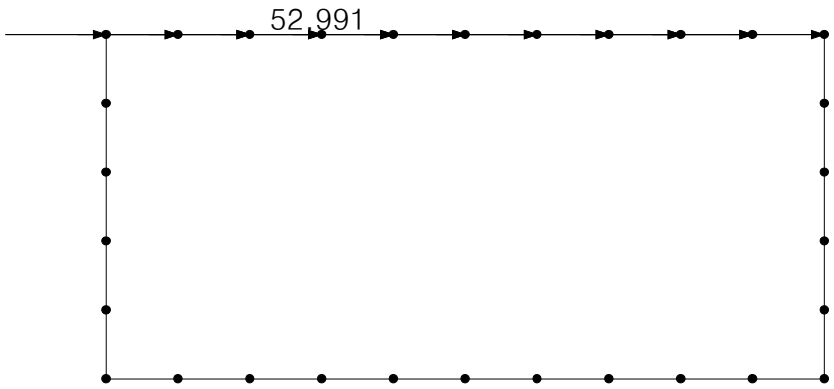


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

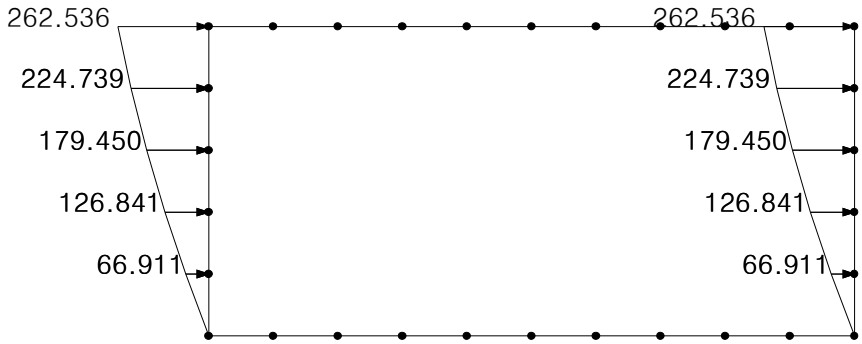


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

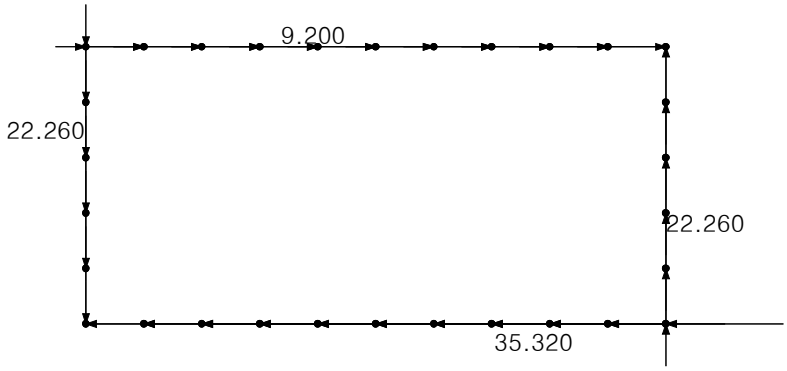
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



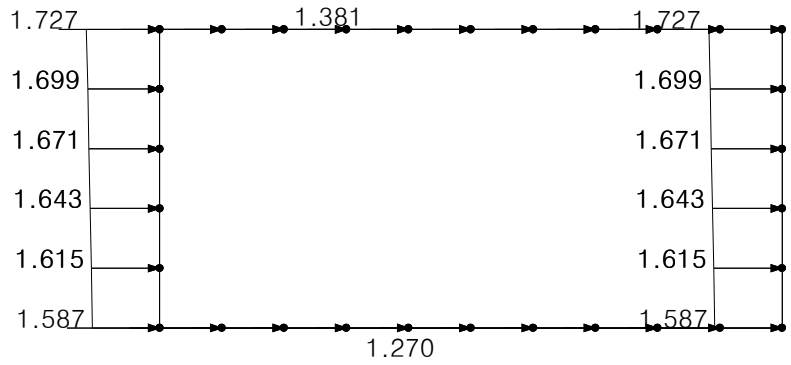
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

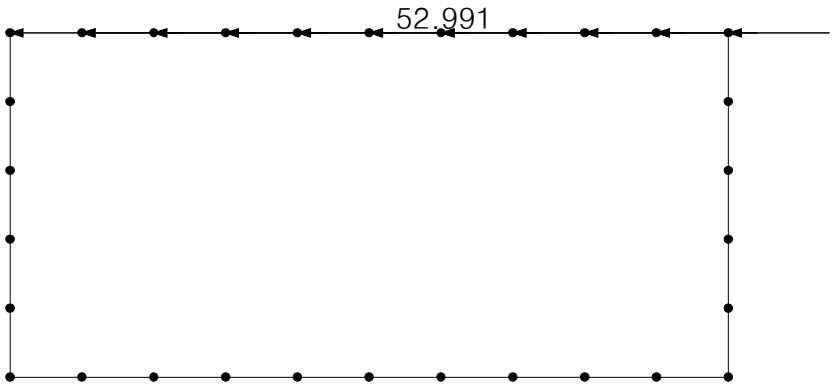


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

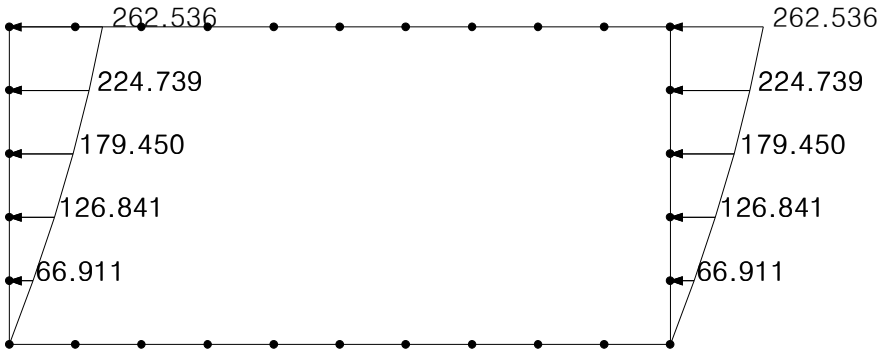


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

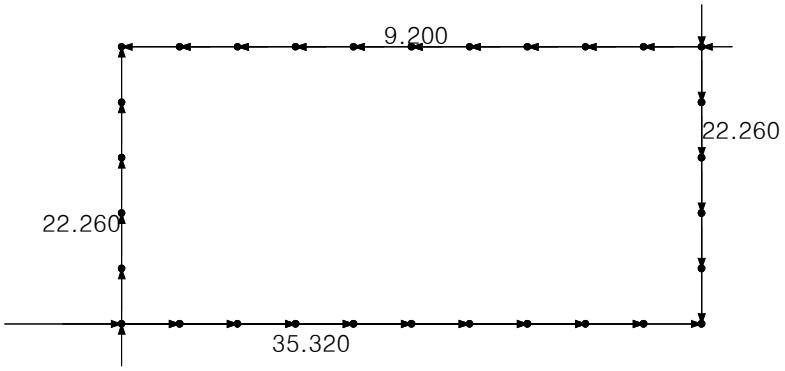
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



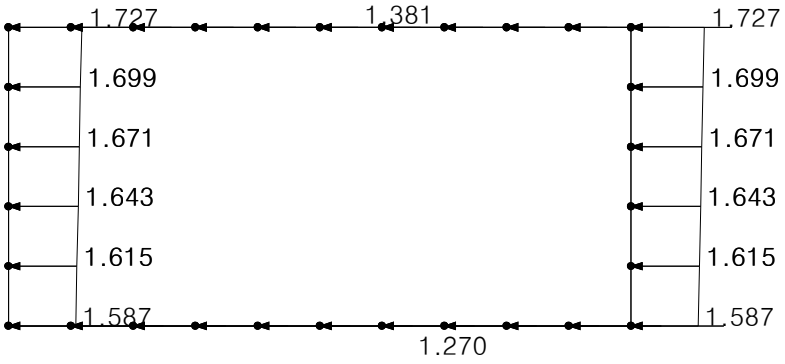
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

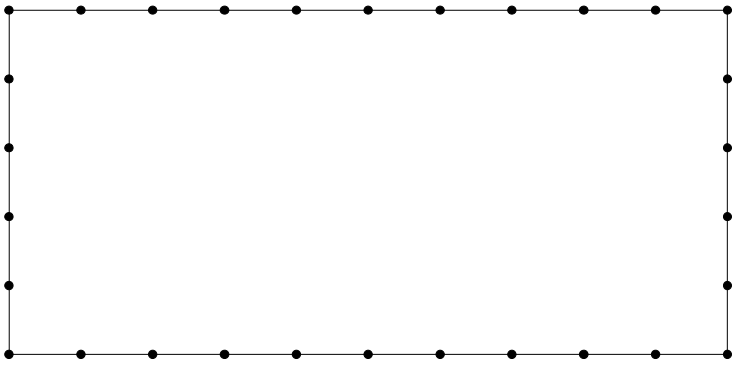


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

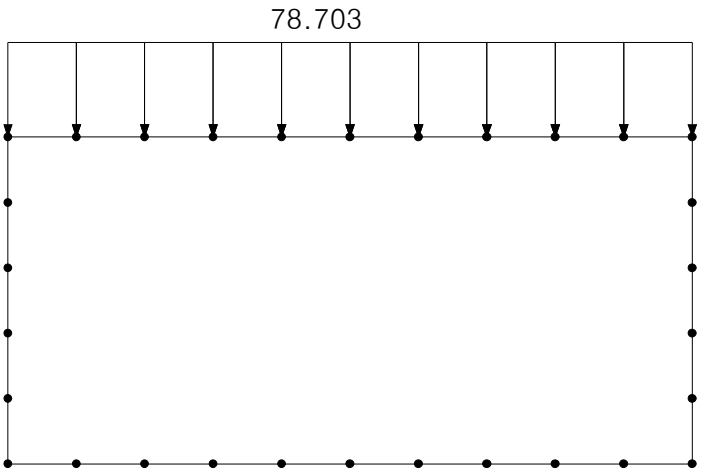


12. 하중 재하 (붕괴방지)

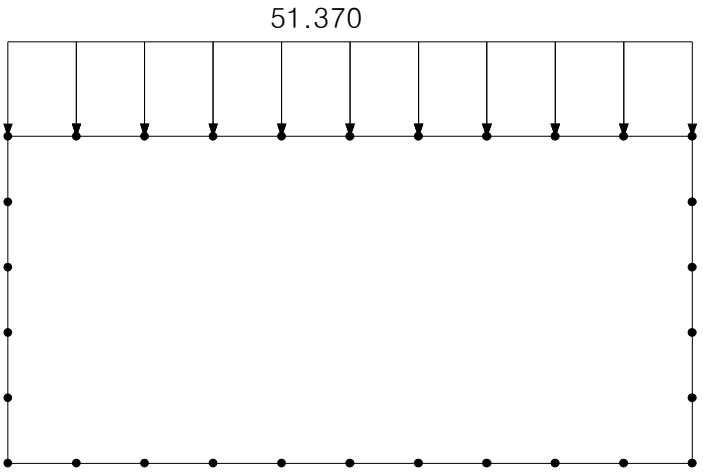
1) CASE1 - 구체자중(SW)



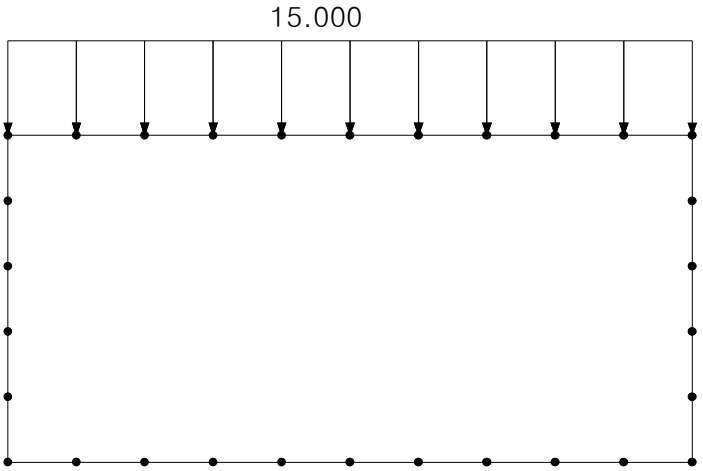
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



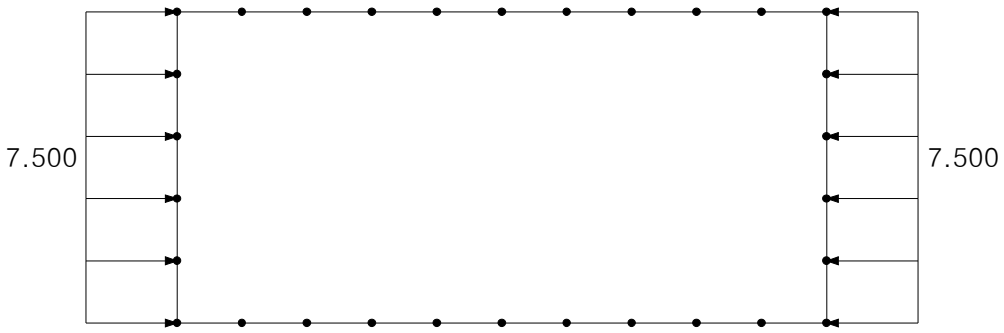
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



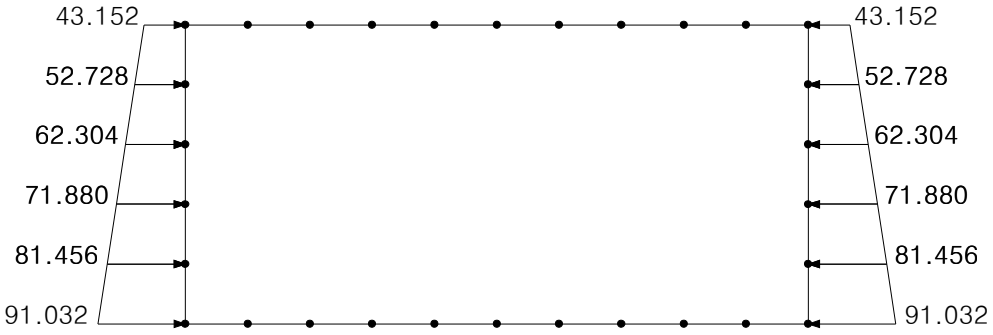
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



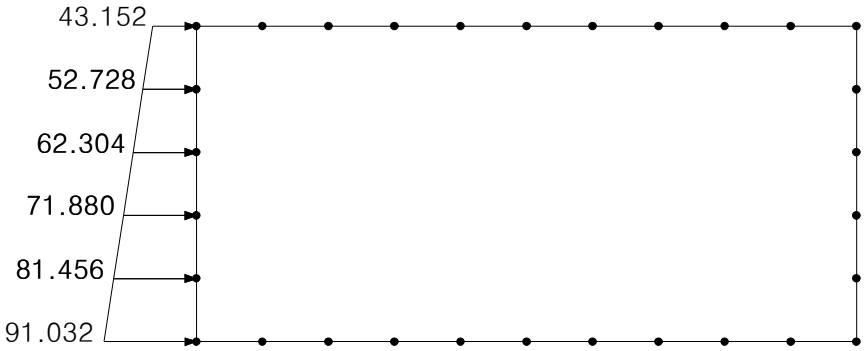
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



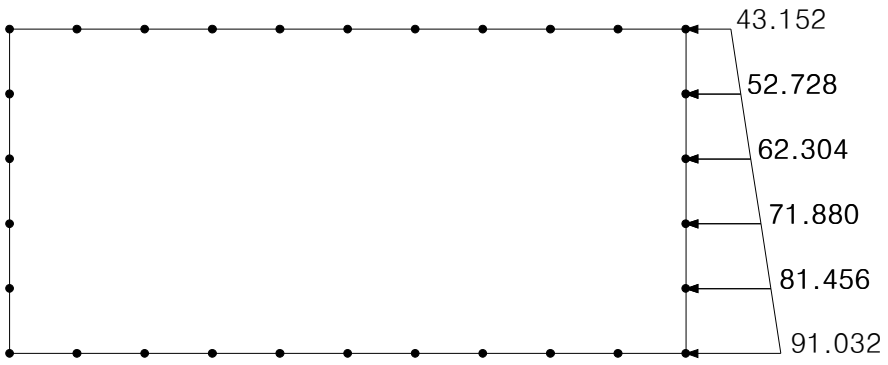
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



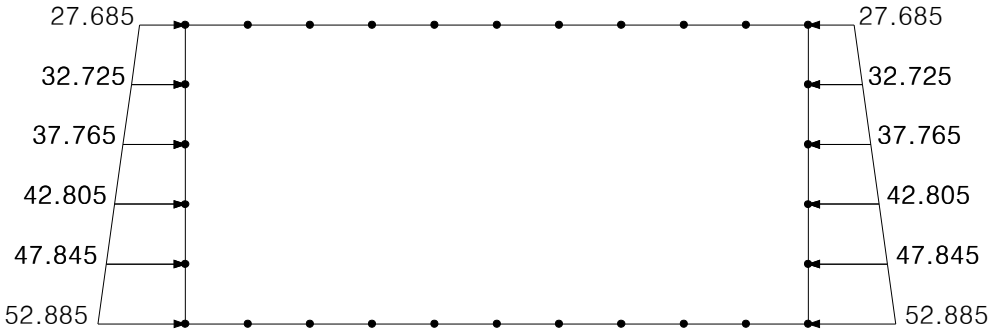
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



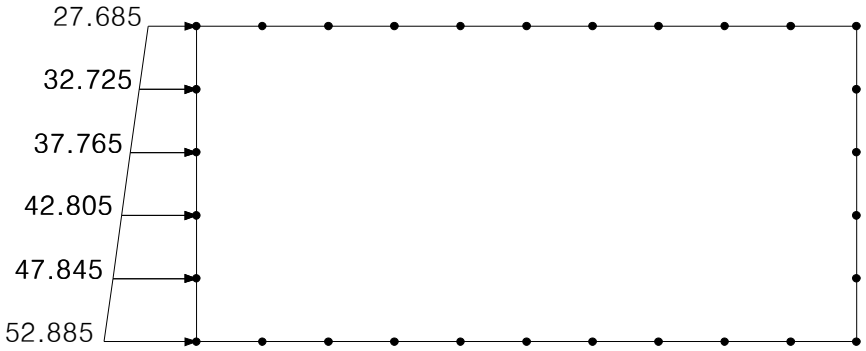
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



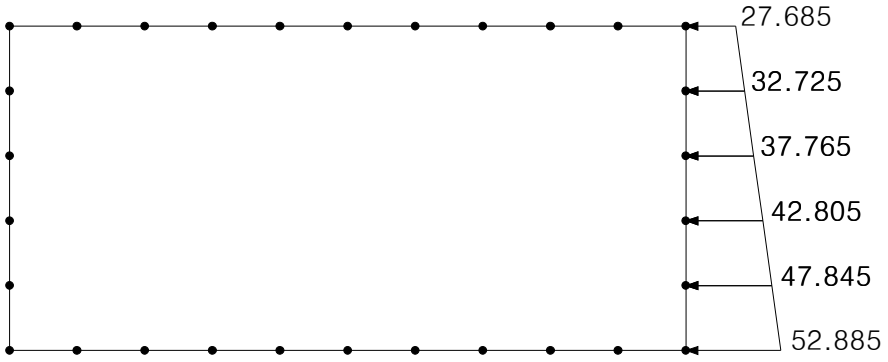
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



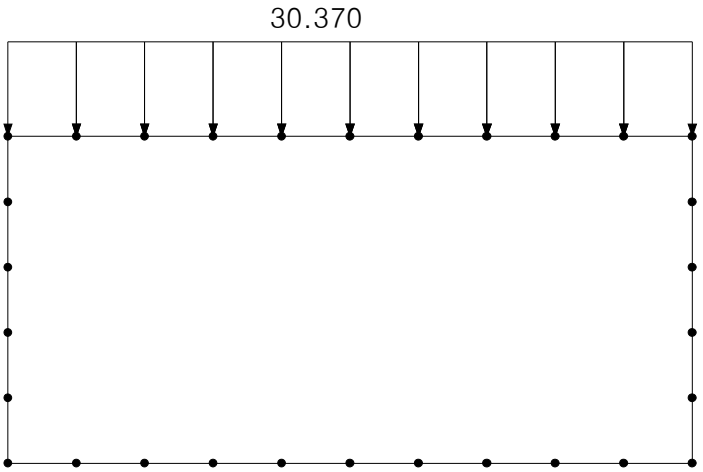
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



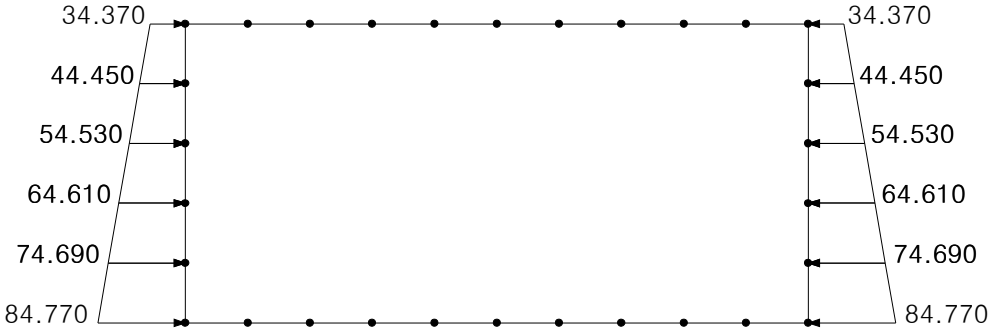
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



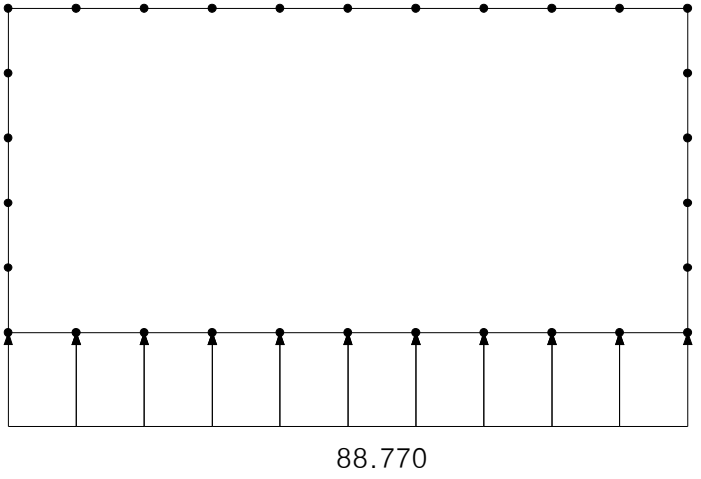
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

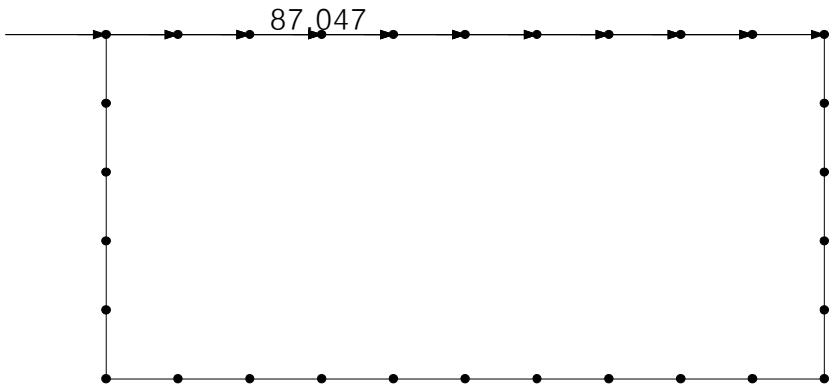


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

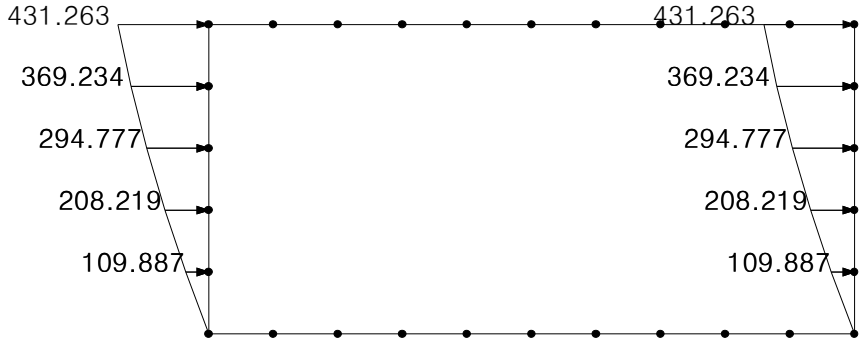


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

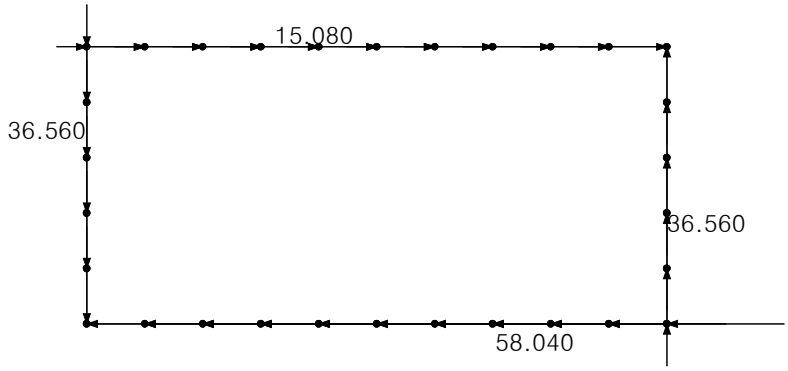
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



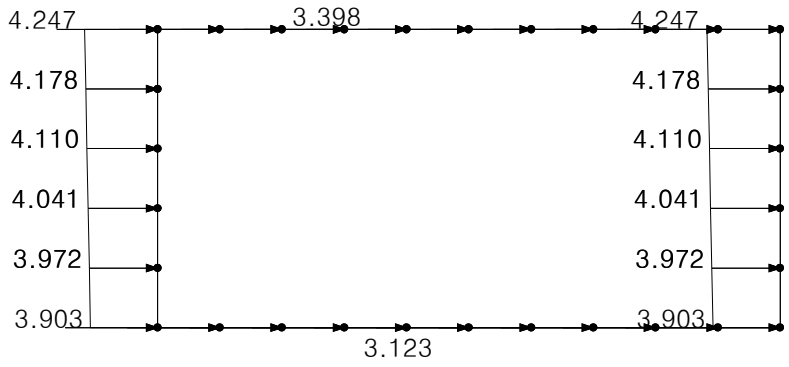
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

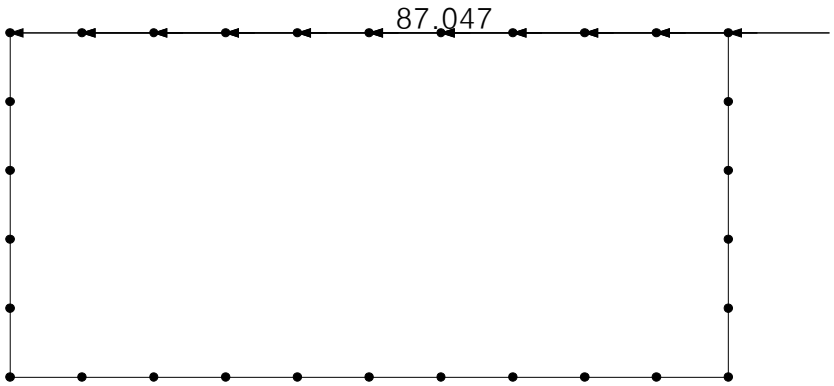


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

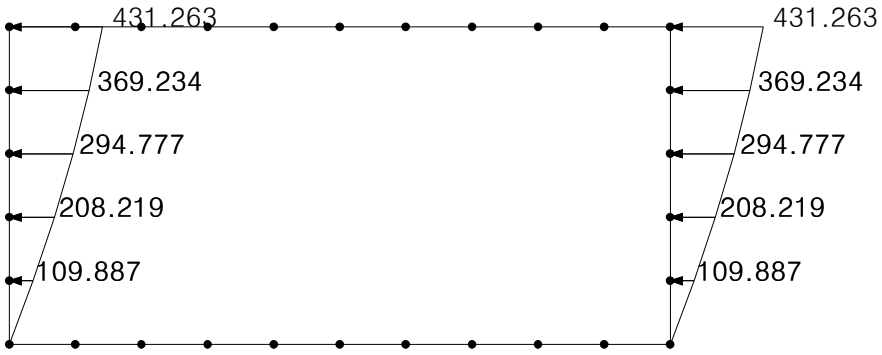


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

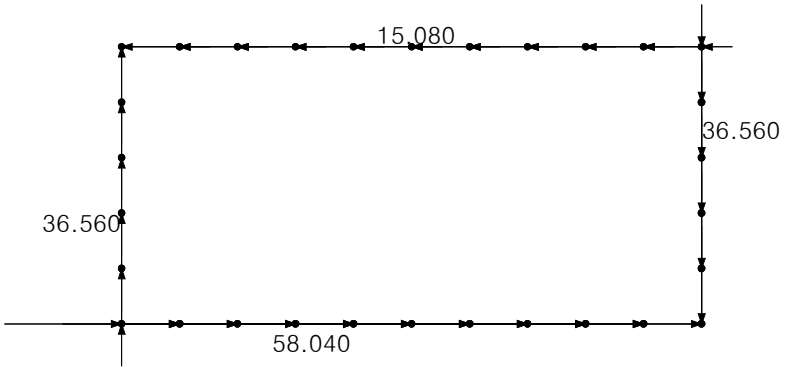
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



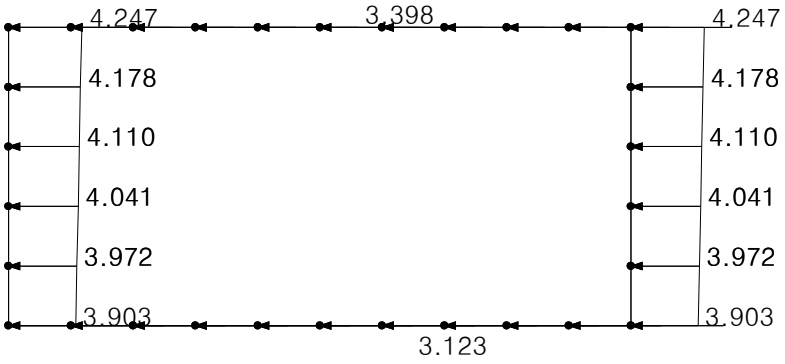
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.949, h = 4.037 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.519	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.519	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.519	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.519	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

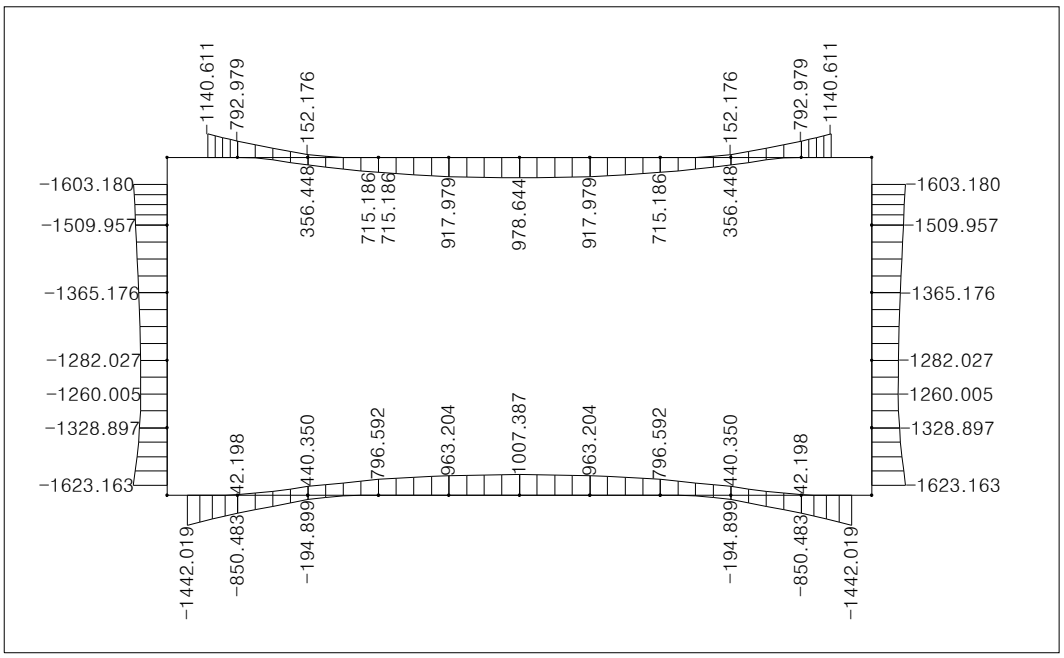
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

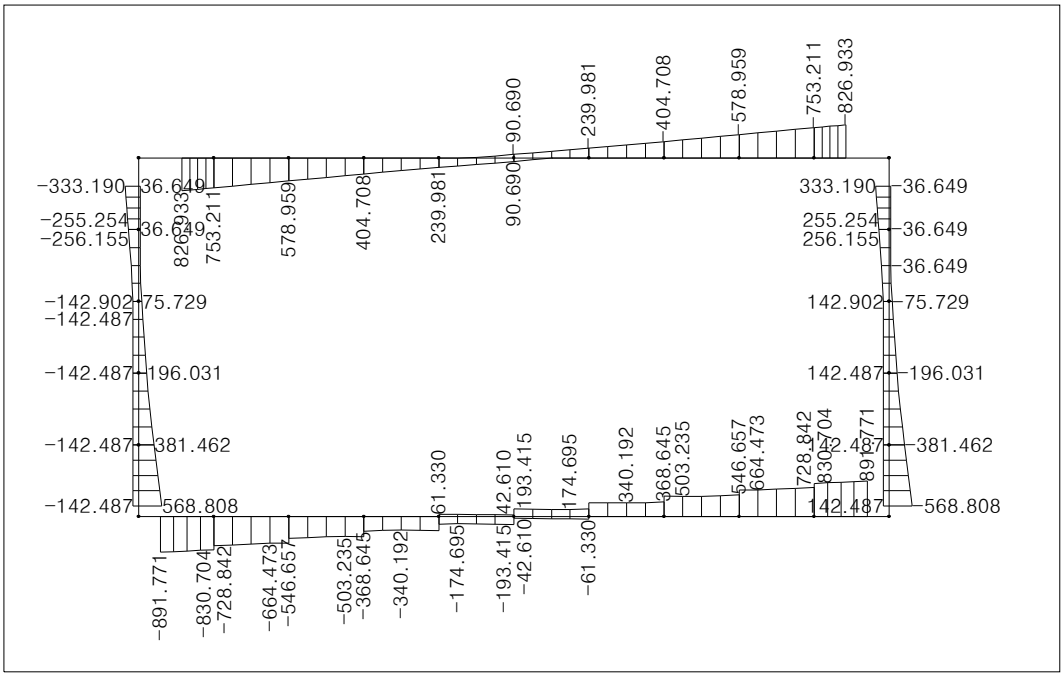
14. 단면력정리

14.1 상시

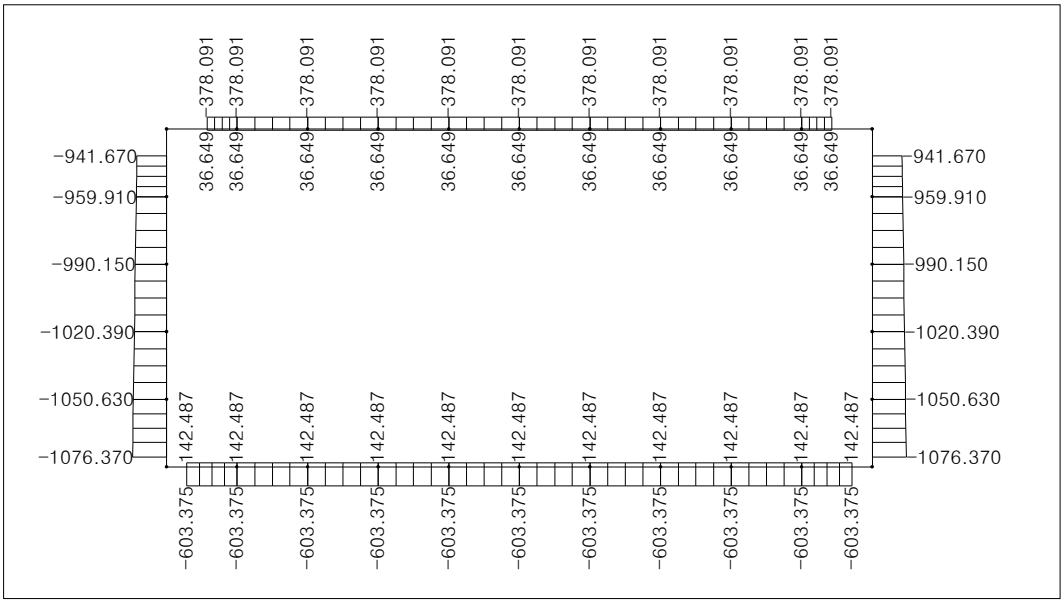
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



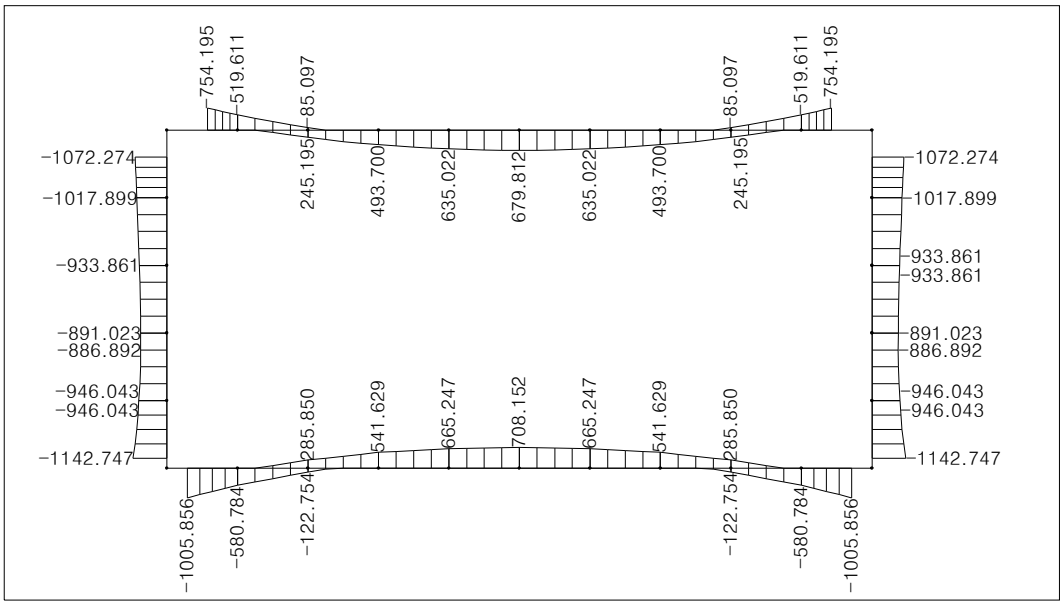
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

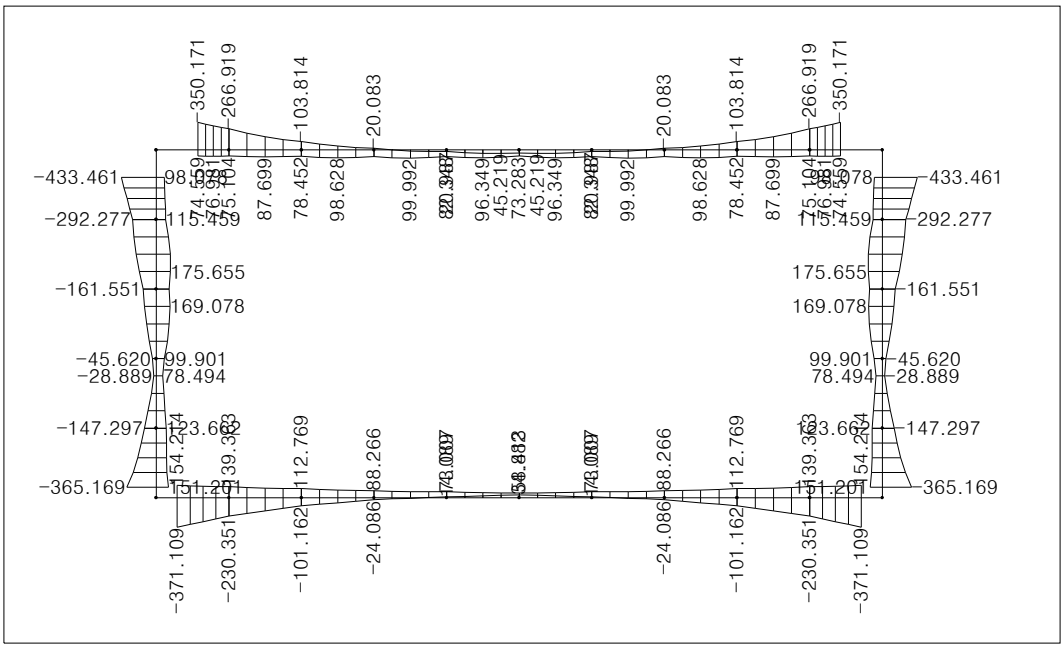


5) 단면력 정리

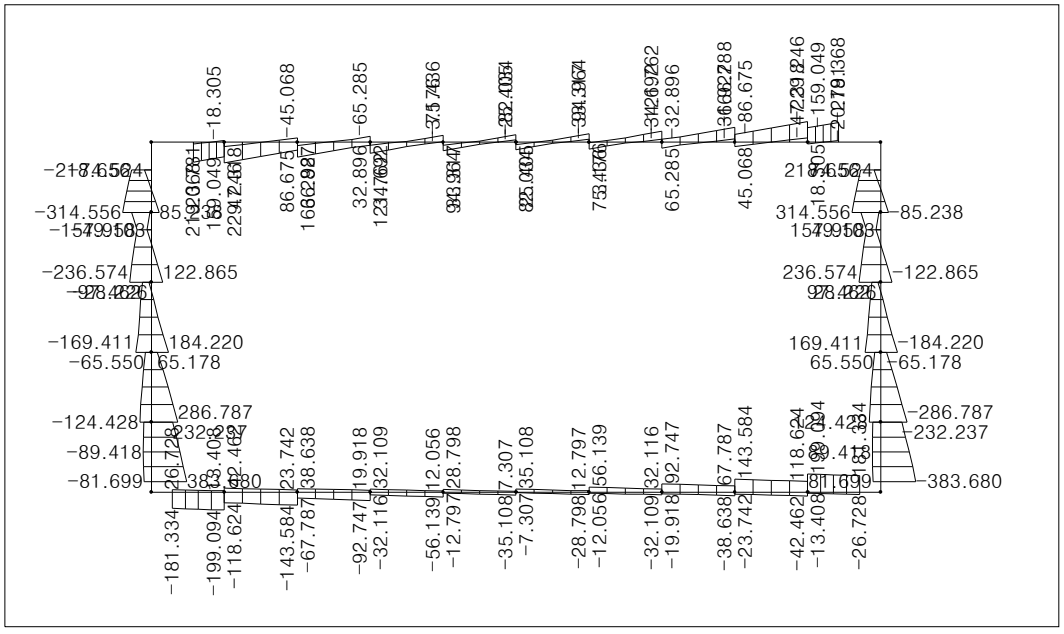
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1140.61	726.40	378.09	754.20	1000.00	933.33	
		중앙부	2	978.64	90.69	378.09	679.81	1000.00	800.00	
		우측	3	1140.61	726.40	378.09	754.20	1000.00	933.33	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1442.02	715.64	603.38	1005.86	1000.00	800.00	
		중앙부	5	1007.39	193.42	603.38	708.15	1000.00	800.00	
		우측	6	1442.02	715.64	603.38	1005.86	1000.00	800.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1603.18	215.65	941.67	1072.27	1000.00	1166.67	
		중앙부	8	1305.57	142.49	1005.27	900.00	1000.00	1000.00	
		하부	9	1623.16	321.83	1076.37	1142.75	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	1603.18	215.65	941.67	1072.27	1000.00	1146.67	
		상부 (내측)	11	0.00	215.65	941.67	0.00	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	12	1305.57	142.49	1005.27	900.00	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	13	0.00	142.49	1005.27	0.00	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	14	1623.16	321.83	1076.37	1142.75	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	15	0.00	321.83	1076.37	0.00	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

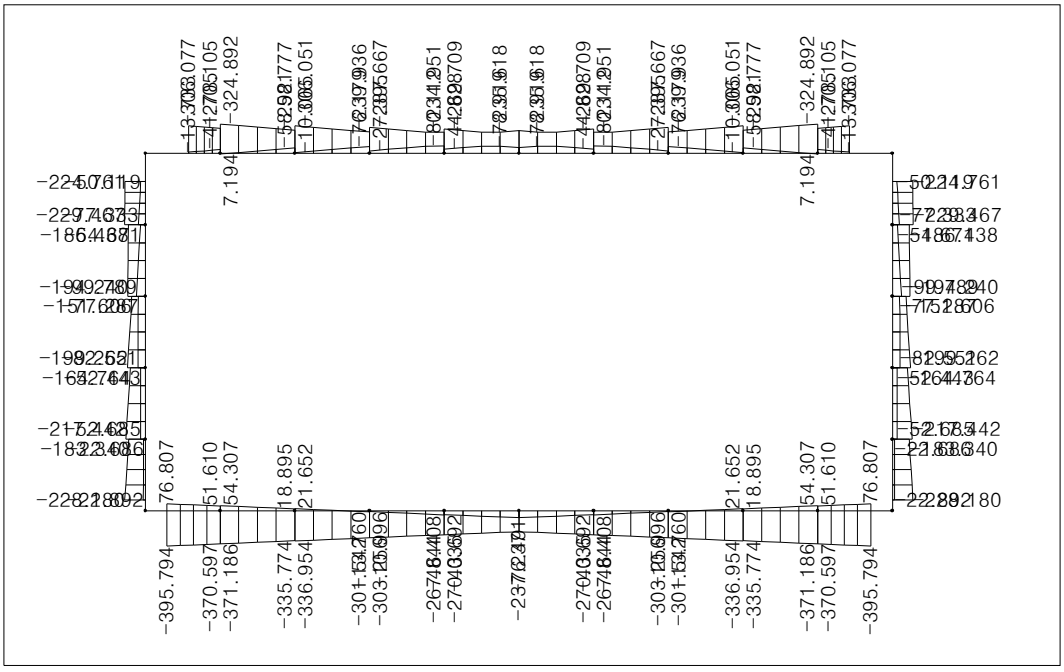
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

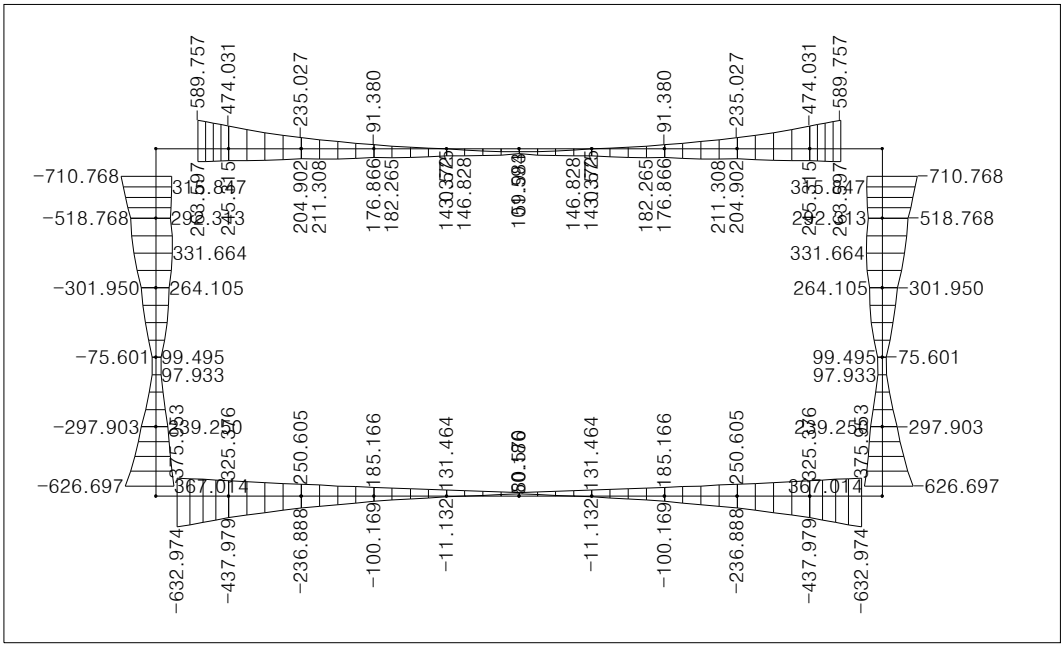


4) 단면력 정리

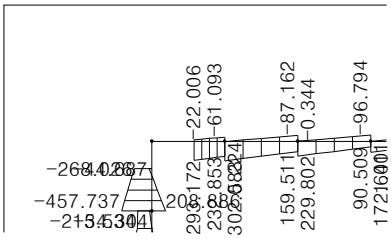
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	350.17	207.31	306.08	1000.00	933.33	
		중앙부	2	73.28	82.03	252.15	1000.00	800.00	
		우측	3	350.17	207.31	306.08	1000.00	933.33	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	371.11	122.46	395.79	1000.00	800.00	
		중앙부	5	58.41	35.11	237.24	1000.00	800.00	
		우측	6	371.11	122.46	395.79	1000.00	800.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	433.46	162.72	224.76	1000.00	1166.67	
		중앙부	8	118.51	129.91	190.34	1000.00	1000.00	
		하부	9	365.17	226.72	228.18	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	433.46	162.72	224.76	1000.00	1146.67	
		상부 (내측)	11	98.08	162.72	224.76	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	12	118.51	129.91	190.34	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	13	161.99	129.91	190.34	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	14	365.17	226.72	228.18	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	15	151.20	226.72	228.18	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

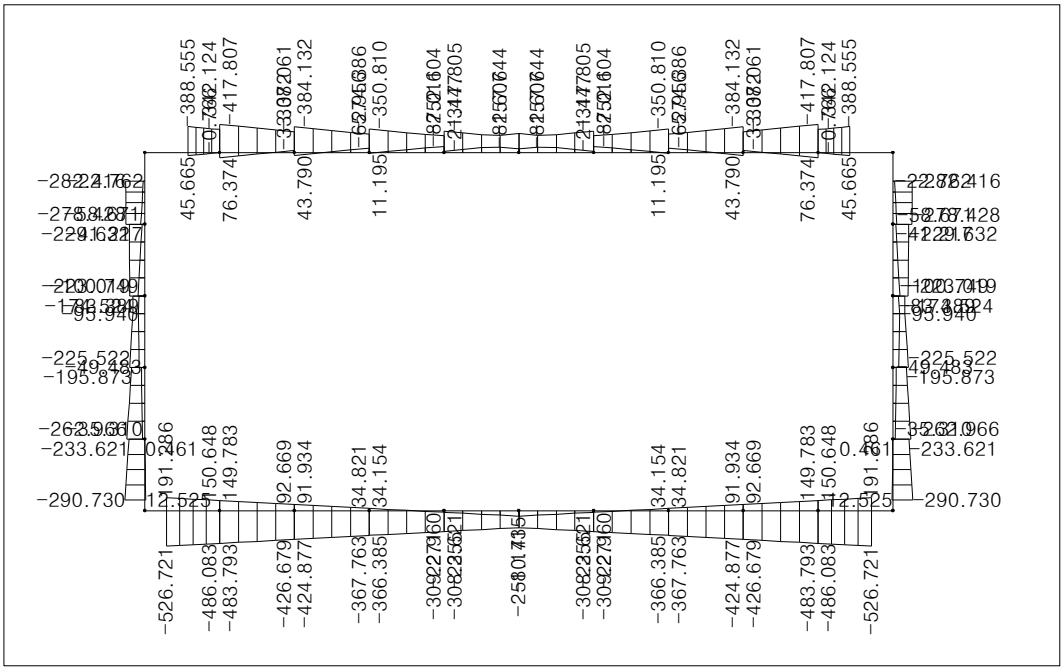
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	589.76	280.15	388.56	1000.00	933.33	
		중앙부	2	101.59	113.61	285.08	1000.00	800.00	
		우측	3	589.76	280.15	388.56	1000.00	933.33	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	632.97	193.05	526.72	1000.00	800.00	
		중앙부	5	80.57	75.07	251.14	1000.00	800.00	
		우측	6	632.97	193.05	526.72	1000.00	800.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	710.77	226.53	282.42	1000.00	1166.67	
		중앙부	8	216.50	241.18	226.33	1000.00	1000.00	
		하부	9	626.70	370.07	290.73	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	710.77	226.53	282.42	1000.00	1146.67	
		상부 (내측)	11	314.04	226.53	282.42	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	12	216.50	241.18	226.33	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	13	226.94	241.18	226.33	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	14	626.70	370.07	290.73	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	15	367.01	370.07	290.73	1000.00	1000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1140.61	-	-589.76	-350.17	-1140.61	
		중앙부	2	978.64	-	101.59	73.28	978.64	
		우측	3	-1140.61	-	-589.76	-350.17	-1140.61	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1442.02	-	-632.97	-371.11	-1442.02	
		중앙부	5	1007.39	-	80.57	58.41	1007.39	
		우측	6	-1442.02	-	-632.97	-371.11	-1442.02	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1603.18	-	-710.77	-433.46	-1603.18	
		중앙부	8	-1305.57	-	-216.50	-118.51	-1305.57	
		하부	9	-1623.16	-	-626.70	-365.17	-1623.16	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	-1603.18	-	-710.77	-433.46	-1603.18	
		상부 (내측)	11	-	-	314.04	98.08	314.04	
		중앙부 (외측)	12	-1305.57	-	-216.50	-118.51	-1305.57	
		중앙부 (내측)	13	-	-	226.94	161.99	226.94	
		하부 (외측)	14	-1623.16	-	-626.70	-365.17	-1623.16	
		하부 (내측)	15	-	-	367.01	151.20	367.01	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	726.40	-	280.15	207.31	726.40	
		중앙부	2	90.69	-	113.61	82.03	113.61	
		우측	3	-726.40	-	-280.15	-207.31	-726.40	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-715.64	-	-193.05	-122.46	-715.64	
		중앙부	5	-193.42	-	-75.07	-35.11	-193.42	
		우측	6	715.64	-	193.05	122.46	715.64	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-215.65	-	-226.53	-162.72	-226.53	
		중앙부	8	-142.49	-	-241.18	-129.91	-241.18	
		하부	9	321.83	-	370.07	226.72	370.07	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	215.65	-	226.53	162.72	226.53	
		상부 (내측)	11	215.65	-	226.53	162.72	226.53	
		중앙부 (외측)	12	142.49	-	241.18	129.91	241.18	
		중앙부 (내측)	13	142.49	-	241.18	129.91	241.18	
		하부 (외측)	14	-321.83	-	-370.07	-226.72	-370.07	
		하부 (내측)	15	-321.83	-	-370.07	-226.72	-370.07	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-378.09	-	-388.56	-306.08	-388.56	
		중앙부	2	-378.09	-	-285.08	-252.15	-378.09	
		우측	3	-378.09	-	-388.56	-306.08	-388.56	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-603.38	-	-526.72	-395.79	-603.38	
		중앙부	5	-603.38	-	-251.14	-237.24	-603.38	
		우측	6	-603.38	-	-526.72	-395.79	-603.38	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-941.67	-	-282.42	-224.76	-941.67	
		중앙부	8	-1005.27	-	-226.33	-190.34	-1005.27	
		하부	9	-1076.37	-	-290.73	-228.18	-1076.37	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	-941.67	-	-282.42	-224.76	-941.67	
		상부 (내측)	11	-941.67	-	-282.42	-224.76	-941.67	
		중앙부 (외측)	12	-1005.27	-	-226.33	-190.34	-1005.27	
		중앙부 (내측)	13	-1005.27	-	-226.33	-190.34	-1005.27	
		하부 (외측)	14	-1076.37	-	-290.73	-228.18	-1076.37	
		하부 (내측)	15	-1076.37	-	-290.73	-228.18	-1076.37	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-754.20	-	-	-	-754.20	
		중앙부	2	679.81	-	-	-	679.81	
		우측	3	-754.20	-	-	-	-754.20	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1005.86	-	-	-	-1005.86	
		중앙부	5	708.15	-	-	-	708.15	
		우측	6	-1005.86	-	-	-	-1005.86	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1072.27	-	-	-	-1072.27	
		중앙부	8	-900.00	-	-	-	-900.00	
		하부	9	-1142.75	-	-	-	-1142.75	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	-1072.27	-	-	-	-1072.27	
		상부 (내측)	11	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	12	-900.00	-	-	-	-900.00	
		중앙부 (내측)	13	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	14	-1142.75	-	-	-	-1142.75	
		하부 (내측)	15	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	833	1140.61	1394.13	4211.13	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.22
		중앙부	2	1000	720	978.64	1062.60	4212.51	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.09
		우측	3	1000	833	1140.61	1394.13	4211.13	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.22
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	671	1442.02	1800.43	6945.11	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.25
		중앙부	5	1000	720	1007.39	1179.82	4343.49	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		우측	6	1000	671	1442.02	1800.43	6945.11	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.25
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1067	1603.18	2547.63	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5998.00	1.59
		중앙부	8	1000	900	1305.57	2022.50	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5519.60	1.55
		하부	9	1000	871	1623.16	3153.11	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	9717.60	1.94
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1047	1603.18	2478.85	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5998.00	1.55
		상부 (내측)	10	1000	920	314.04	2570.34	-	H16 - 4.0EA	5998.00	8.19
		중앙부 (외측)	11	1000	900	1305.57	2022.50	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5519.60	1.55
		중앙부 (내측)	11	1000	920	226.94	2554.97	-	H16 - 4.0EA	5519.60	11.26
		하부 (외측)	12	1000	871	1623.16	3153.11	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	9717.60	1.94
		하부 (내측)	12	1000	920	367.01	2763.20	-	H16 - 4.0EA	9717.60	7.53

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래	1경간	좌측	1	454.7	726.4	809.42	2.00	194.10	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	467.7	113.6	650.10	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	454.7	726.4	809.42	2.00	194.10	H13	150	253.40	O.K
하부슬래	1경간	좌측	4	436.0	715.6	776.12	2.00	208.34	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	467.7	193.4	650.10	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	436.0	715.6	776.12	2.00	208.34	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	623.9	226.5	623.89	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	8	626.5	241.2	626.54	-	-	-	-	-	O.K
		하부	9	609.4	370.1	609.37	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	10	623.9	226.5	623.89	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	11	626.5	241.2	626.54	-	-	-	-	-	O.K
		하부	12	609.4	370.1	609.37	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	933.33	833.33	100.00	1140.61	726.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5203.600 x 400.00 = 2081440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 90.695 mm, c = 90.695 / β1 = 90.695 / 0.85 = 106.699 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (833.33 - 106.699) / 106.699 = 0.02043

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4211.130 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.236]

1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00624

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.695 mm

ΦMn = 0.85 x 5203.600 x 400 x (833.33 - a/2) = 1394.126 kN.m

≥ Mu (= 1140.611 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.222]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

< Vu (= 726.403 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (726.403-454.663) x 150.00 / (400x700.00xΦ) x 1000 = 194.100 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 700.00 / 150.00 x 1000 = 473.013 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 700.00 / 1000 = 2424.871 kN ≥ 473.013 kN ∴ O

ΦVn = 0.75 x (606.218 + 473.013) = 809.423 kN ≥ 726.403 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	978.64	113.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01992

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4212.510 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.091]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00638

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (720.00 - a/2) = 1062.601 kN.m

≥ Mu (= 978.644 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.086]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 113.608 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	933.33	833.33	100.00	1140.61	726.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5203.600 x 400.00 = 2081440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 90.695 mm, c = 90.695 / β1 = 90.695 / 0.85 = 106.699 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (833.33 - 106.699) / 106.699 = 0.02043

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4211.130 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.236]

1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00624

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.695 mm

ΦMn = 0.85 x 5203.600 x 400 x (833.33 - a/2) = 1394.126 kN.m

≥ Mu (= 1140.611 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.222]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

< Vu (= 726.403 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (726.403-454.663) x 150.00 / (400x700.00xΦ) x 1000 = 194.100 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 700.00 / 150.00 x 1000 = 473.013 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 700.00 / 1000 = 2424.871 kN ≥ 473.013 kN ∴ O

ΦVn = 0.75 x (606.218 + 473.013) = 809.423 kN ≥ 726.403 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	671.20	100.00	1442.02	715.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00848

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6945.105 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm), [사용률 = 1.285]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01329

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (671.20 - a/2) = 1800.434 kN.m

≥ Mu (= 1442.019 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.249]

* 전단에 대한 검토 (d = 671.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 671.20 = 435.959 kN

< Vu (= 715.638 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (715.638-435.959) x 150.00 / (400x671.20xΦ) x 1000 = 208.341 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 671.20 / 150.00 x 1000 = 453.554 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 671.20 / 1000 = 2325.116 kN ≥ 453.554 kN ∴ O

ΦVn = 0.75 x (581.279 + 453.554) = 776.125 kN ≥ 715.638 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	1007.39	193.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4343.488\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.183]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 1007.387 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.171]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 193.415 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	671.20	100.00	1442.02	715.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8923.200 x 400.00 = 3569280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 155.524 mm, c = 155.524 / β1 = 155.524 / 0.85 = 182.970 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00848

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6945.105\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm), [사용률 = 1.285]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01329

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 155.524 mm

ΦMn = 0.85 x 8923.200 x 400 x (671.20 - a/2) = 1800.434 kN.m

≥ Mu (= 1442.019 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.249]

* 전단에 대한 검토 (d = 671.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 671.20 = 435.959 kN

< Vu (= 715.638 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (715.638-435.959) x 150.00 / (400x671.20xΦ) x 1000 = 208.341 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 671.20 / 150.00 x 1000 = 453.554 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 671.20 / 1000 = 2325.116 kN ≥ 453.554 kN ∴ O

ΦVn = 0.75 x (581.279 + 453.554) = 776.125 kN ≥ 715.638 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,167	100	1,067	941.67	1603.18	1702.5

㉯ 철근비 검토

As = 5203.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 1(

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1166.7 x 1000.0 = 26775000.0 N

Cs = As x fy = 2081440.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (26775000.0 x 583.33 + 2081440.0 x 100.000 + 317760.0 x 1086.667) / 29174200.

= 554.332 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 640.00 mm, ab = k1 x cb = 544.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 544000.000 = 12484.800 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2081.44(

Pb = 12484.800 + 299.529 - 2081.440 = 10702.889 kN

Mb = Cc x 794.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5354.124 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 500.250 mm, e = Mu/Pu = 1702.486 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 184.07 mm, a = k1 x c = 156.46 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 156456.757 = 3590.683 kN

∑Csi = 251.249 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pn = 3590.683 + 251.249 - 2081.440 = 1760.491 kN

Mn = Cc x 988.438 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2997.219 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1702.490)| = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1166.67 - 100.00 = 1066.667 mm

c = 184.067 mm, a = k1 x c = 156.457 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1066.67-184.07) / 184.07 = 0.01438

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20169.237 kN ≥ Pn = 1760.491 kN

ΦPn = 0.85 x 1760.491 = 1496.418 kN ≥ Pu = 941.670 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.702 = 2547.630 kN.m ≥ Mu = 1603.180 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 623.886 kN

≥ Vu (= 226.526 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	900	1005.27	1305.573	1298.7

㉯ 철근비 검토

As = 4725.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 1(

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1890080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1890080.0 x 100.000 + 317760.0 x 920.000) / 25157840.(

= 475.253 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.00 mm, ab = k1 x cb = 459.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 459000.000 = 10534.050 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1890.08(

Pb = 10534.050 + 299.529 - 1890.080 = 8943.499 kN

Mb = Cc x 670.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3952.616 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 441.954 mm, e = Mu/Pu = 1298.729 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 178.27 mm, a = k1 x c = 151.53 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 151532.525 = 3477.671 kN

∑Csi = 244.517 kN, ∑Tsi = 1890.080 kN

Pn = 3477.671 + 244.517 - 1890.080 = 1832.108 kN

Mn = Cc x 824.234 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2379.413 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1298.729)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 178.274 mm, a = k1 x c = 151.533 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-178.27) / 178.27 = 0.01215

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20024.932 kN ≥ Pn = 1832.108 kN

ΦPn = 0.85 x 1832.108 = 1557.292 kN ≥ Pu = 1005.270 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.299 = 2022.500 kN.m ≥ Mu = 1305.573 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 626.542 kN

≥ Vu (= 241.175 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	871	1076.37	1623.163	1508

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0097) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 3569280.0 x 128.797 + 317760.0 x 920.000) / 26837040.(

= 455.604 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 522.72 mm, ab = k1 x cb = 444.31 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 444313.609 = 10196.997 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3569.28(

Pb = 10196.997 + 299.529 - 3569.280 = 6927.246 kN

Mb = Cc x 649.046 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4591.441 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 662.809 mm, e = Mu/Pu = 1507.997 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 293.72 mm, a = k1 x c = 249.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 249658.466 = 5729.662 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 5729.662 + 299.529 - 3569.280 = 2459.910 kN

Mn = Cc x 746.374 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3709.543 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1507.999)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 293.716 mm, a = k1 x c = 249.658 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-293.72) / 293.72 = 0.00619

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21291.217 kN ≥ Pn = 2459.910 kN

ΦPn = 0.85 x 2459.910 = 2090.924 kN ≥ Pu = 1076.370 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.508 = 3153.107 kN.m ≥ Mu = 1623.163 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 871.20 = 609.369 kN
≥ Vu (= 370.068 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,147	100	1,047	941.67	1603.18	1702.5

㉯ 철근비 검토

As = 5203.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 1(

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1146.7 x 1000.0 = 26316000.0 N

Cs = As x fy = 2081440.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (26316000.0 x 573.33 + 2081440.0 x 100.000 + 317760.0 x 1066.667) / 28715200.

= 544.483 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 628.00 mm, ab = k1 x cb = 533.80 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 533800.000 = 12250.710 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2081.44(

Pb = 12250.710 + 299.529 - 2081.440 = 10468.799 kN

Mb = Cc x 779.767 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5189.040 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 495.667 mm, e = Mu/Pu = 1702.486 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 181.76 mm, a = k1 x c = 154.50 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 154499.973 = 3545.774 kN

∑Csi = 248.625 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pn = 3545.774 + 248.625 - 2081.440 = 1712.960 kN

Mn = Cc x 969.417 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2916.290 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1702.486)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1146.67 - 100.00 = 1046.667 mm

c = 181.765 mm, a = k1 x c = 154.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1046.67-181.76) / 181.76 = 0.01428

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20169.237 kN ≥ Pn = 1712.960 kN

ΦPn = 0.85 x 1712.960 = 1456.016 kN ≥ Pu = 941.670 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.702 = 2478.846 kN.m ≥ Mu = 1603.180 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 623.886 kN

≥ Vu (= 226.526 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	941.67	314.039	333.5

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5203.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 1(

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0060) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2081440.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 2081440.0 x 900.000) / 25349200.0

= 527.579 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1962.017 kN, ∑Tsi = 317.76(

Pb = 10768.140 + 1962.017 - 317.760 = 12412.397 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3433.804 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 276.643 mm, e = Mu/Pu = 333.492 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 420.09 mm, a = k1 x c = 357.08 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 357076.263 = 8194.900 kN

∑Csi = 1962.017 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 8194.900 + 1962.017 - 317.760 = 9839.158 kN

Mn = Cc x 741.462 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3281.256 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=333.489)| = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 420.090 mm, a = k1 x c = 357.076 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-420.09) / 420.09 = 0.00357

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20169.237 kN ≥ Pn = 9839.158 kN

ΦPn = 0.78 x 9839.158 = 7707.340 kN ≥ Pu = 941.670 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.333 = 2570.336 kN.m ≥ Mu = 314.039 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 637.751 kN

≥ Vu (= 226.526 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	900	1005.27	1305.573	1298.7

㉯ 철근비 검토

As = 4725.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 1(

Asf = 794.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1890080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1890080.0 x 100.000 + 317760.0 x 920.000) / 25157840.(

= 475.253 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.00 mm, ab = k1 x cb = 459.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 459000.000 = 10534.050 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1890.08(

Pb = 10534.050 + 299.529 - 1890.080 = 8943.499 kN

Mb = Cc x 670.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3952.616 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 441.954 mm, e = Mu/Pu = 1298.729 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 178.27 mm, a = k1 x c = 151.53 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 151532.525 = 3477.671 kN

∑Csi = 244.517 kN, ∑Tsi = 1890.080 kN

Pn = 3477.671 + 244.517 - 1890.080 = 1832.108 kN

Mn = Cc x 824.234 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2379.413 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1298.729)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 178.274 mm, a = k1 x c = 151.533 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-178.27) / 178.27 = 0.01215

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20024.932 kN ≥ Pn = 1832.108 kN

ΦPn = 0.85 x 1832.108 = 1557.292 kN ≥ Pu = 1005.270 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.299 = 2022.500 kN.m ≥ Mu = 1305.573 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 626.542 kN

≥ Vu (= 241.175 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1005.27	226.942	225.8

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4725.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 1(

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 1890080.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 1890080.0 x 900.000) / 25157840.0

= 524.747 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1781.637 kN, ∑Tsi = 317.76(

Pb = 10768.140 + 1781.637 - 317.760 = 12232.017 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3401.277 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 278.063 mm, e = Mu/Pu = 225.752 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 658.98 mm, a = k1 x c = 560.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 560135.422 = 12855.108 kN

∑Csi = 1781.637 kN, ∑Tsi = 188.793 kN

Pn = 12855.108 + 1781.637 - 188.793 = 14447.952 kN

Mn = Cc x 639.932 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3261.662 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=225.753)| = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 658.983 mm, a = k1 x c = 560.135 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-658.98) / 658.98 = 0.00119

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20024.932 kN ≥ Pn = 14447.952 kN

ΦPn = 0.78 x 14447.952 = 11317.562 kN ≥ Pu = 1005.270 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.226 = 2554.966 kN.m ≥ Mu = 226.942 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 640.465 kN

≥ Vu (= 241.175 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	871	1076.37	1623.163	1508

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0097) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 3569280.0 x 128.797 + 317760.0 x 920.000) / 26837040.0

= 455.604 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 522.72 mm, ab = k1 x cb = 444.31 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 444313.609 = 10196.997 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3569.280

Pb = 10196.997 + 299.529 - 3569.280 = 6927.246 kN

Mb = Cc x 649.046 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4591.441 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 662.809 mm, e = Mu/Pu = 1507.997 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 293.72 mm, a = k1 x c = 249.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 249658.466 = 5729.662 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 5729.662 + 299.529 - 3569.280 = 2459.910 kN

Mn = Cc x 746.374 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3709.543 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1507.999)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 293.716 mm, a = k1 x c = 249.658 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-293.72) / 293.72 = 0.00619

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21291.217 kN ≥ Pn = 2459.910 kN

ΦPn = 0.85 x 2459.910 = 2090.924 kN ≥ Pu = 1076.370 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.508 = 3153.107 kN.m ≥ Mu = 1623.163 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 871.20 = 609.369 kN
≥ Vu (= 370.068 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1076.37	367.014	341

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8923.200 mm² (압축중심 = 128.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0097) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 3569280.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 3569280.0 x 871.203) / 26837040.0

= 544.396 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 317.76(

Pb = 10768.140 + 3364.493 - 317.760 = 13814.873 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3626.903 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 262.536 mm, e = Mu/Pu = 340.974 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 343.86 mm, a = k1 x c = 292.28 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 292283.478 = 6707.906 kN

∑Csi = 3143.775 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 6707.906 + 3143.775 - 317.760 = 9533.921 kN

Mn = Cc x 773.858 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3250.814 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=340.973)| = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 343.863 mm, a = k1 x c = 292.283 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-343.86) / 343.86 = 0.00503

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21291.217 kN ≥ Pn = 9533.921 kN

ΦPn = 0.85 x 9533.921 = 8103.833 kN ≥ Pu = 1076.370 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.341 = 2763.198 kN.m ≥ Mu = 367.014 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 643.500 kN
≥ Vu (= 370.068 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

15) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

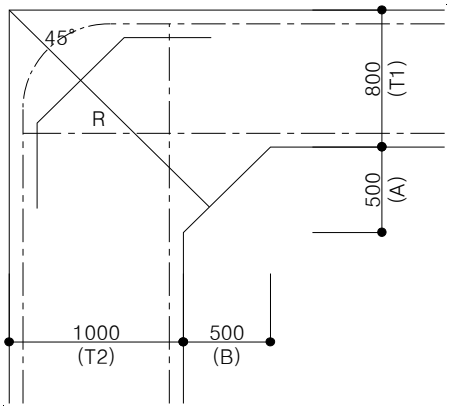
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1072.274 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1072.274 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1072.27 \times 10^{}}{1626.346^2 \times 1000} = 2.027 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1072.27 \times 10^{}}{1626.346 \times 180} = 7325.722 \text{ mm}$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7325.722 mm² - 2026.800 mm²

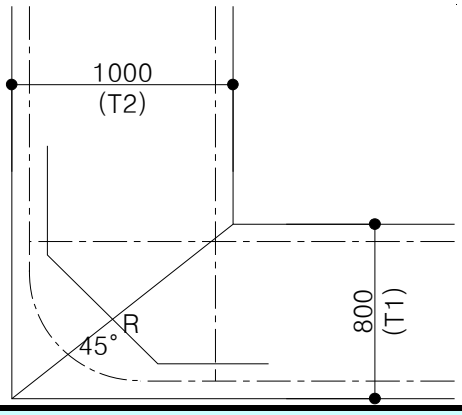
= 5298.922 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 5746.400 mm² > Req'd As (= 5298.922 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1142.747 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1142.747 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1280.625$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1142.75 \times 10^{}}{1280.625^2 \times 1000} = 3.484 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1142.75 \times 10^{}}{1280.625 \times 180} = 9914.839 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 9914.839 mm² - 3176.800 mm²

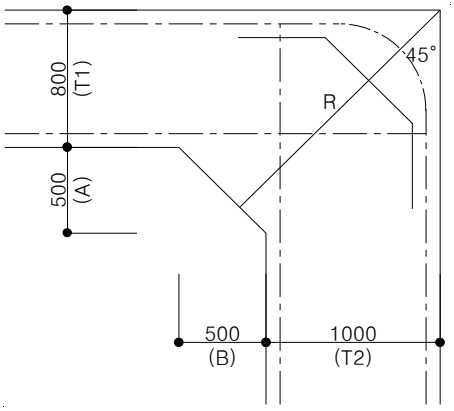
= 6738.039 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 7150.400 mm² > Req'd As (= 6738.039 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1072.274 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1072.274 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1072.27 \times 10^{}}{1626.346^2 \times 1000} = 2.027 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1072.27 \times 10^{}}{1626.346 \times 180} = 7325.722 \text{ mm}$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7325.722 mm² - 2026.800 mm²

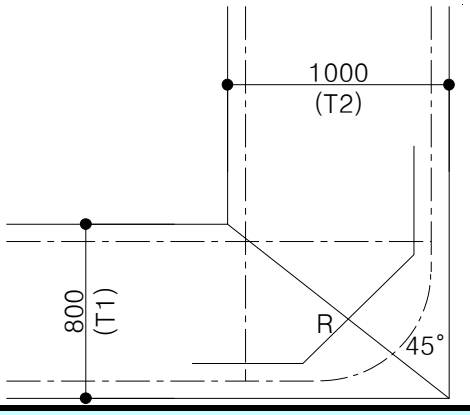
= 5298.922 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 5746.400 mm² > Req'd As (= 5298.922 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1142.747 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1142.747 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1280.625$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1142.75 \times 10^{}}{1280.625^2 \times 1000} = 3.484 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1142.75 \times 10^{}}{1280.625 \times 180} = 9914.839 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 9914.839 mm² - 3176.800 mm²
= 6738.039 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 7150.400 mm² > Req'd As (= 6738.039 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	833	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	342.360	O.K	2.739
		중앙부	2	720	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	303.514	O.K	2.428
		우측	3	833	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	342.360	O.K	2.739
하부슬래브	1경간	좌측	4	671	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	342.630	O.K	2.741
		중앙부	5	720	H29 - 8.0EA	125	335.503	O.K	2.684
		우측	6	671	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	342.630	O.K	2.741
좌측벽체	1층	상부	7	1067	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	291.958	O.K	2.336
		중앙부	8	900	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	246.976	O.K	1.976
		하부	9	871	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	429.605	O.K	3.437
우측벽체	1층	상부	10	1047	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	282.209	O.K	2.258
		상부	10	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	900	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	246.976	O.K	1.976
		중앙부	11	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	871	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	429.605	O.K	3.437
		하부	12	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 754.195 x 1000000 / [5203.600 x (833.334 - 212.644/3)]
= 190.093 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x833.3/(7x5203.600)]
= 212.644 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 190.09) - 2.5 x 84.00 = 342.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 190.09) = 441.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 342.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 342.36 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 679.812 x 1000000 / [4596.400 x (720.000 - 185.465/3)]
= 224.712 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x4596.400)]
= 185.465 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 224.71) - 2.5 x 65.50 = 303.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 224.71) = 373.81 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 303.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 303.51 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 754.195 x 1000000 / [5203.600 x (833.334 - 212.644/3)]
= 190.093 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x833.3/(7x5203.600)]
= 212.644 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 190.09) - 2.5 x 84.00 = 342.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 190.09) = 441.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 342.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 342.36 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1005.856 x 1000000 / [8923.200 x (671.203 - 233.766/3)]
= 190.000 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x671.2/(7x8923.200)]
= 233.766 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 190.00) - 2.5 x 84.00 = 342.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 190.00) = 442.10 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 342.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 342.63 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 708.152 x 1000000 / [5139.200 x (720.000 - 194.454/3)]
= 210.314 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5139.200)]
= 194.454 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 210.31) - 2.5 x 65.50 = 335.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 210.31) = 399.40 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 335.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 335.50 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1005.856 x 1000000 / [8923.200 x (671.203 - 233.766/3)]
= 190.000 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x671.2/(7x8923.200)]
= 233.766 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 190.00) - 2.5 x 84.00 = 342.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 190.00) = 442.10 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 342.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 342.63 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1072.274 x 1000000 / [5203.600 x (1066.667 - 244.704/3)]
= 209.181 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1066.7/(7x5203.600)]
= 244.704 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 209.18) - 2.5 x 84.00 = 291.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 209.18) = 401.57 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 291.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.96 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 900.001 x 1000000 / [4725.200 x (900.000 - 213.158/3)]
= 229.771 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4725.200)]
= 213.158 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 229.77) - 2.5 x 84.00 = 246.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 229.77) = 365.58 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 246.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 246.98 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1142.747 x 1000000 / [8923.200 x (871.203 - 273.300/3)]
= 164.164 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x871.2/(7x8923.200)]
= 273.300 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 164.16) - 2.5 x 84.00 = 429.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 164.16) = 511.68 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 429.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 429.61 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1072.274 x 1000000 / [5203.600 x (1046.667 - 242.101/3)]
= 213.324 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1046.7/(7x5203.600)]
= 242.101 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 213.32) - 2.5 x 84.00 = 282.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 213.32) = 393.77 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 282.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.21 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 900.001 x 1000000 / [4725.200 x (900.000 - 213.158/3)]
= 229.771 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4725.200)]
= 213.158 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 229.77) - 2.5 x 84.00 = 246.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 229.77) = 365.58 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 246.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 246.98 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1142.747 x 1000000 / [8923.200 x (871.203 - 273.300/3)]
= 164.164 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x871.2/(7x8923.200)]
= 273.300 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 128.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 164.16) - 2.5 x 84.00 = 429.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 164.16) = 511.68 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 429.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 429.61 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.400 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.400 / 28

T = 0.371 m < 0.800 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

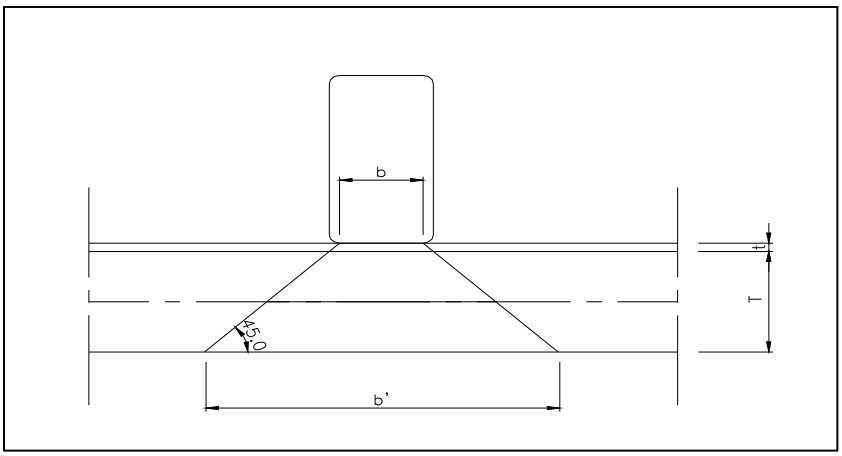
1) 고정하중

- 구체자중 = 674.250 / 11.400 = 59.145 kN/m²
- 상부연직하중 = 78.703 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

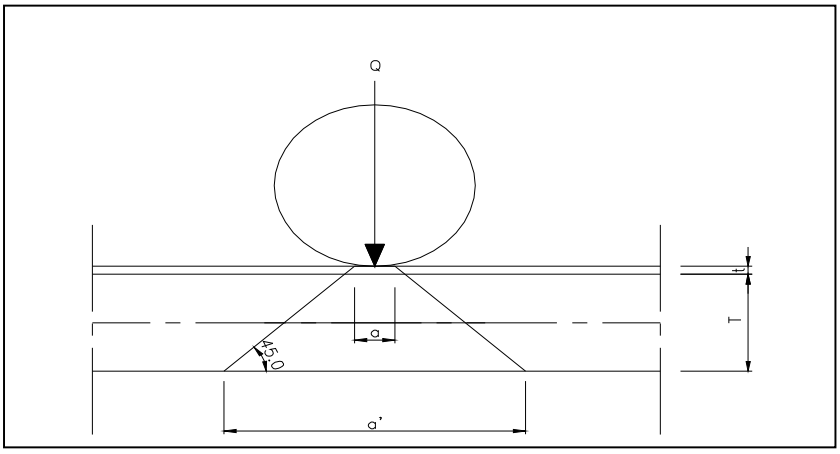


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 800 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.800 + 0.040) × cot 45°

= 2.180 m



a' = 0.200 + 2 × (0.800 + 0.040) × cot 45°

= 1.880 m

Qz = 96.0 / (2.180 × 1.880): 23.424 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 59.14 + 78.70 + 15.00 + 0.92 + 23.42

= 177.192 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 700.12 kN/m² ≥ Qmax = 177.192 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.400	×	0.800	×	30.000			=	273.600	kN/m
- 하부슬래브	:	11.400	×	0.800	×	30.000			=	273.600	kN/m
- 벽체	:	1.000	×	2.120	×	30.000	×	2	=	127.200	kN/m
	:	1.000	×	2.120	×	30.000	×	2	=	127.200	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	30.000			=	7.500	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.040	×	30.000			=	8.400	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.400	×	1.000	×	19.000			=	216.600	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.400	×	8.877	×	10.000			=	1011.978	kN/m
- 수직수압	:	11.400	×	8.877	×	10.000			=	1011.978	kN/m
							∴ Σ		=	3058.056	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 8.877 \times 19.000 + 8.877^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 204.795$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 204.795 = 208.252 kN/m

(3) 저항력

R = 3058.056 + 208.252 = 3266.308 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 11.400 × 14.717 × 10.000

= 1677.738 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 3266.308 / 1677.738

= 1.947 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m (보링주상도 NBB-5 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.400	×	0.800	×	25.000			=	228.000	kN/m
- 하부슬래브	:	11.400	×	0.800	×	30.000			=	273.600	kN/m
- 벽체	:	1.000	×	2.120	×	30.000	×	2	=	127.200	kN/m
	:	1.000	×	2.120	×	30.000	×	2	=	127.200	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	30.000			=	7.500	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.040	×	30.000			=	8.400	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.400	×	15.800	×	19.000			=	3422.280	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.400	×	-5.923	×	10.000			=	-675.222	kN/m
- 수직수압	:	11.400	×	-5.923	×	10.000			=	-675.222	kN/m
							∴ Σ		=	2843.736	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 863.185$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times -5.923 \times 19.000 + -5.923^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -583.326$ kN/m

∴ $\sum = 863.185 + -583.326 = 279.859$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2843.736 + 279.859 = 3123.595$ kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{273.600}{11.400 \times 10.000 \times 1.100} = 2.182 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.182 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{400.800}{11.400 \times 10.000 \times 1.100} = 3.196 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.196 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{408.300}{11.400 \times 10.000 \times 1.100} = 3.256 \text{ m}$$

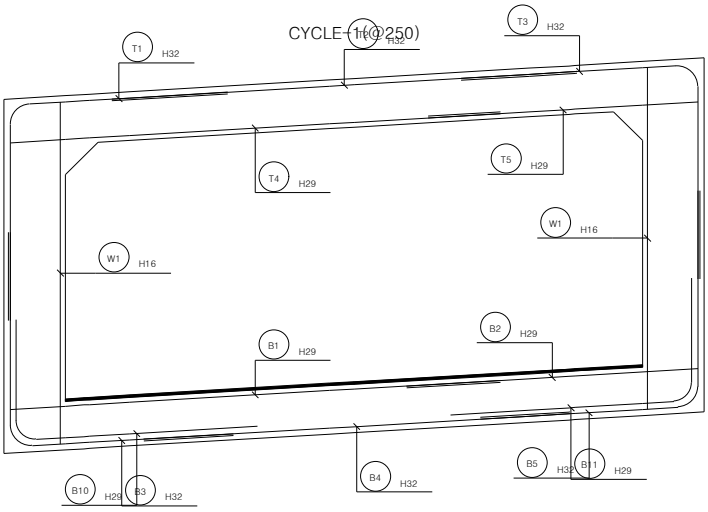
∴ 구조물 저면으로 부터 3.256 m 이하유지

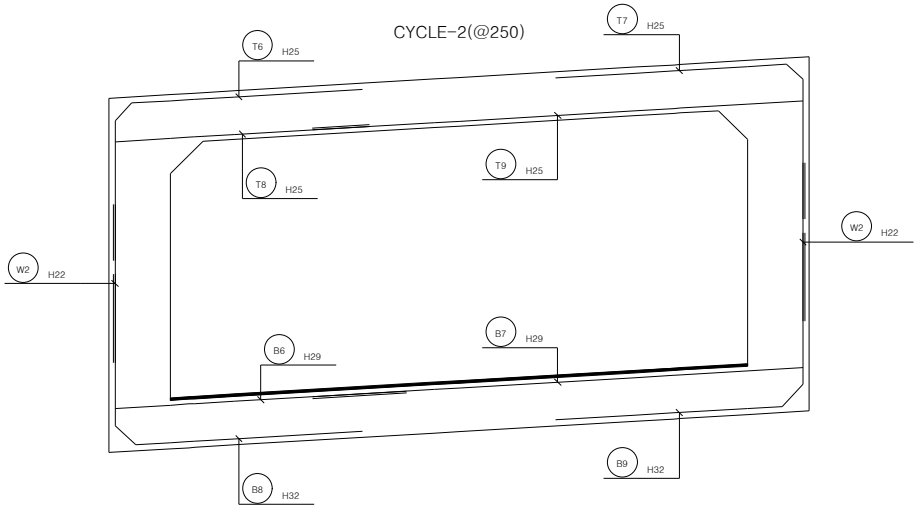
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{809.100}{11.400 \times 10.000 \times 1.100} = 6.452 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 6.452 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
T1 H32
T2 H32
T3 H32
T4 H29
T5 H29
W1 H16
W1 H16
B1 H29
B2 H29
B10 H29
B3 H32
B4 H32
B5 H32
B11 H29


CYCLE-2(@250)
T6 H25
T7 H25
T8 H25
T9 H25
W2 H22
W2 H22
B6 H29
B7 H29
B8 H32
B9 H32

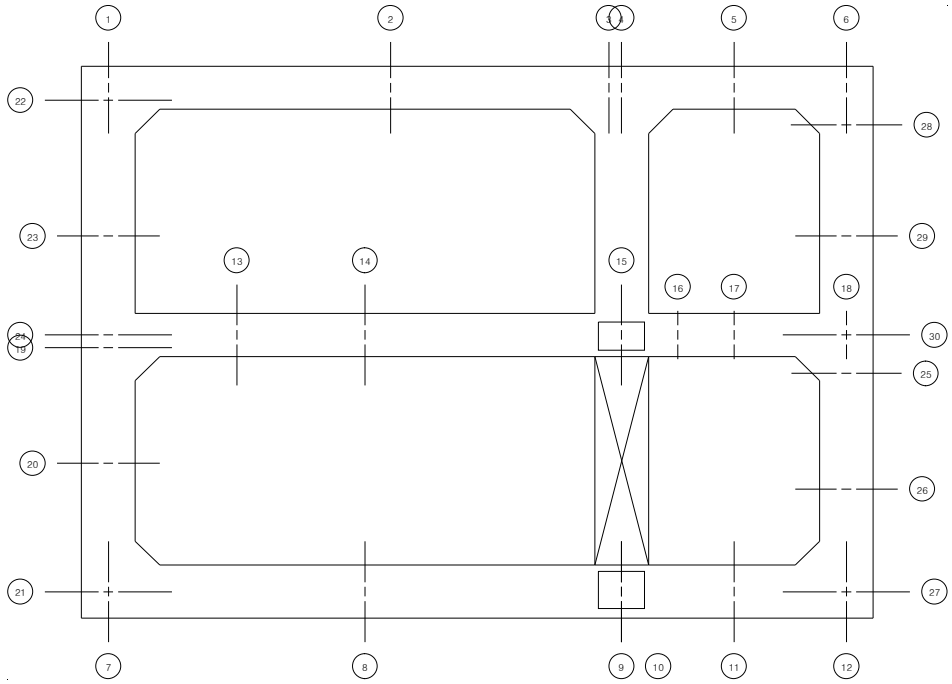
집수정 구조계산서

▣ STA. 0K+020.000 (BLOCK1 : 단면 A-A)
▣ 토 피(FH)= 5.91 m　　▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건: 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(9.4M × 9.478M), 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	262.371	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	2655.18	3765.835	1.418	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	917	2134.99	2701.18	7366.09	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.27
		좌측(하면)	1	1000	820	408.44	855.79	1488.53	H32 - 4.0EA	3176.80	2.10
		중앙부	2	1000	820	1144.56	1651.77	4301.97	H32 - 8.0EA	6353.60	1.44
		우측	3	1000	888	2048.11	2323.02	7304.65	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.13
	2경간	좌측(상면)	4	1000	926	628.01	2429.86	2034.05	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	3.87
		좌측(하면)	4	1000	820	404.01	855.79	1472.12	H32 - 4.0EA	3176.80	2.12
		중앙부(상면)	5	1000	800	154.65	834.19	572.13	H32 - 4.0EA	3176.80	5.39
		중앙부(하면)	5	1000	820	37.30	1651.77	133.99	H32 - 8.0EA	6353.60	44.28
		우측(상면)	6	1000	950	670.06	1460.08	2115.54	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4725.20	2.18
		우측(하면)	6	1000	820	300.07	855.79	1088.88	H32 - 4.0EA	3176.80	2.85
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	996	2059.85	2629.32	6447.64	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.28
		좌측(하면)	7	1000	1125	3376.39	3831.96	9533.90	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.13
		중앙부	8	1000	996	2257.11	2629.32	7108.67	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.16
		우측(상면)	9	1000	981	650.84	1655.47	1986.25	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	2.54
		우측(하면)	9	1000	958	2917.07	3211.46	9835.51	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.10
	2경간	좌측	10	1000	958	1753.14	3211.46	5675.19	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.83
		중앙부(상면)	11	1000	992	969.09	2283.69	2949.79	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7230.40	2.36
		중앙부(하면)	11	1000	976	1843.20	2572.33	5862.45	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.40
		우측(상면)	12	1000	992	1954.21	2283.69	6123.64	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7230.40	1.17
		우측(하면)	12	1000	1125	2642.40	3831.96	7326.00	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.45

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1000	987	752.22	2011.81	2288.57	H32 - 8.0EA	6353.60	2.67
		좌측(하면)	13	1000	820	751.56	1251.23	2777.69	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4725.20	1.66
		중앙부(상면)	14	1000	820	42.28	1651.77	151.89	H32 - 8.0EA	6353.60	39.07
		중앙부(하면)	14	1000	820	248.93	1251.23	901.51	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4725.20	5.03
		우측(상면)	15	1000	820	1218.38	1651.77	4594.44	H32 - 8.0EA	6353.60	1.36
		우측(하면)	15	1000	820	1026.86	1651.77	3839.85	H32 - 8.0EA	6353.60	1.61
	2경간	좌측(상면)	16	1000	820	384.86	1651.77	1401.28	H32 - 8.0EA	6353.60	4.29
		좌측(하면)	16	1000	820	476.67	1651.77	1741.97	H32 - 8.0EA	6353.60	3.47
		중앙부(상면)	17	1000	820	268.11	1651.77	971.68	H32 - 8.0EA	6353.60	6.16
		중앙부(하면)	17	1000	820	359.71	1651.77	1308.39	H32 - 8.0EA	6353.60	4.59
		우측(상면)	18	1000	987	1817.06	2011.81	5703.85	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11
		우측(하면)	18	1000	820	1492.21	1651.77	5697.22	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11
좌측벽체	1층	상부(외측)	19	1000	1128	1449.23	4667.88	-	H29 - 8.0EA	11492.80	3.22
		상부(내측)	19	1000	1020	1655.12	3939.54	-	H32 - 8.0EA	11492.80	2.38
		중앙부(외측)	20	1000	1000	870.87	4259.09	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	12100.00	4.89
		중앙부(내측)	20	1000	1020	239.81	2197.44	-	H32 - 8.0EA	12100.00	9.16
		하부(외측)	21	1000	1125	3135.45	5734.77	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	17303.60	1.83
		하부(내측)	21	1000	1020	1896.45	3578.93	-	H32 - 8.0EA	17303.60	1.89
	2층	상부(외측)	22	1000	1091	2455.96	3888.26	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	11955.60	1.58
		상부(내측)	22	1000	1020	629.55	3989.54	-	H25 - 8.0EA	11955.60	6.34
		중앙부(외측)	23	1000	1000	652.47	3826.87	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	8171.60	5.87
		중앙부(내측)	23	1000	1020	613.76	3853.50	-	H25 - 8.0EA	8171.60	6.28
		하부(외측)	24	1000	1167	131.30	1536.67	-	H29 - 8.0EA	9192.80	11.70
		하부(내측)	24	1000	1020	1144.62	3097.95	-	H25 - 8.0EA	9192.80	2.71

우측벽체	1층	상부 (외측)	25	1000	1016	1416.63	3204.46	-	H32 - 8.0EA	12707.20	2.26
		상부 (내측)	25	1000	1020	1571.55	2992.44	-	H32 - 8.0EA	12707.20	1.90
		중앙부 (외측)	26	1000	1000	407.00	4082.90	-	H32 - 8.0EA	12707.20	10.03
		중앙부 (내측)	26	1000	1020	575.19	4500.96	-	H32 - 8.0EA	12707.20	7.83
		하부 (외측)	27	1000	1125	2158.22	5450.85	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	17303.60	2.53
		하부 (내측)	27	1000	1020	1767.46	2855.45	-	H32 - 8.0EA	17303.60	1.62
	2층	상부 (외측)	28	1000	1026	822.42	2481.62	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7822.00	3.02
		상부 (내측)	28	1000	1020	538.09	2165.67	-	H22 - 8.0EA	7822.00	4.03
		중앙부 (외측)	29	1000	1000	288.49	3803.97	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7822.00	13.19
		중앙부 (내측)	29	1000	1020	736.77	1854.73	-	H22 - 8.0EA	7822.00	2.52
		하부 (외측)	30	1000	1167	347.42	4844.11	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7822.00	13.94
		하부 (내측)	30	1000	1020	919.95	1755.50	-	H22 - 8.0EA	7822.00	1.91

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	5	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	6	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	6	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	7	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		중앙부	8	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		우측 (상면)	9	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	9	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
	2 경간	좌측	10	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		중앙부 (상면)	11	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		중앙부 (하면)	11	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		우측 (상면)	12	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	12	1800.0	3310.7	O.K	1650.0	3310.7	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	13	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	14	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	14	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	15	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	15	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	16	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	16	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	17	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	17	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	18	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	18	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		1층(하부)	21	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		1층(하부)	21	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
	2 층	2층(상부)	22	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		2층(상부)	22	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K

우측 벽체	1 층	1층(상부)	25	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		1층(상부)	25	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		1층(하부)	27	1800.0	2647.3	0.K	1650.0	2647.3	0.K
		1층(하부)	27	1800.0	2647.3	0.K	1650.0	2647.3	0.K
	2 층	2층(상부)	28	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		2층(상부)	28	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		2층(하부)	30	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K
		2층(하부)	30	1800.0	1986.0	0.K	1650.0	1986.0	0.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1 경간	좌측	1	498.0	1060.2	1107.00	2.00	366.67	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	2	532.6	277.5	858.31	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	3	503.9	1041.1	1120.21	2.00	346.23	H16	150	397.20	0.K
	2 경간	좌측	4	503.9	333.5	1120.21	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	519.6	292.2	837.38	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	519.6	432.7	1155.14	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
하부슬래브	1 경간	좌측	7	646.8	1603.6	1788.00	2.00	480.39	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	8	646.8	755.0	1217.40	2.00	108.61	H19	300	573.00	0.K
		우측	9	637.2	1627.6	1761.49	2.00	504.77	H19	150	573.00	0.K
	2 경간	좌측	10	622.3	937.4	1720.15	2.00	164.50	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	11	644.3	761.6	1212.70	2.00	118.29	H19	300	573.00	0.K
		우측	12	644.3	950.3	1781.10	2.00	154.22	H19	150	573.00	0.K
중간슬래브	1 경간	좌측	13	532.6	385.5	1184.01	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	14	532.6	341.7	858.31	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	15	532.6	342.9	1184.01	2.00	-	H16	150	397.20	0.K
	2 경간	좌측	16	532.6	798.4	1184.01	2.00	162.06	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	17	532.6	826.2	858.31	2.00	358.04	H16	300	397.20	0.K
		우측	18	532.6	866.7	1184.01	2.00	203.72	H16	150	397.20	0.K
좌측벽체	1 층	상부	19	731.0	814.4	1876.99	2.00	41.69	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	20	735.1	1094.2	1308.11	2.00	359.09	H19	300	573.00	0.K
		하부	21	706.0	1733.3	1803.90	2.00	536.14	H19	150	573.00	0.K
	2 층	상부	22	679.8	1059.0	1779.68	2.00	197.55	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	23	712.6	772.2	1285.59	2.00	59.60	H19	300	573.00	0.K
		하부	24	714.4	735.9	1860.36	2.00	10.79	H19	150	573.00	0.K
우측벽체	1 층	상부	25	695.2	926.6	1841.25	2.00	115.65	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	26	698.5	1251.8	1271.45	2.00	553.33	H19	300	573.00	0.K
		하부	27	671.3	1508.7	1769.21	2.00	437.06	H19	150	573.00	0.K
	2 층	상부	28	676.0	715.7	1822.04	2.00	19.81	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	29	679.6	682.2	1252.61	2.00	2.57	H19	300	573.00	0.K
		하부	30	684.2	642.6	1830.15	2.00	-	H19	150	573.00	0.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	917	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	352.123	O.K	2.817
		좌측 (하면)	1	820	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	820	H32 - 8.0EA	125	467.720	O.K	3.742
		우측	3	888	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	296.993	O.K	2.376
	2 경간	좌측 (상면)	4	926	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	1323.458	O.K	10.588
		좌측 (하면)	4	820	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	800	H32 - 4.0EA	250	1927.392	O.K	7.710
		중앙부 (하면)	5	820	H32 - 8.0EA	125	220153.613	O.K	1761.229
		우측 (상면)	6	950	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	897.276	O.K	7.178
		우측 (하면)	6	820	H32 - 4.0EA	250	63953.450	O.K	255.814
하부슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	996	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	1125	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	284.033	O.K	2.272
		중앙부	8	996	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	339.128	O.K	2.713
		우측 (상면)	9	981	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	958	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	284.460	O.K	2.276
	2 경간	좌측	10	958	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	596.482	O.K	4.772
		중앙부 (상면)	11	992	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1130.842	O.K	9.047
		중앙부 (하면)	11	976	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	423.159	O.K	3.385
		우측 (상면)	12	992	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	2220.579	O.K	17.765
		우측 (하면)	12	1125	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	430.095	O.K	3.441

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	987	H32 - 8.0EA	125	1275.908	O.K	10.207
		좌측(하면)	13	820	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	704.520	O.K	5.636
		중앙부(상면)	14	820	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부(하면)	14	820	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1653.907	O.K	13.231
		우측(상면)	15	820	H32 - 8.0EA	125	534.690	O.K	4.278
		우측(하면)	15	820	H32 - 8.0EA	125	746.203	O.K	5.970
	2경간	좌측(상면)	16	820	H32 - 8.0EA	125	6305.901	O.K	50.447
		좌측(하면)	16	820	H32 - 8.0EA	125	2364.170	O.K	18.913
		중앙부(상면)	17	820	H32 - 8.0EA	125	6935.877	O.K	55.487
		중앙부(하면)	17	820	H32 - 8.0EA	125	1597.719	O.K	12.782
		우측(상면)	18	987	H32 - 8.0EA	125	1079.321	O.K	8.635
		우측(하면)	18	820	H32 - 8.0EA	125	666.519	O.K	5.332
좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1128	H29 - 8.0EA	125	670.803	O.K	5.366
		1층(상부)	19	1020	H32 - 8.0EA	125	382.133	O.K	3.057
		1층(중앙부)	20	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	654.834	O.K	5.239
		1층(중앙부)	20	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	1125	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	310.570	O.K	2.485
		1층(하부)	21	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	22	1091	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	282.143	O.K	2.257
		2층(상부)	22	1020	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	23	1000	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	750.649	O.K	6.005
		2층(중앙부)	23	1020	H25 - 8.0EA	125	863.867	O.K	6.911
		2층(하부)	24	1167	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	24	1020	H25 - 8.0EA	125	279.852	O.K	2.239

우측벽체	1층	1층(상부)	25	1016	H32 - 8.0EA	125	1127.124	O.K	9.017
		1층(상부)	25	1020	H32 - 8.0EA	125	409.812	O.K	3.278
		1층(중앙부)	26	1000	H32 - 8.0EA	125	1905.520	O.K	15.244
		1층(중앙부)	26	1020	H32 - 8.0EA	125	6756.452	O.K	54.052
		1층(하부)	27	1125	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	557.501	O.K	4.460
		1층(하부)	27	1020	H32 - 8.0EA	125	33102.848	O.K	264.823
	2층	2층(상부)	28	1026	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1209.383	O.K	9.675
		2층(상부)	28	1020	H22 - 8.0EA	125	72204.701	O.K	577.638
		2층(중앙부)	29	1000	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	4701.993	O.K	37.616
		2층(중앙부)	29	1020	H22 - 8.0EA	125	440.464	O.K	3.524
		2층(하부)	30	1167	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	4911.165	O.K	39.289
		2층(하부)	30	1020	H22 - 8.0EA	125	275.253	O.K	2.202

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 집수정 (내공 : 2@(9.4M × 9.478M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 5.912 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

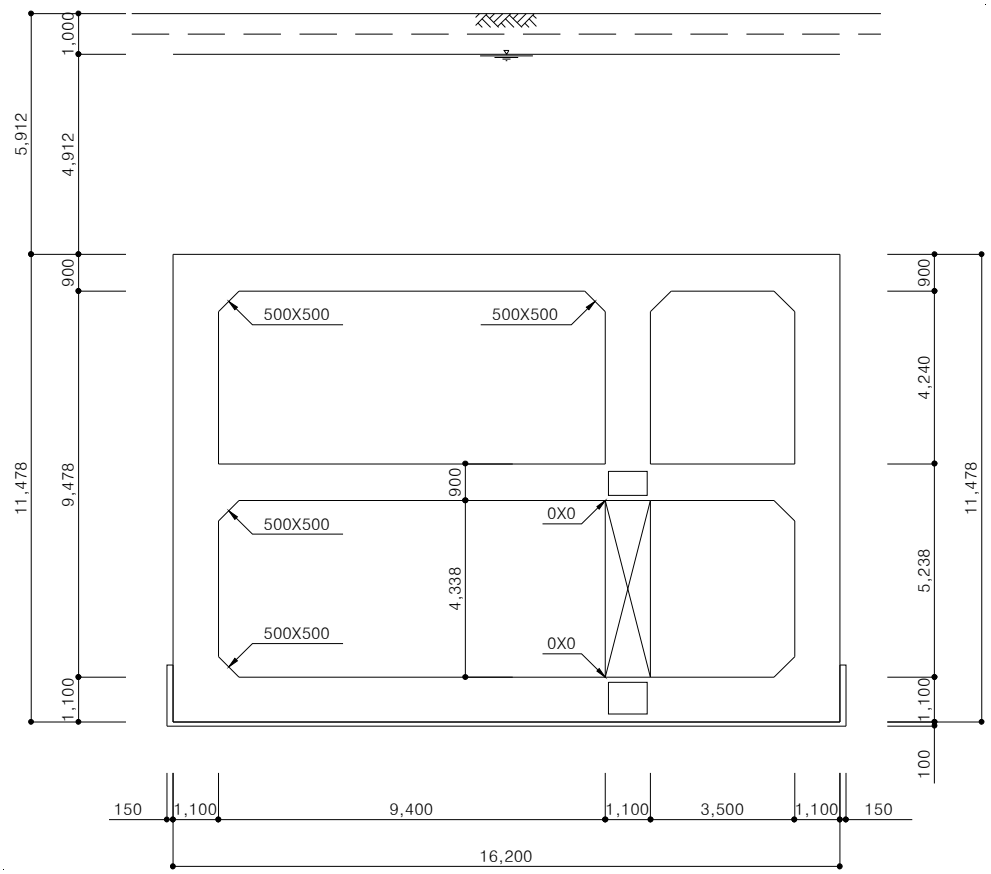
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
4,912
5,912
900
9,478
11,478
1,100
500X500
500X500
500X500
500X500
900
4,338
0X0
0X0
900
4,240
5,238
11,478
1,100
100
150
1,100
9,400
1,100
3,500
1,100
150
16,200

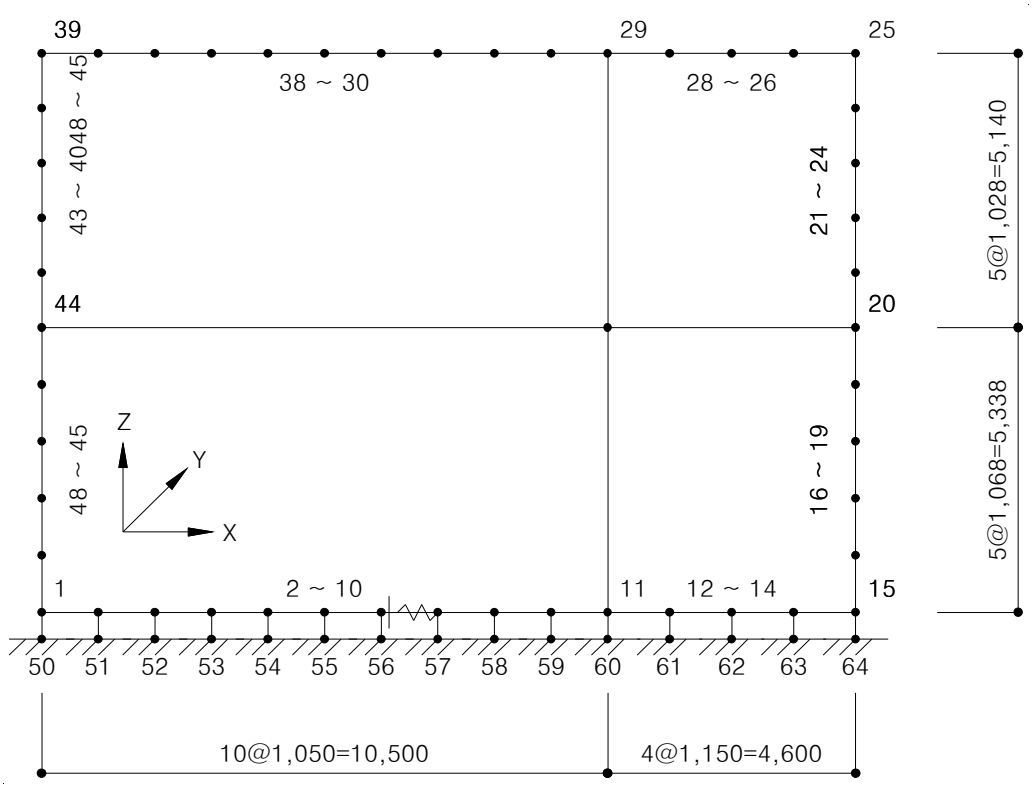
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

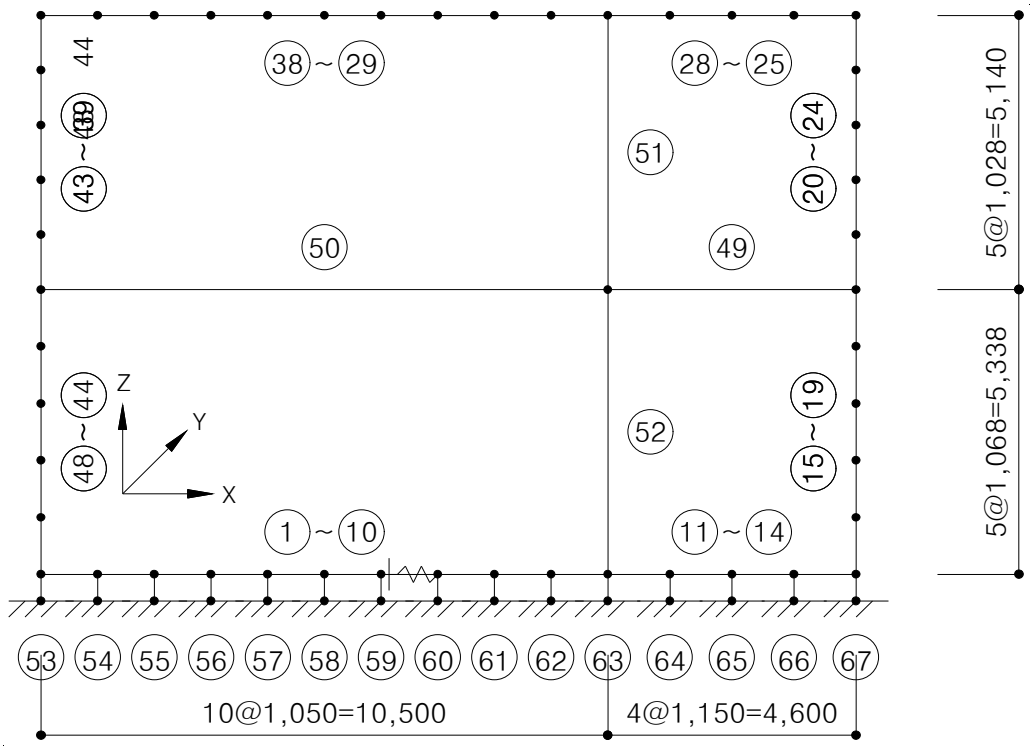
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

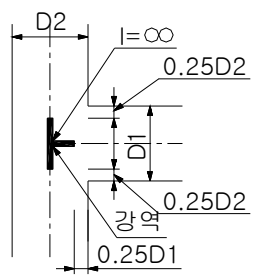
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	1.100 × 1.000 = 1.100	0.11092	1~24,39~48,51
2	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	25~38,49~50
3	1.100 × 1.100 / 6.500 = 0.186	0.01877	52

3) 단면좌표

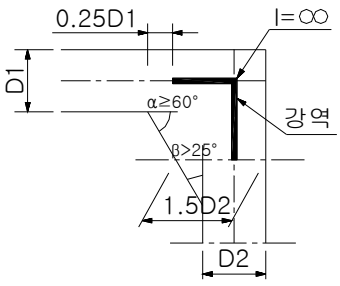
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	33	6.300	10.978
2	1.050	0.500	34	5.250	10.978
3	2.100	0.500	35	4.200	10.978
4	3.150	0.500	36	3.150	10.978
5	4.200	0.500	37	2.100	10.978
6	5.250	0.500	38	1.050	10.978
7	6.300	0.500	39	0.000	10.978
8	7.350	0.500	40	0.000	9.950
9	8.400	0.500	41	0.000	8.922
10	9.450	0.500	42	0.000	7.894
11	10.500	0.500	43	0.000	6.866
12	11.650	0.500	44	0.000	5.838
13	12.800	0.500	45	0.000	4.770
14	13.950	0.500	46	0.000	3.703
15	15.100	0.500	47	0.000	2.635
16	15.100	1.568	48	0.000	1.568
17	15.100	2.635	49	10.500	5.838
18	15.100	3.703	50	0.000	0.000
19	15.100	4.770	51	1.050	0.000
20	15.100	5.838	52	2.100	0.000
21	15.100	6.866	53	3.150	0.000
22	15.100	7.894	54	4.200	0.000
23	15.100	8.922	55	5.250	0.000
24	15.100	9.950	56	6.300	0.000
25	15.100	10.978	57	7.350	0.000
26	13.950	10.978	58	8.400	0.000
27	12.800	10.978	59	9.450	0.000
28	11.650	10.978	60	10.500	0.000
29	10.500	10.978	61	11.650	0.000
30	9.450	10.978	62	12.800	0.000
31	8.400	10.978	63	13.950	0.000
32	7.350	10.978	64	15.100	0.000

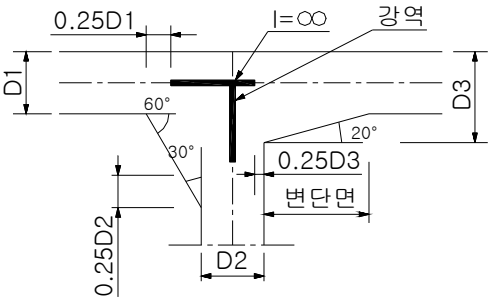
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 39 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜
(2) 39 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜
(3) 29 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜
(4) 29 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜
(5) 29 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜
(6) 25 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜
(7) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜
(8) 44 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜
(9) 44 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 ㎜
(10) 44 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜
(11) 49 지점 - 슬래브 중간 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 ㎜
(12) 49 지점 - 슬래브 중간 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 ㎜
(13) 49 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 ㎜
(14) 49 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 ㎜
(15) 20 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜
(16) 20 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 ㎜

(17) 20 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(20) 11 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1100 = 275 ㎜

(21) 11 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1100 = 275 ㎜

(22) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1100 = 275 ㎜

(23) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(24) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

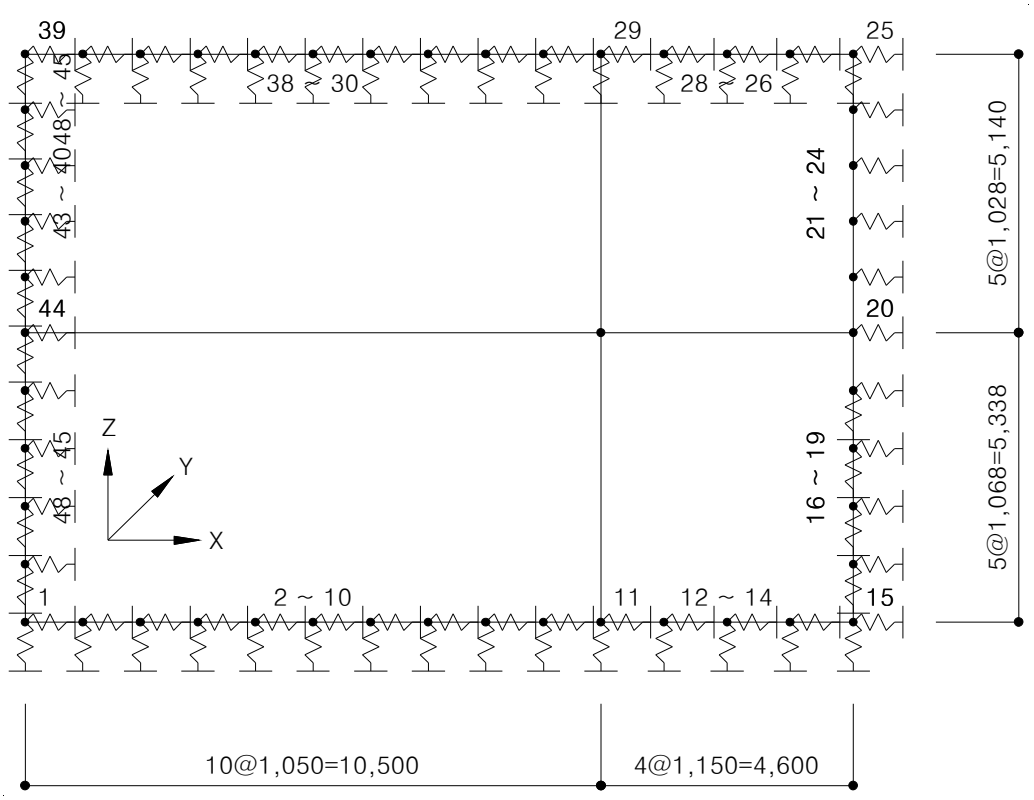
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

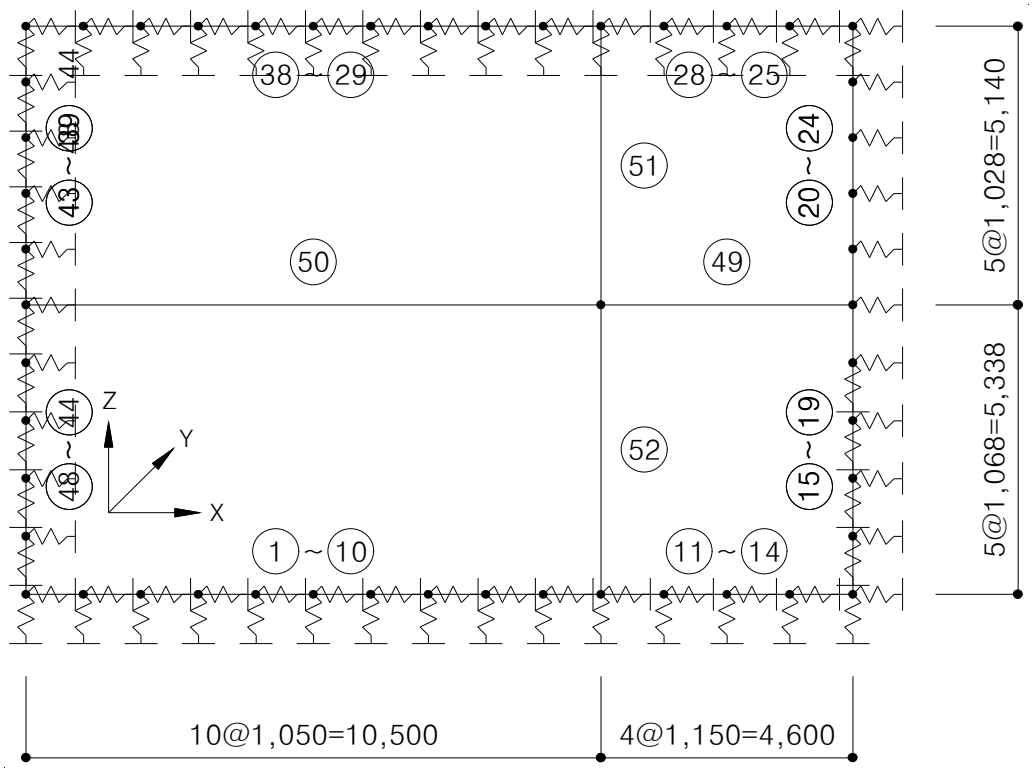
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

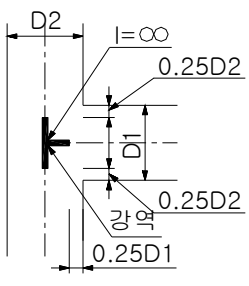
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	1.100 × 1.000 = 1.100	0.11092	1~24,39~48,51
2	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	25~38,49~50
3	1.100 × 1.100 / 6.500 = 0.186	0.01877	52

3) 단면좌표

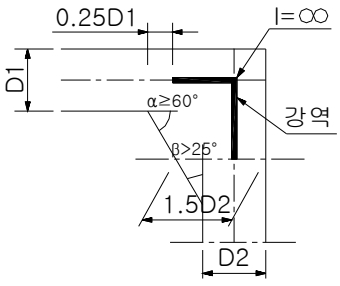
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	26	13.950	10.478
2	1.050	0.000	27	12.800	10.478
3	2.100	0.000	28	11.650	10.478
4	3.150	0.000	29	10.500	10.478
5	4.200	0.000	30	9.450	10.478
6	5.250	0.000	31	8.400	10.478
7	6.300	0.000	32	7.350	10.478
8	7.350	0.000	33	6.300	10.478
9	8.400	0.000	34	5.250	10.478
10	9.450	0.000	35	4.200	10.478
11	10.500	0.000	36	3.150	10.478
12	11.650	0.000	37	2.100	10.478
13	12.800	0.000	38	1.050	10.478
14	13.950	0.000	39	0.000	10.478
15	15.100	0.000	40	0.000	9.450
16	15.100	1.068	41	0.000	8.422
17	15.100	2.135	42	0.000	7.394
18	15.100	3.203	43	0.000	6.366
19	15.100	4.270	44	0.000	5.338
20	15.100	5.338	45	0.000	4.270
21	15.100	6.366	46	0.000	3.203
22	15.100	7.394	47	0.000	2.135
23	15.100	8.422	48	0.000	1.068
24	15.100	9.450	49	10.500	5.338
25	15.100	10.478			

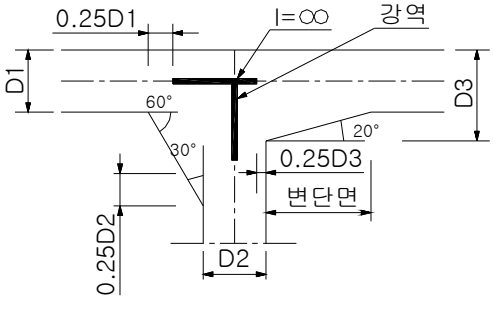
3) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 39 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 39 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 29 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 29 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(5) 29 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(6) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(7) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(8) 44 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(9) 44 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 ㎜

(10) 44 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(11) 49 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 ㎜

(12) 49 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 ㎜

(13) 49 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 ㎜

(14) 49 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 ㎜

(15) 20 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(16) 20 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 ㎜

(17) 20 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(20) 11 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1100 = 275 ㎜

(21) 11 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1100 = 275 ㎜

(22) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1100 = 275 ㎜

(23) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

(24) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 500 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(16.200 × 6.500) = 10.26 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.262 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 11783.86 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.050/2) = 12668 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 12373 kN/m	2~10
Kv3	Kv x (1.050/2 + 1.150/2) = 12962 kN/m	11
Kv4	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 13551 kN/m	12~14
Kv5	Kv x (1.150/2 + 1.100/2) = 13257 kN/m	15
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	8

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 모래(SP) (EL. : 14.050 ~ 1.105, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 209.7^2 = 80686.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 80686.0 = 213011.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 167.8^2 = 51664.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 51664.0 = 136393.0 kN/m²

(2) 자갈 (EL. : 1.105 ~ -5.992, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2도층 ,모래(SP)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(16.200 × 6.500) = 10.262 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 213011.0 = 1420073.33 kN/m³

Kv = 1420073.330 × (10.262 / 0.3)$^{-3/4}$ = 100401.70 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 100401.700 = 33467.23 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(16.200 × 6.500) = 10.262 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kv = 3116256.000 × (10.262 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 220324.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 220324.820 = 73441.61 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 모래(SP)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(11.478 × 6.500) = 8.638 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 213011.0 = 1420073.33 kN/m³

Kh = 1420073.330 × (8.638 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 114250.83 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 114250.830 = 38083.61 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(11.478 × 6.500) = 8.638 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (8.638 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 250715.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 250715.810 = 83571.94 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 115462 kN/m	26~28
Ksb1	Ksb x (1.150/2 + 1.150/2) = 38487 kN/m	
Kv2	Kv x (1.150/2 + 1.050/2) = 110442 kN/m	29
Ksb2	Ksb x (1.150/2 + 1.050/2) = 36814 kN/m	
Kv3	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 105422 kN/m	30~38
Ksb3	Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 35141 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 267664 kN/m	16~18,46~48
Kss1	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 89221 kN/m	
Kh2	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 121974 kN/m	19~20,45
Kss2	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 40658 kN/m	
Kh3	Kh x (1.028/2 + 1.028/2) = 117450 kN/m	21~24,40~44
Kss3	Kss x (1.028/2 + 1.028/2) = 39150 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 231341 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 77114 kN/m	
Kv2	Kv x (1.050/2 + 1.150/2) = 242357 kN/m	11
Ksb2	Ksb x (1.050/2 + 1.150/2) = 80786 kN/m	
Kv3	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 253374 kN/m	12~14
Ksb3	Ksb x (1.150/2 + 1.150/2) = 84458 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.050/2) = 236849 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 271726 kN/m	
Kv2	Kv x (1.150/2 + 1.100/2) = 247865 kN/m	15
Ksb2	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 271726 kN/m	
Kv3	Kv x (1.150/2 + 1.100/2) = 112952 kN/m	25
Ksb3	Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 110138 kN/m	
Kv4	Kv x (1.050/2 + 1.100/2) = 107932 kN/m	39
Ksb4	Kh x (0.900/2 + 1.028/2) = 110138 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,모래(SP)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(16.200 × 6.500) = 10.262 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 136393.0 = 909286.67 kN/m³

Kv = 909286.670 × (10.262 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 64288.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 64288.180 = 21429.39 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(16.200 × 6.500) = 10.262 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (10.262 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 141055.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 141055.930 = 47018.64 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 모래(SP)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(11.478 × 6.500) = 8.638 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 136393.0 = 909286.67 kN/m³

Kh = 909286.670 × (8.638 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 73155.91 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 73155.910 = 24385.30 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(11.478 × 6.500) = 8.638 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (8.638 / 0.3) $^{-3/4}$ = 160512.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 160512.790 = 53504.26 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 73931 kN/m	26~28
Ksb1	Ksb x (1.150/2 + 1.150/2) = 24644 kN/m	
Kv2	Kv x (1.150/2 + 1.050/2) = 70717 kN/m	29
Ksb2	Ksb x (1.150/2 + 1.050/2) = 23572 kN/m	
Kv3	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 67503 kN/m	30~38
Ksb3	Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 22501 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 171363 kN/m	16~18,46~48
Kss1	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 57121 kN/m	
Kh2	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 78101 kN/m	19~20,45
Kss2	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 26034 kN/m	
Kh3	Kh x (1.028/2 + 1.028/2) = 75204 kN/m	21~24,40~44
Kss3	Kss x (1.028/2 + 1.028/2) = 25068 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 148109 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 49370 kN/m	
Kv2	Kv x (1.050/2 + 1.150/2) = 155162 kN/m	11
Ksb2	Ksb x (1.050/2 + 1.150/2) = 51721 kN/m	
Kv3	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 162214 kN/m	12~14
Ksb3	Ksb x (1.150/2 + 1.150/2) = 54071 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.050/2) = 151635 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 173964 kN/m	
Kv2	Kv x (1.150/2 + 1.100/2) = 158688 kN/m	15
Ksb2	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 173964 kN/m	
Kv3	Kv x (1.150/2 + 1.100/2) = 72324 kN/m	25
Ksb3	Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 70522 kN/m	
Kv4	Kv x (1.050/2 + 1.100/2) = 69110 kN/m	39
Ksb4	Kh x (0.900/2 + 1.028/2) = 70522 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 토 사	: 5.412 × 19.00	=	102.828	kN/m²
	∴ Total Wd1	=	114.328	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 4.912 × 10.00	=	49.120	kN/m²
	∴ Total Wd2	=	70.120	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 5.912m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.50 = 7.500 kN/m²

③ 상재활하중

- WL = 10.000 kN/m²

④ 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 5.862 × 19.000) × 0.500 = 61.439 kN/m²
Wh2 = 61.439 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 71.205 kN/m²
Wh3 = 71.205 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 80.971 kN/m²
Wh4 = 80.971 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 90.737 kN/m²
Wh5 = 90.737 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 100.503 kN/m²
Wh6 = 100.503 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 110.269 kN/m²
Wh7 = 110.269 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 120.411 kN/m²
Wh8 = 120.411 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 130.553 kN/m²
Wh9 = 130.553 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 140.696 kN/m²
Wh10 = 140.696 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 150.838 kN/m²
Wh11 = 150.838 + 1.068 × 19.000 × 0.500 = 160.980 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 5.362 × = 37.310 kN/m²
Wh2 = 37.310 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 42.450 kN/m²
Wh3 = 42.450 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 47.590 kN/m²
Wh4 = 47.590 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 52.730 kN/m²
Wh5 = 52.730 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 57.870 kN/m²
Wh6 = 57.870 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 63.010 kN/m²
Wh7 = 63.010 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 68.348 kN/m²
Wh8 = 68.348 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 73.686 kN/m²
Wh9 = 73.686 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 79.024 kN/m²
Wh10 = 79.024 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 84.362 kN/m²
Wh11 = 84.362 + 1.068 × 10.000 × 0.500 = 89.700 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 4.912 × 10.000 = 49.120 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 5.362 × 10.000 = 53.620 kN/m²
Ww3 = 53.620 + 1.028 × 10.000 = 63.900 kN/m²
Ww4 = 63.900 + 1.028 × 10.000 = 74.180 kN/m²
Ww5 = 74.180 + 1.028 × 10.000 = 84.460 kN/m²
Ww6 = 84.460 + 1.028 × 10.000 = 94.740 kN/m²
Ww7 = 94.740 + 1.028 × 10.000 = 105.020 kN/m²
Ww8 = 105.020 + 1.068 × 10.000 = 115.696 kN/m²
Ww9 = 115.696 + 1.068 × 10.000 = 126.372 kN/m²
Ww10 = 126.372 + 1.068 × 10.000 = 137.048 kN/m²
Ww11 = 137.048 + 1.068 × 10.000 = 147.724 kN/m²
Ww12 = 147.724 + 1.068 × 10.000 = 158.400 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww13 = (5.912 + 11.478 - 1.000) × 10.000 = 163.900 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	3.159	145.400	116.300	18.000	0.087	0.109
모래(SP)	9.786	209.700	167.800	18.000	0.187	0.233
자갈	7.097	294.700	235.800	20.000	0.096	0.120
풍화토	3.256	294.700	235.800	20.000	0.044	0.055
풍화암(WR)	2.010	294.700	235.800	20.000	0.027	0.034
연암(SR)	4.692	294.700	235.800	20.000	0.064	0.080
계					0.505	0.631

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.505 = 0.631	1.25 Tg' = 1.25 × 0.631 = 0.789

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

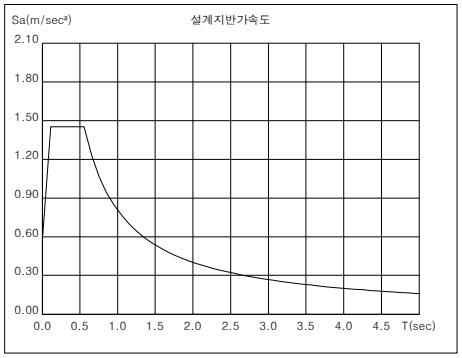
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.276 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.090 m/s²

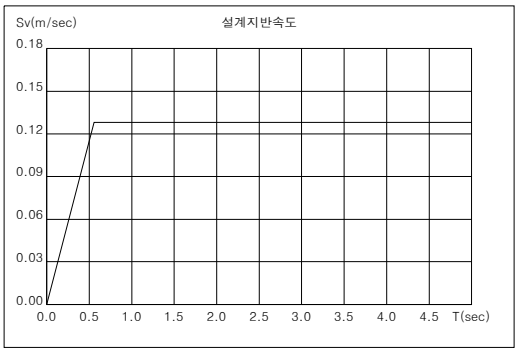
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.631 / 2π × 1.276 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.789 / 2π × 2.090 = 0.262 m/s

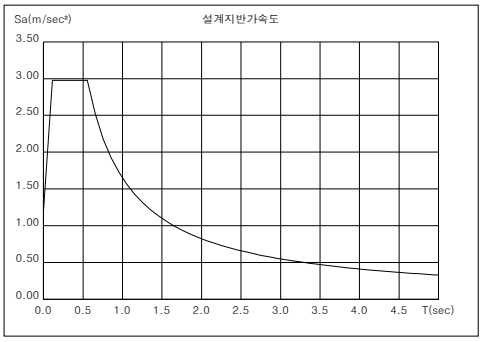
6) 설계응답 응답스펙트럼

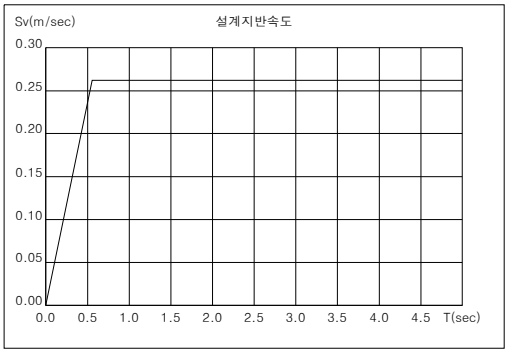
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 6.362 m
- 하부슬래브 EL. = 16.840 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.631 \times \cos(\pi \times 6.362 / (2 \times 30.000)) = 0.015467$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.631 \times \cos(\pi \times 16.840 / (2 \times 30.000)) = 0.010406$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.789 \times \cos(\pi \times 6.362 / (2 \times 30.000)) = 0.039587$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.789 \times \cos(\pi \times 16.840 / (2 \times 30.000)) = 0.026634$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 33467.230 \times (0.015467 - 0.010406)$ $= 169.378\ kN/m^2$	$Po = 21429.390 \times (0.039587 - 0.026634)$ $= 277.575\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
6.362	114250.830	0.015467	0.005061	578.223
7.390	114250.830	0.015157	0.004751	542.806
8.418	114250.830	0.014803	0.004397	502.361
9.446	114250.830	0.014406	0.004000	457.003
10.474	114250.830	0.013967	0.003561	406.847
11.502	114250.830	0.013488	0.003082	352.121
12.570	114250.830	0.012948	0.002542	290.426
13.637	250715.810	0.012369	0.001963	492.155
14.705	250715.810	0.011751	0.001345	337.213
15.772	250715.810	0.011096	0.000690	172.994
16.840	250715.810	0.010406	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
6.362	73155.910	0.039587	0.012953	947.589
7.390	73155.910	0.038793	0.012159	889.503
8.418	73155.910	0.037886	0.011252	823.150
9.446	73155.910	0.036870	0.010236	748.824
10.474	73155.910	0.035747	0.009113	666.670
11.502	73155.910	0.034520	0.007886	576.908
12.570	73155.910	0.033140	0.006506	475.952
13.637	160512.790	0.031657	0.005023	806.256
14.705	160512.790	0.030075	0.003441	552.325
15.772	160512.790	0.028399	0.001765	283.305
16.840	160512.790	0.026634	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	80686.000 × 0.000257 = 20.740	51664.000 × 0.000657 = 33.940
Vb	177060.000 × 0.000645 = 114.200	113357.000 × 0.001652 = 187.270
Vs	(20.740 + 114.200) / 2 = 67.470	(33.940 + 187.270) / 2 = 110.610

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×6.362) = 1.506	fu = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×6.362) = 3.704

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×16.840) = 1.521	fb = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×16.840) = 3.741

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×11.478) = 1.531	fb = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×11.478) = 3.766

④ 중간벽체

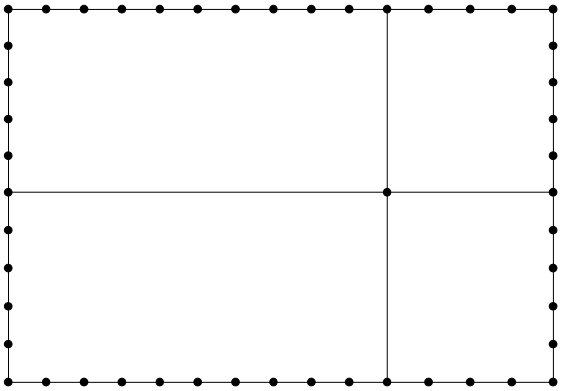
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = (1.100×1.100×25.000×0.074×(1-0.015×5.812))/6.500 = 0.312	fu1 = (1.100×1.100×25.000×0.182×(1-0.015×5.812))/6.500 = 0.766
fb1 = (1.100×1.100×25.000×0.074 ×(1-0.015×16.840))/6.500 = 0.257	fb1 = (1.100×1.100×25.000×0.182 ×(1-0.015×16.840))/6.500 = 0.633
fu1 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×5.812) = 0.312	fu1 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×5.812) = 0.766
fb1 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×16.840) = 0.257	fb1 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×16.840) = 0.633

⑤ 측벽

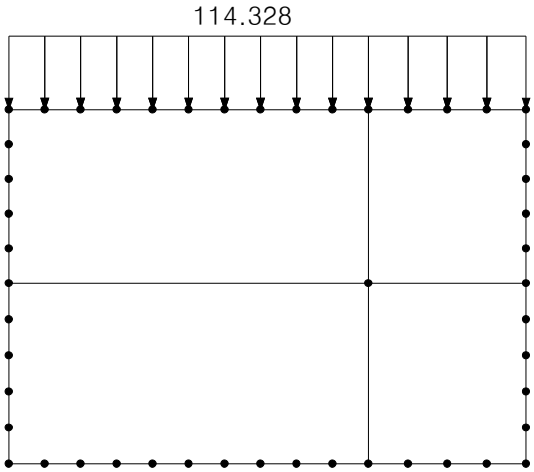
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×6.362) = 1.841	f1 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×6.362) = 4.527
f2 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×7.390) = 1.809	f2 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×7.390) = 4.450
f3 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×8.418) = 1.778	f3 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×8.418) = 4.373
f4 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×9.446) = 1.747	f4 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×9.446) = 4.296
f5 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×10.474) = 1.715	f5 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×10.474) = 4.219
f6 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×11.502) = 1.684	f6 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×11.502) = 4.141
f7 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×12.570) = 1.651	f7 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×12.570) = 4.061
f8 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×13.637) = 1.619	f8 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×13.637) = 3.981
f9 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×14.705) = 1.586	f9 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×14.705) = 3.901
f10 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×15.772) = 1.554	f10 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×15.772) = 3.821
f11 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×16.840) = 1.521	f11 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×16.840) = 3.741

10. 하 중 재 하 (상시)

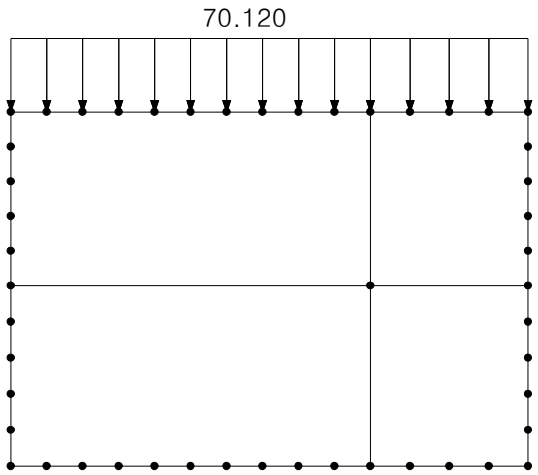
1) CASE1 - 구체자중(SW)



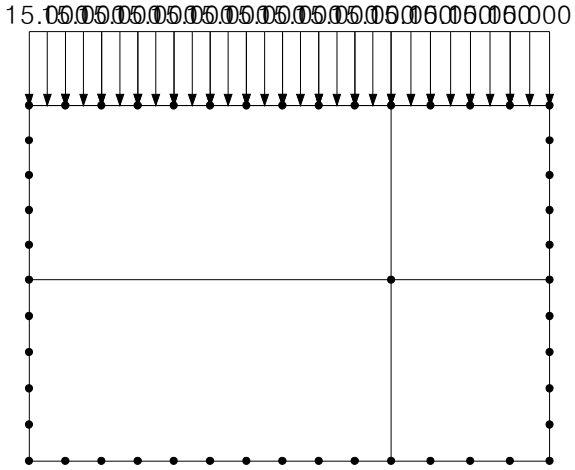
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



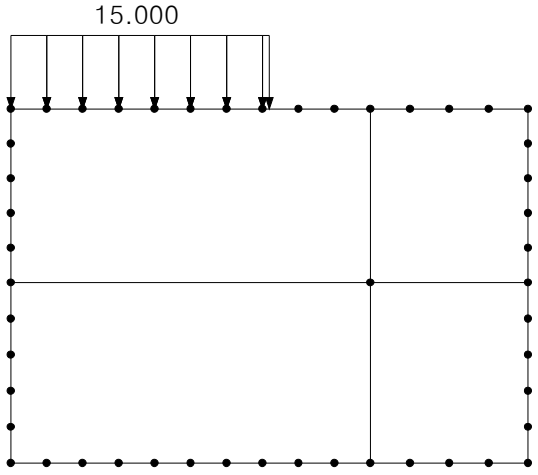
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



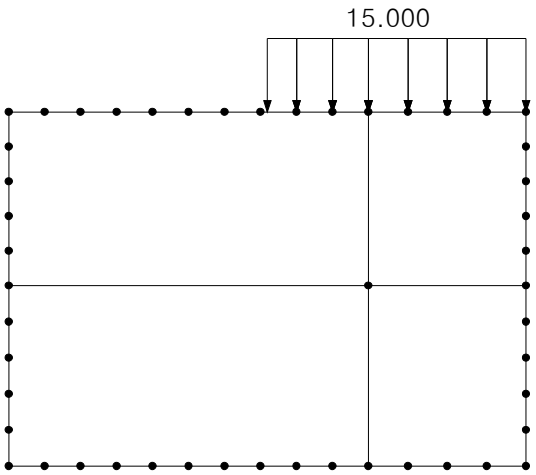
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



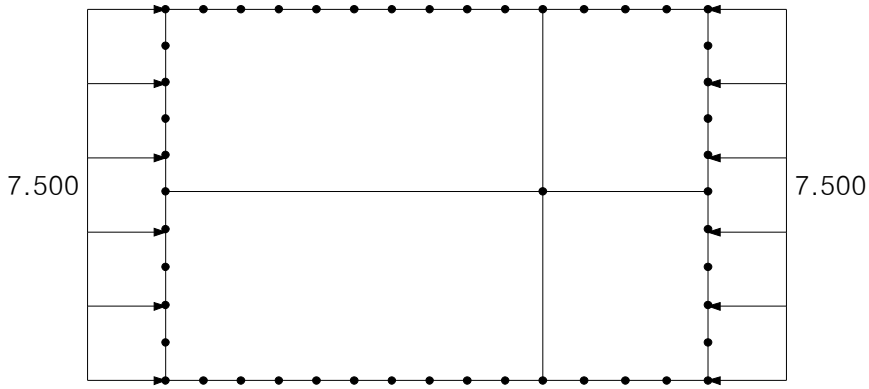
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



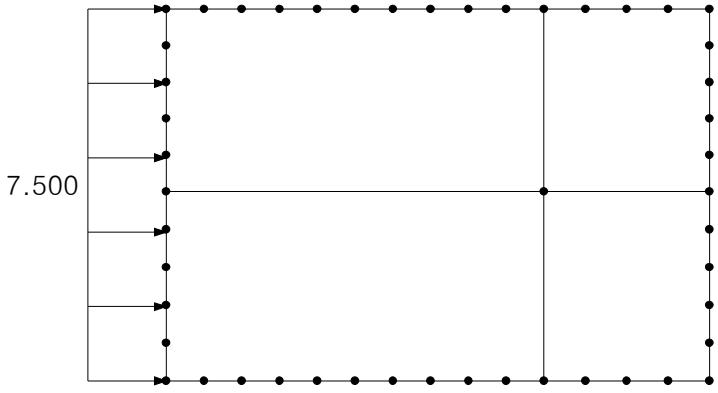
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



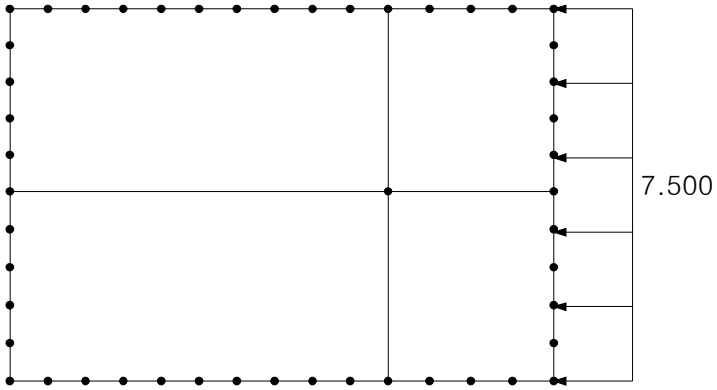
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



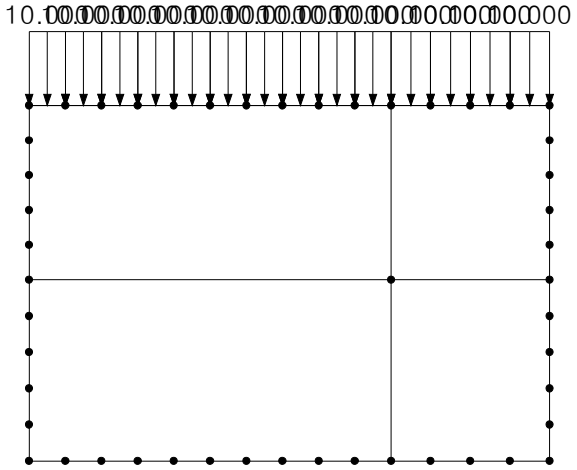
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



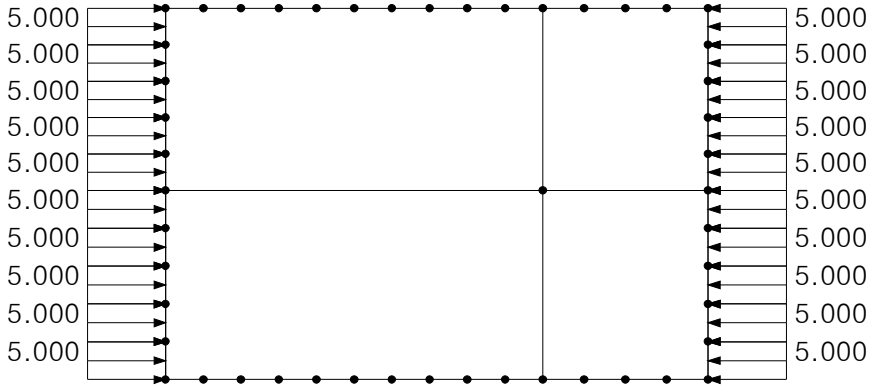
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



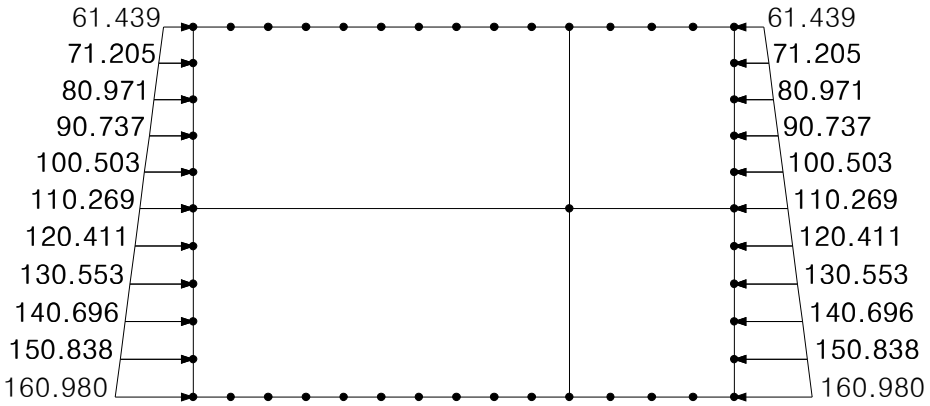
10) CASE10 - 상재활하중(LIVEA)



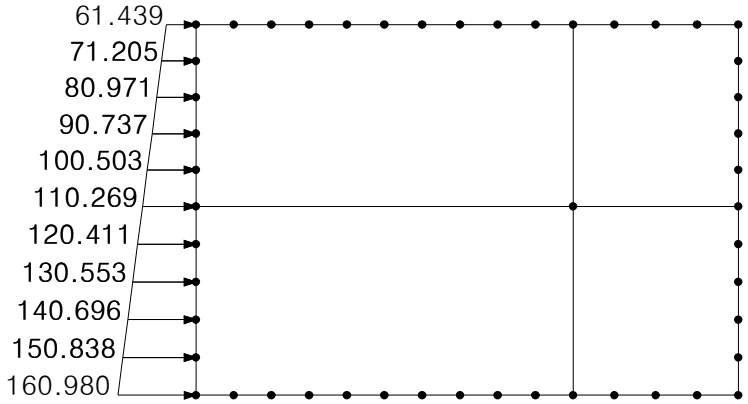
11) CASE11 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



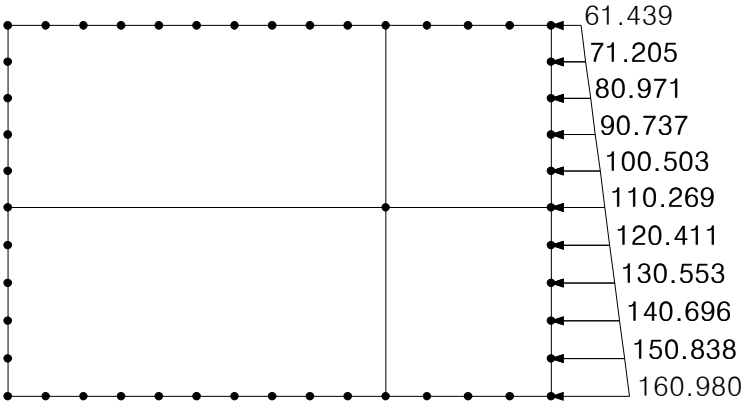
12) CASE12 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



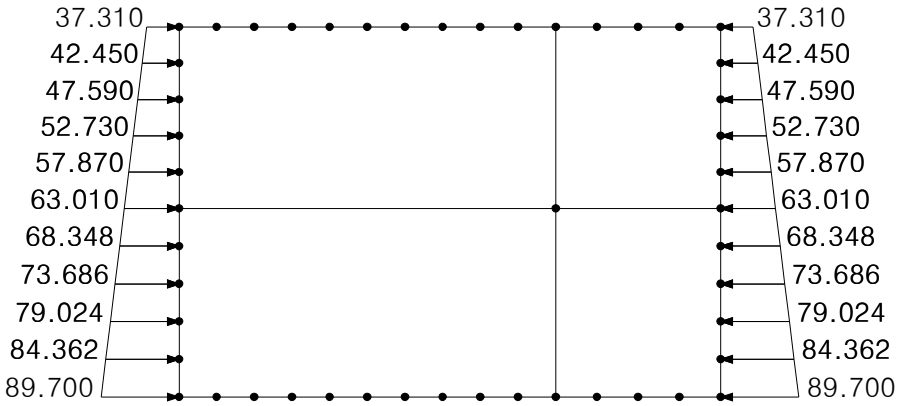
13) CASE13 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



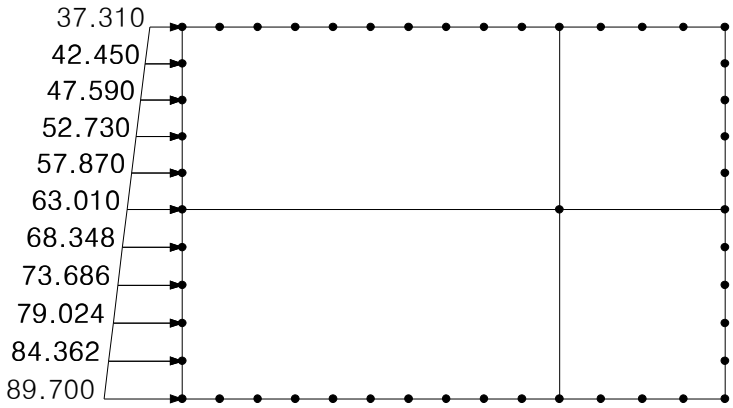
14) CASE14 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



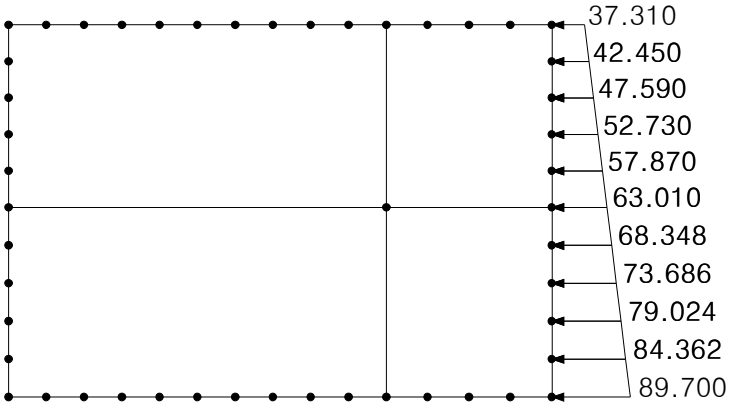
15) CASE15 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



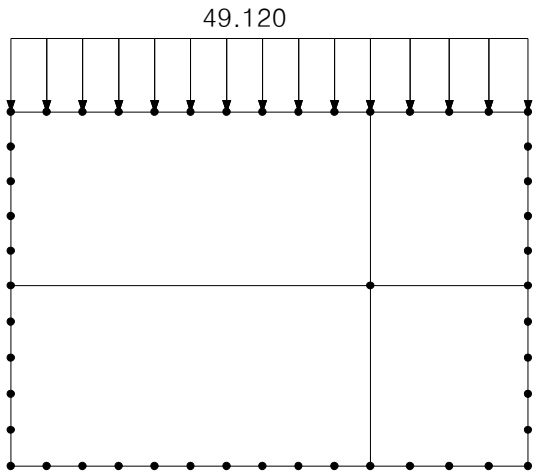
16) CASE16 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



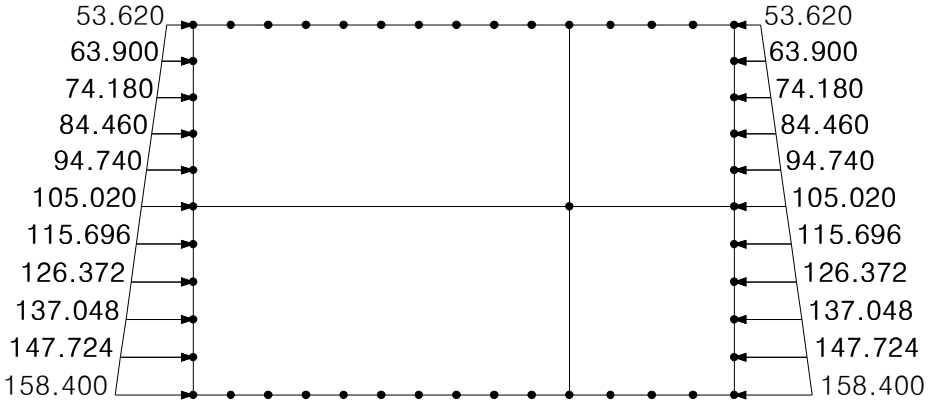
17) CASE17 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



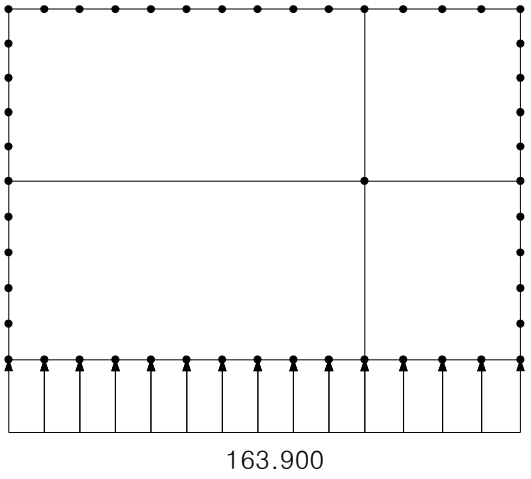
18) CASE18 - 연직수압(WATERV)



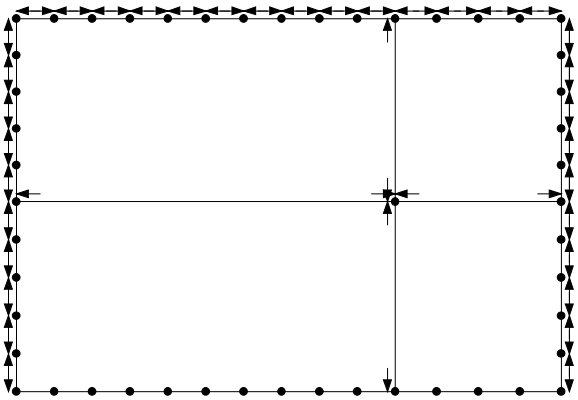
19) CASE19 - 수평수압(WATERH)



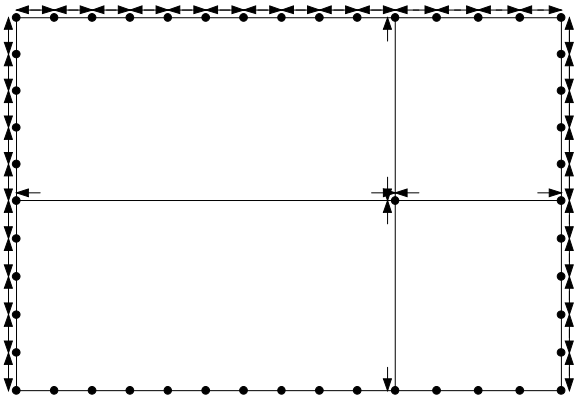
20) CASE20 - 부력(BUOYANCY)



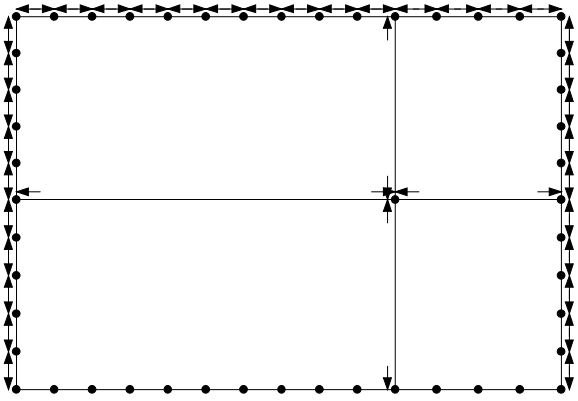
21) CASE21 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



22) CASE22 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

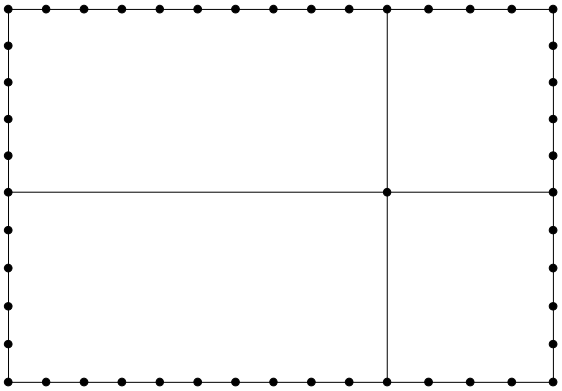


23) CASE23 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

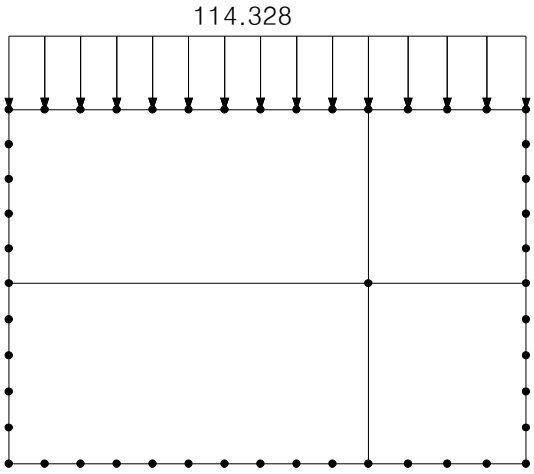


11. 하중 재하 (기능수행)

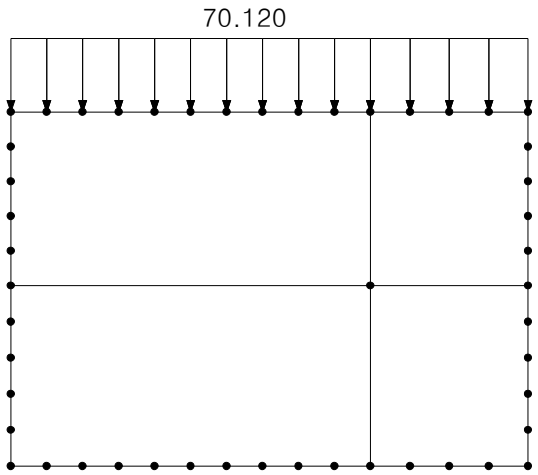
1) CASE1 - 구체자중(SW)



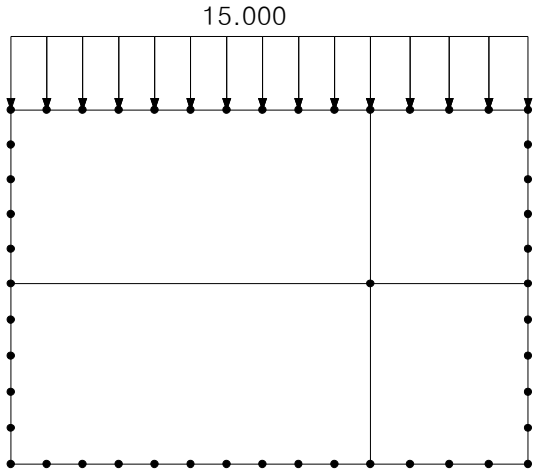
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



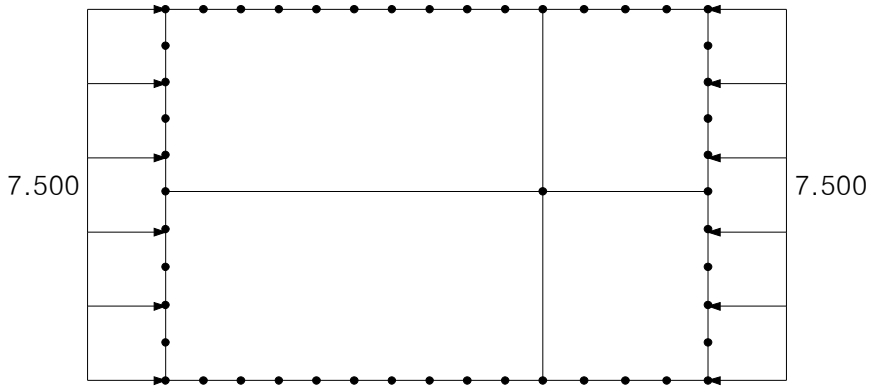
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



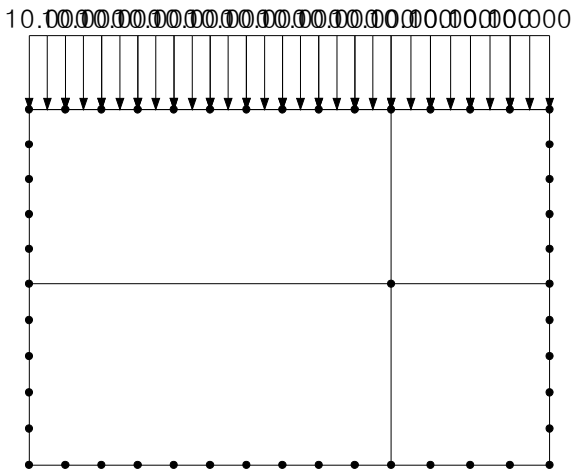
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



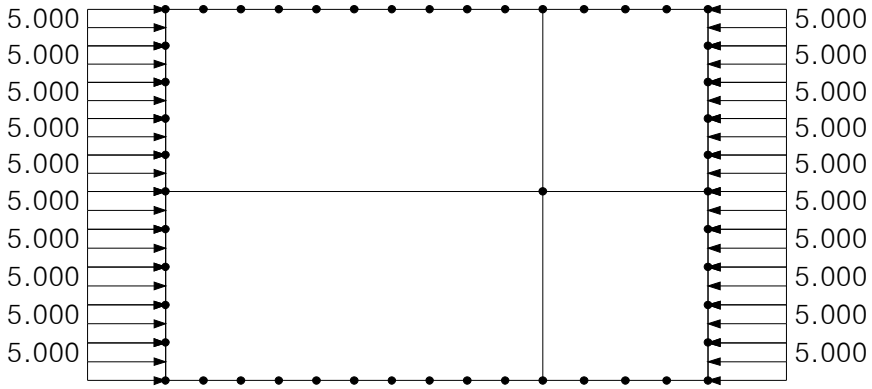
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



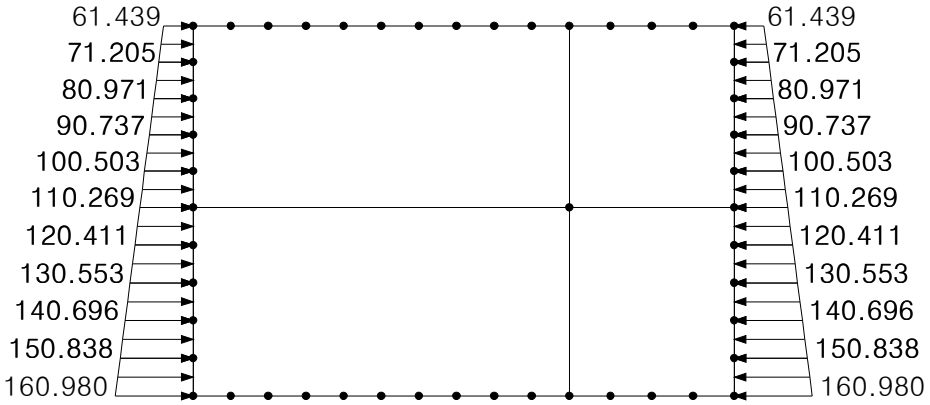
6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



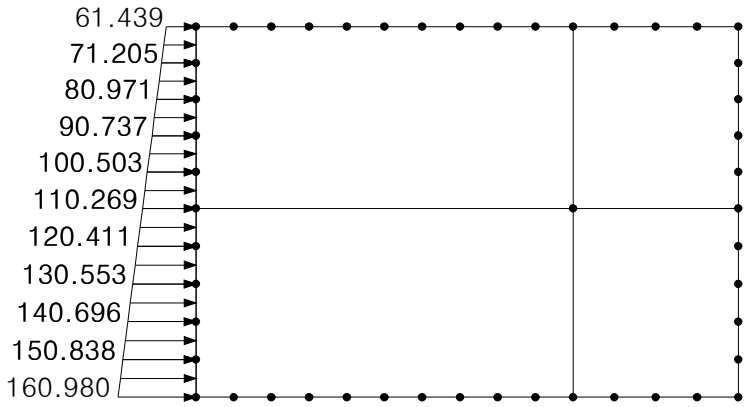
7) CASE7 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



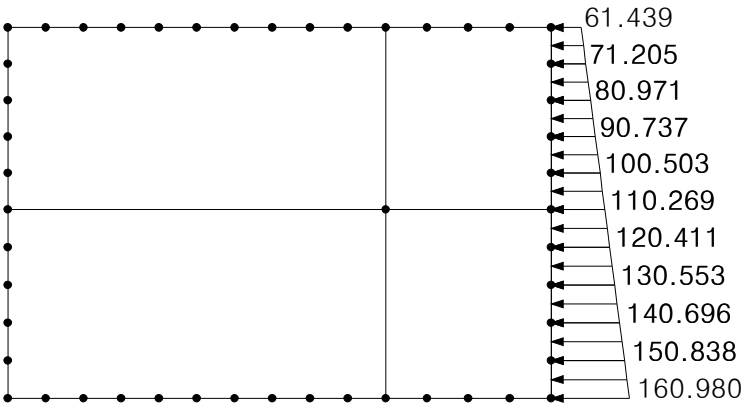
8) CASE8 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



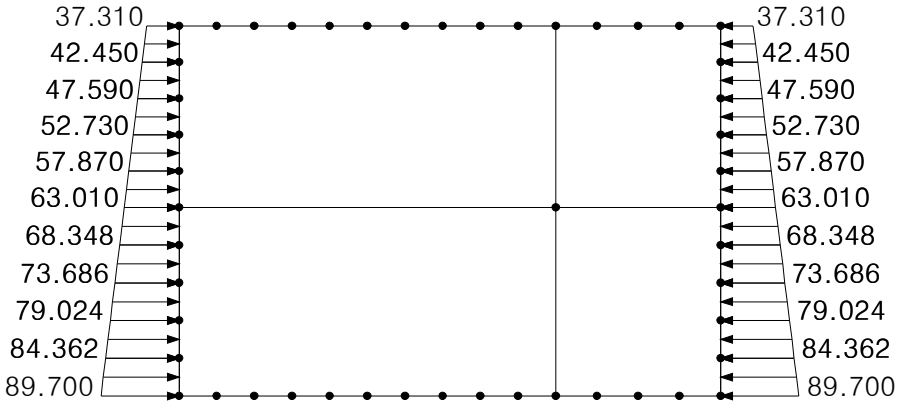
9) CASE9 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



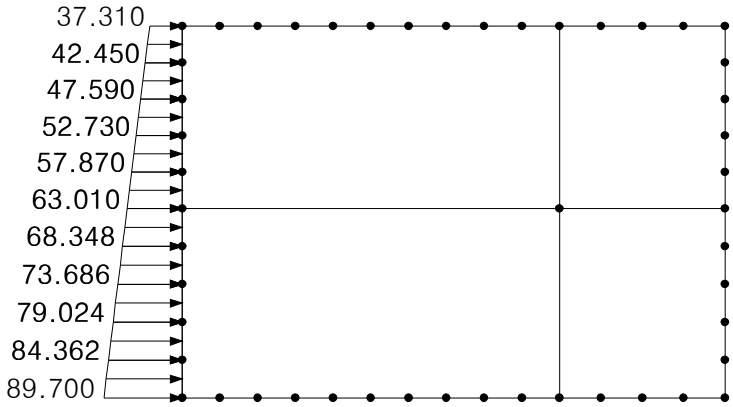
10) CASE10 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



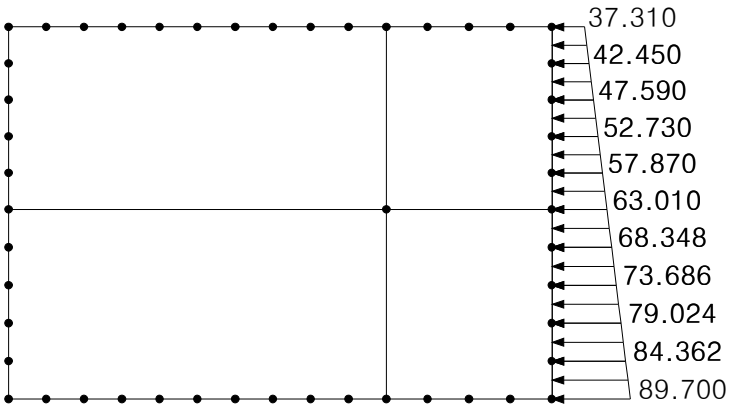
11) CASE11 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



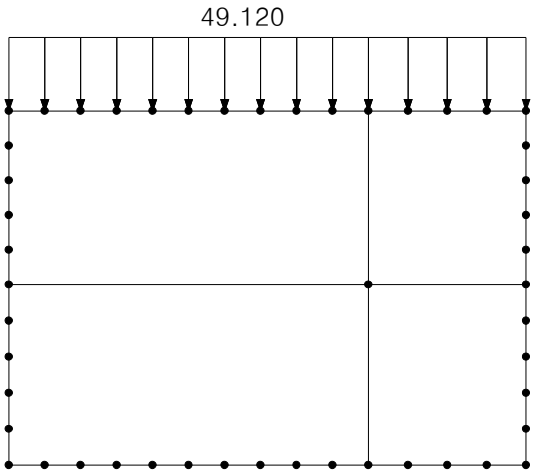
12) CASE12 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



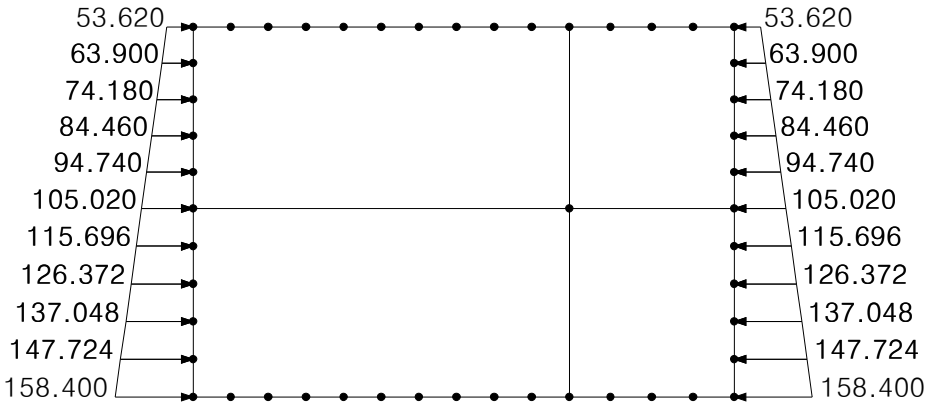
13) CASE13 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



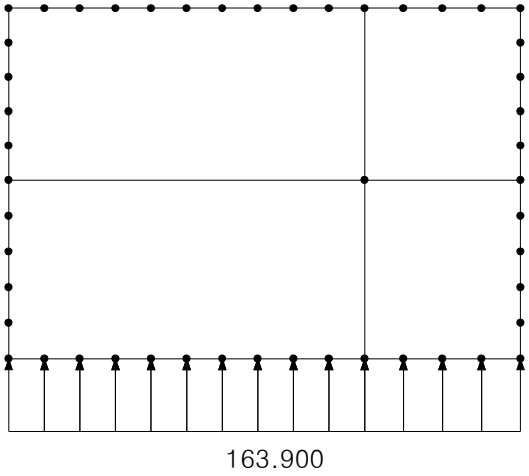
14) CASE14 - 연직수압(WATERV)



15) CASE15 - 수평수압(WATERH)

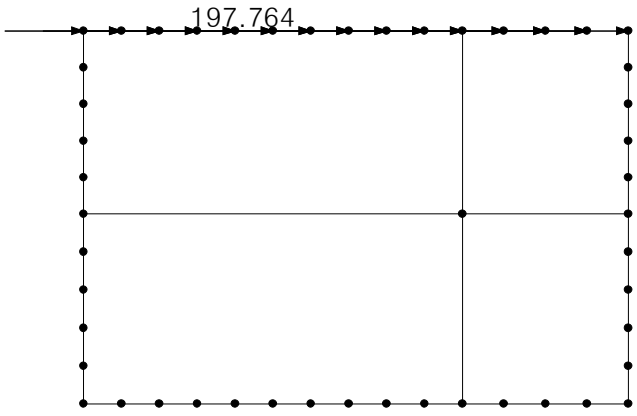


16) CASE16 - 부력(BUOYANCY)

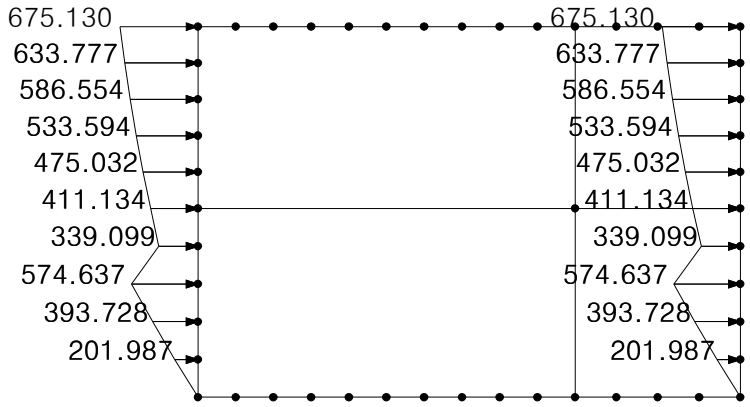


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

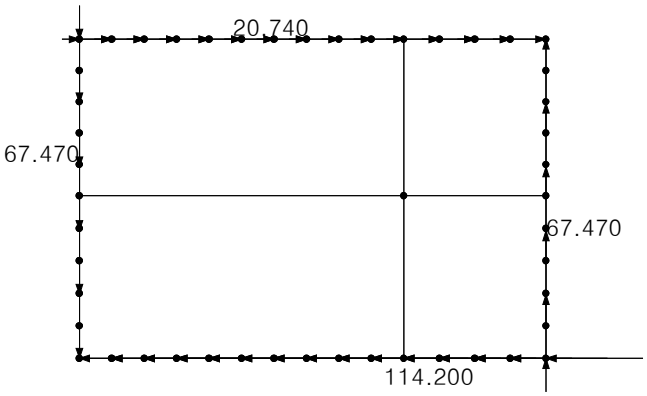
17) CASE17 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



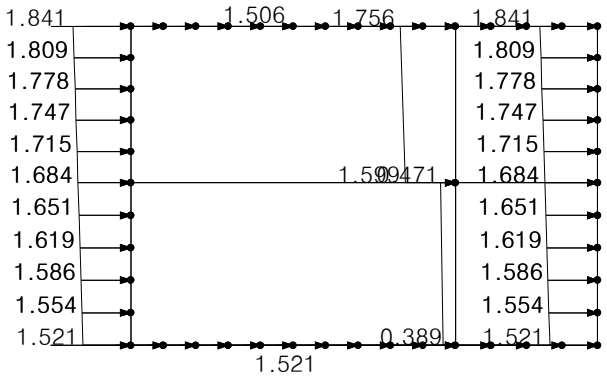
18) CASE18 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



19) CASE19 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

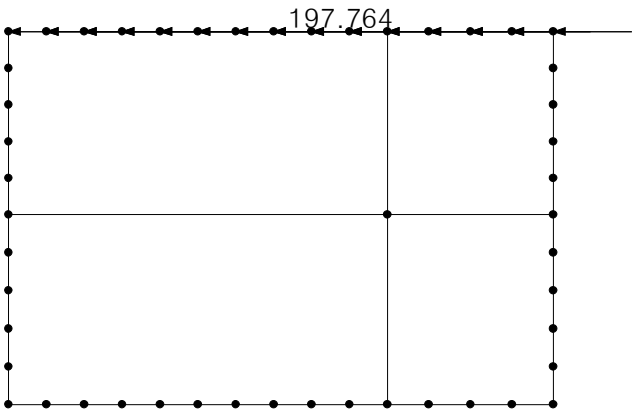


20) CASE20 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

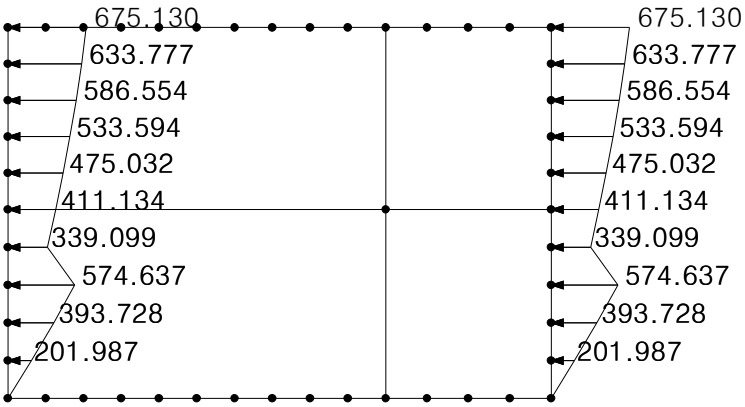


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

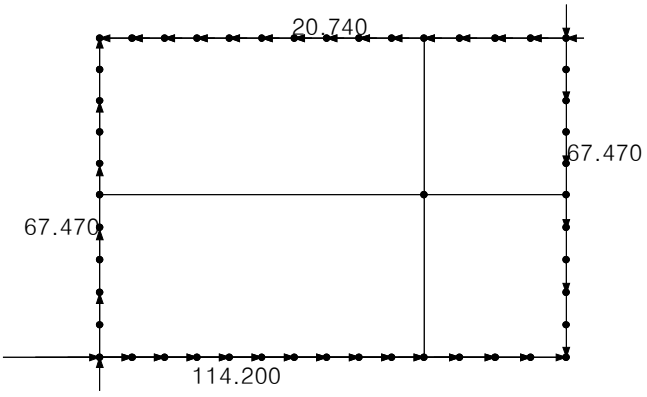
21) CASE21 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



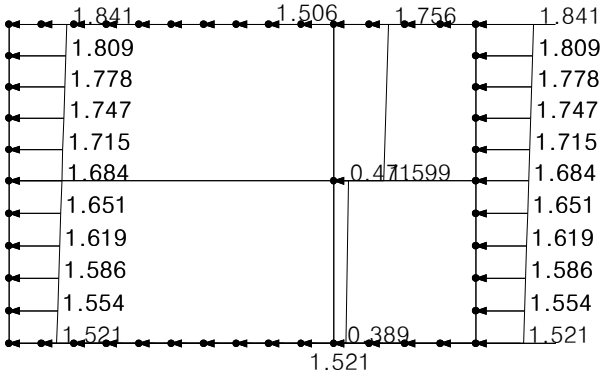
22) CASE22 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



23) CASE23 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

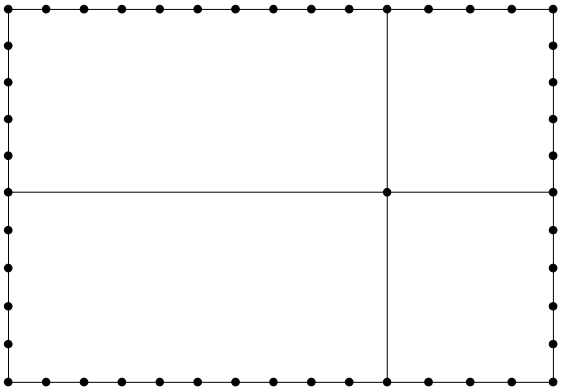


24) CASE24 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

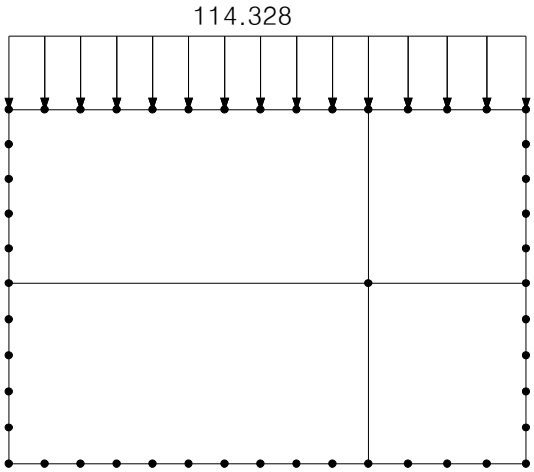


12. 하중 재하 (붕괴방지)

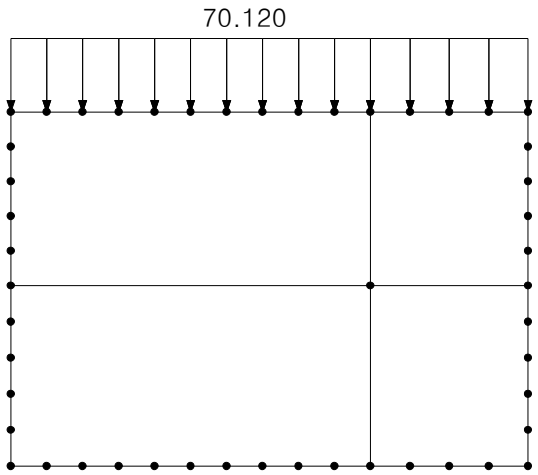
1) CASE1 - 구체자중(SW)



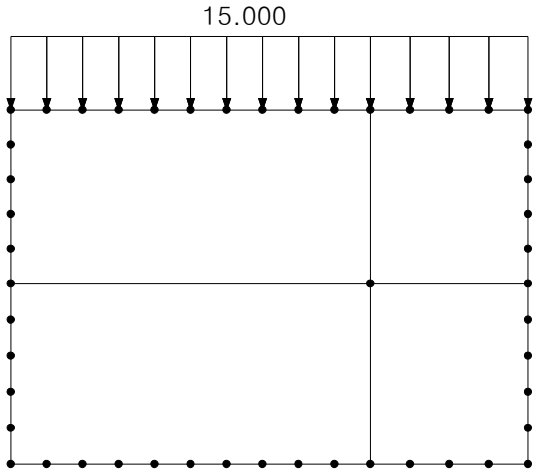
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



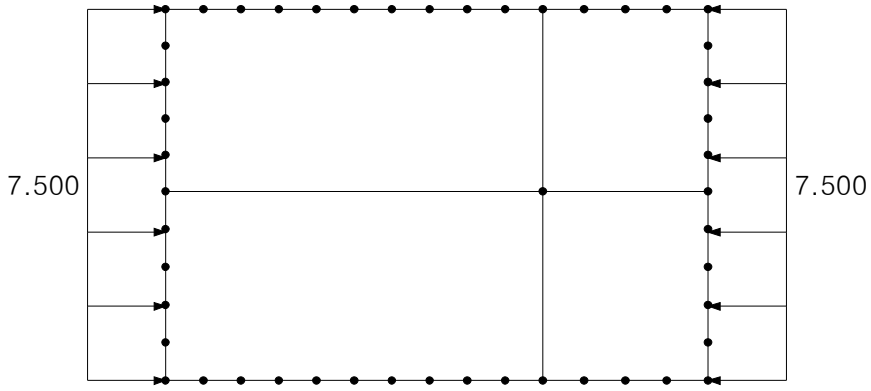
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



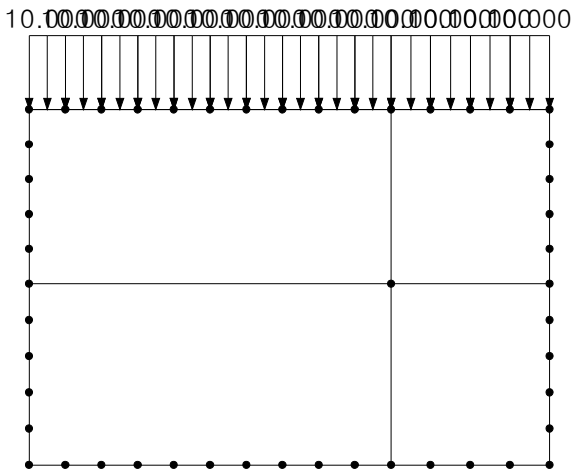
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



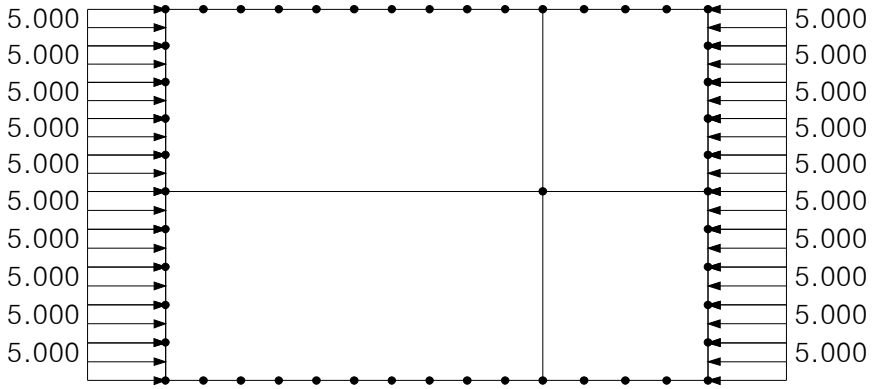
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



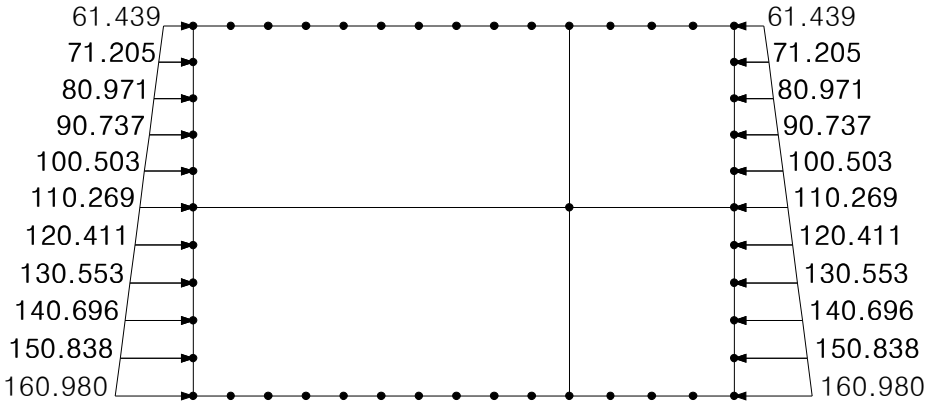
6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



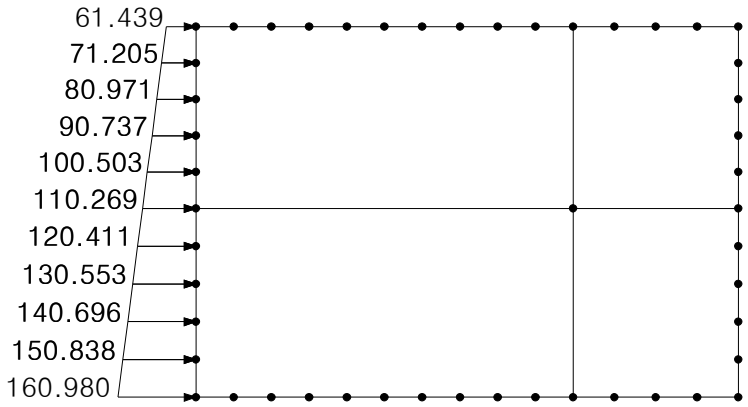
7) CASE7 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



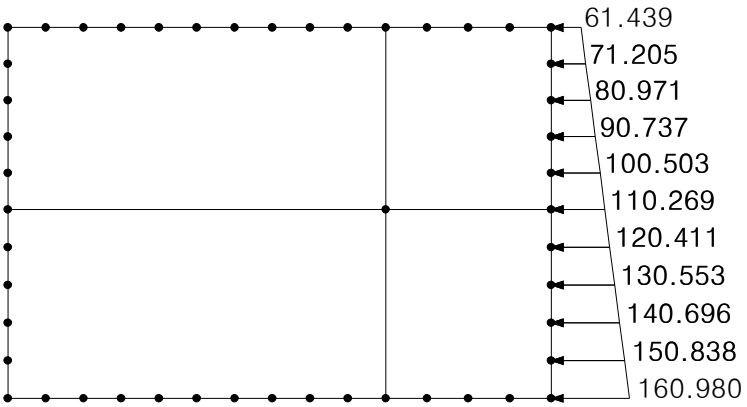
8) CASE8 - 지진시 양토압(SOILBE)



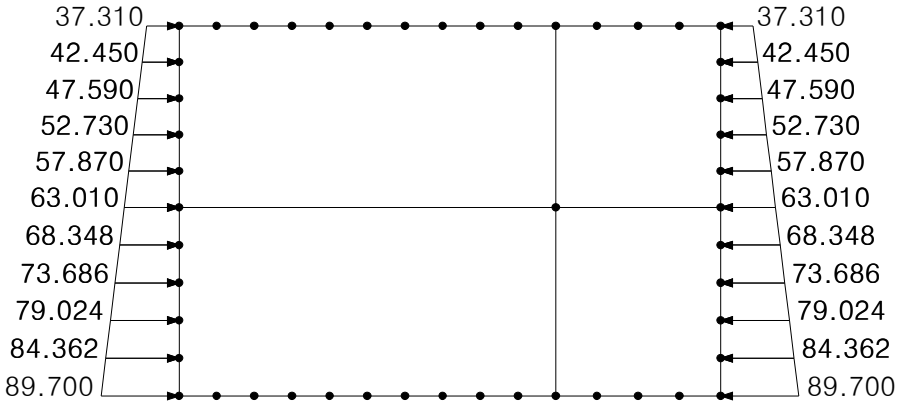
9) CASE9 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



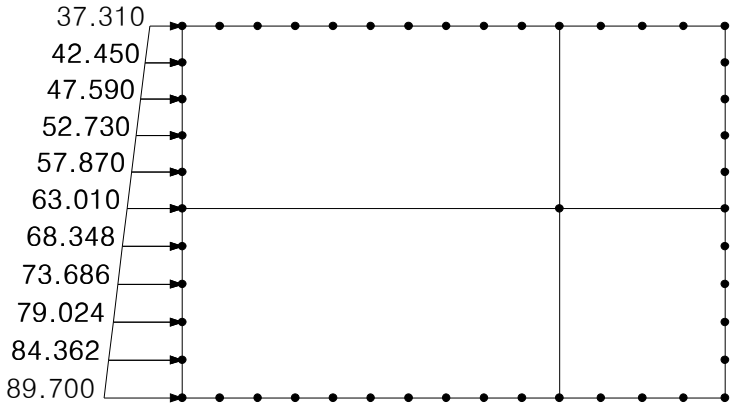
10) CASE10 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



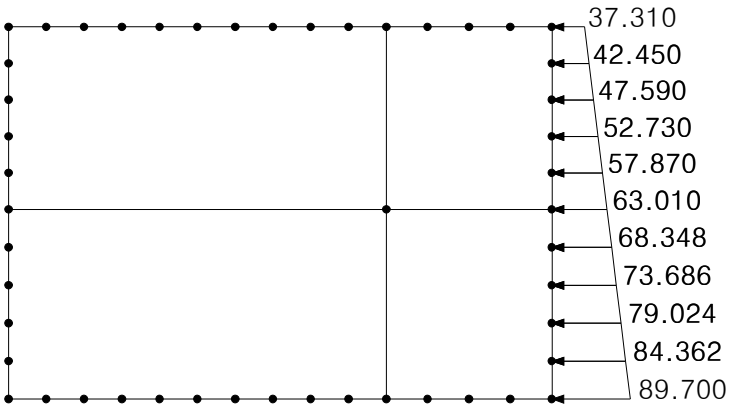
11) CASE11 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



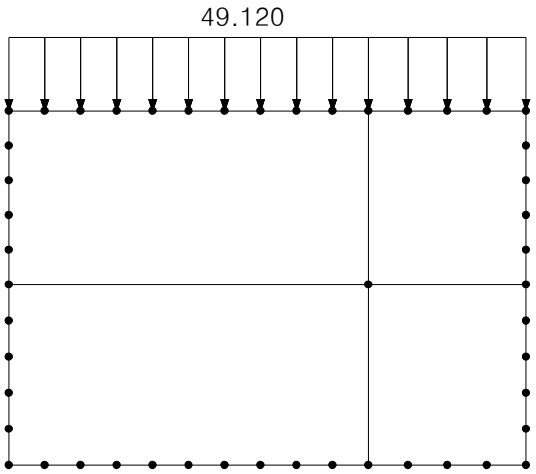
12) CASE12 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



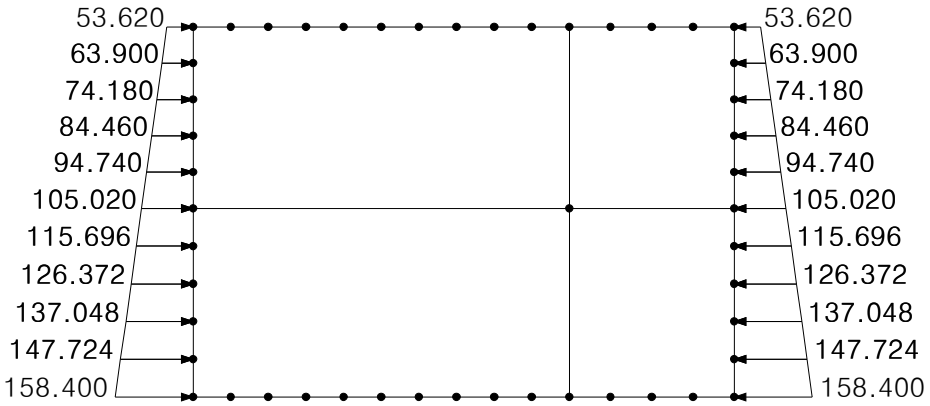
13) CASE13 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



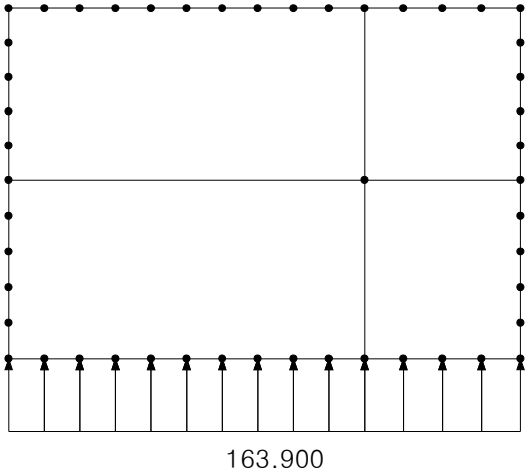
14) CASE14 - 연직수압(WATERV)



15) CASE15 - 수평수압(WATERH)

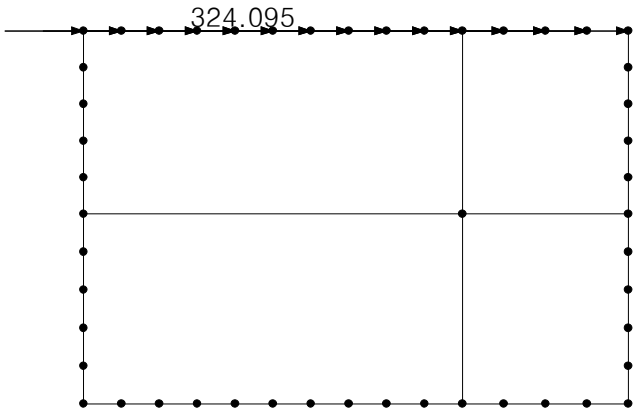


16) CASE16 - 부력(BUOYANCY)

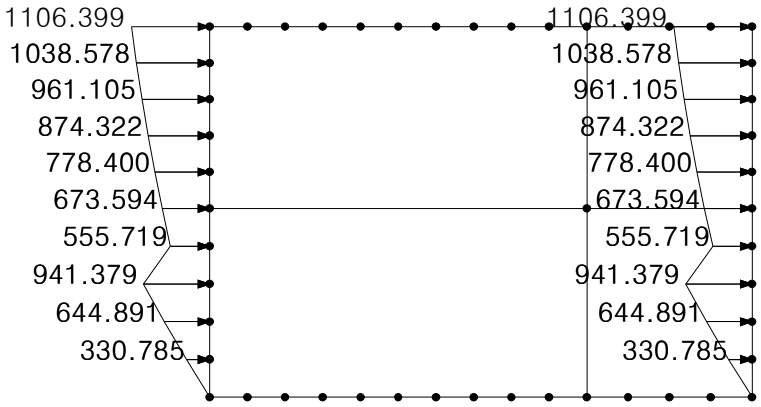


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

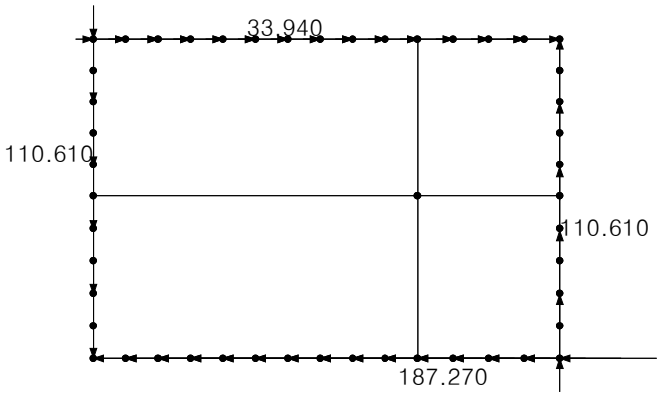
17) CASE17 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



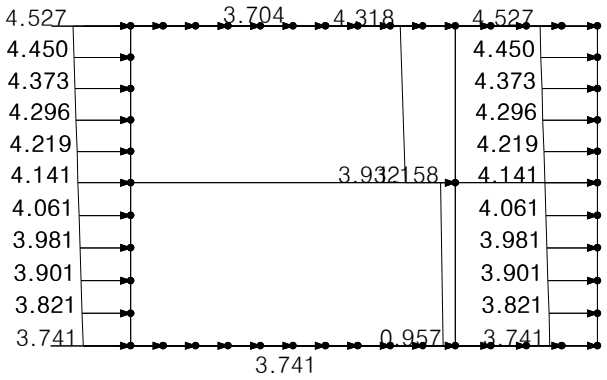
18) CASE18 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



19) CASE19 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

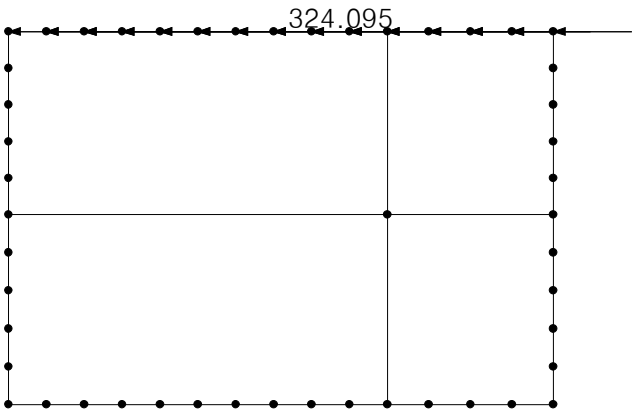


20) CASE20 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

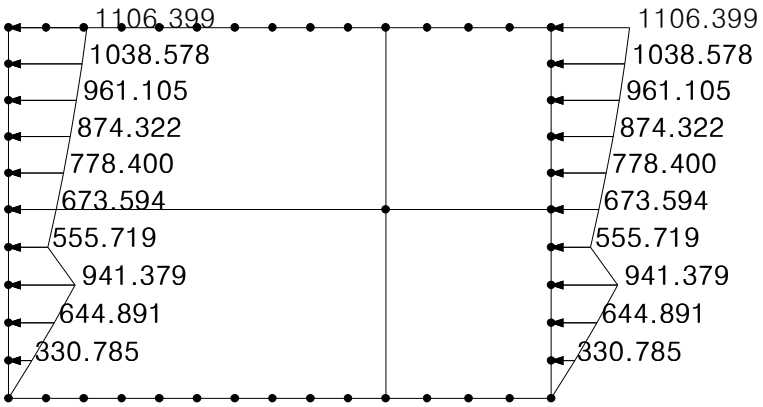


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

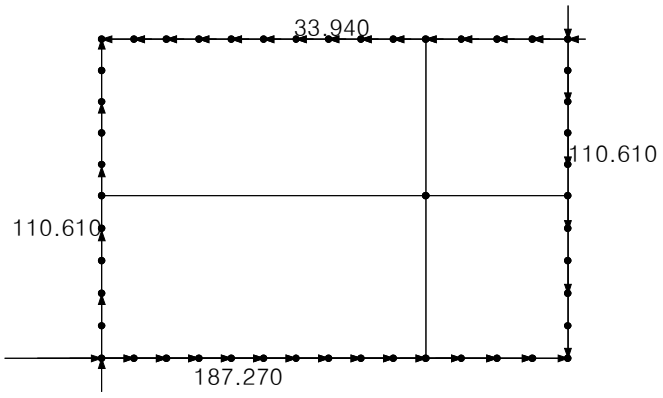
21) CASE21 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



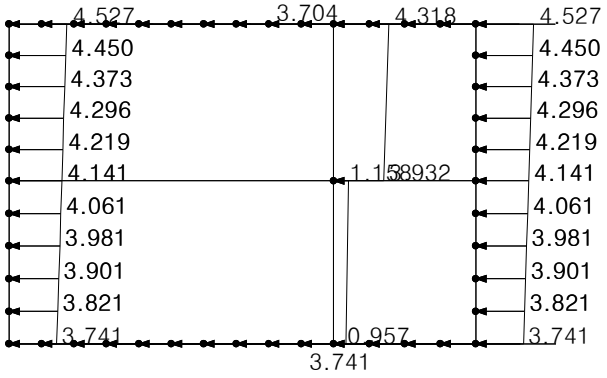
22) CASE22 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



23) CASE23 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



24) CASE24 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.902, h = 5.912 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.444	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.444	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.444	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.444	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

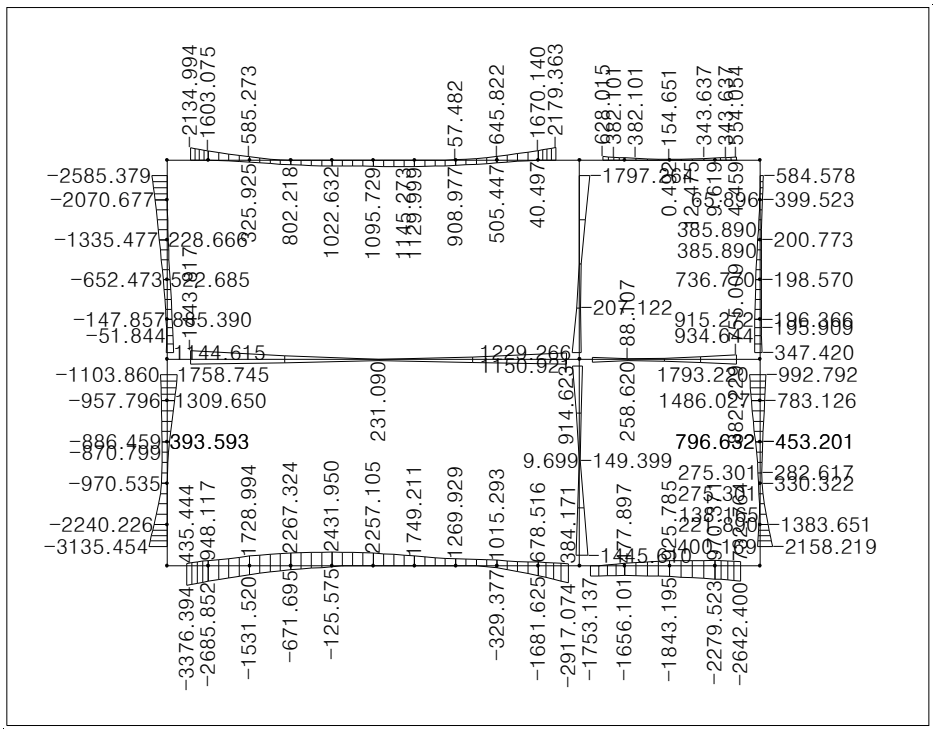
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

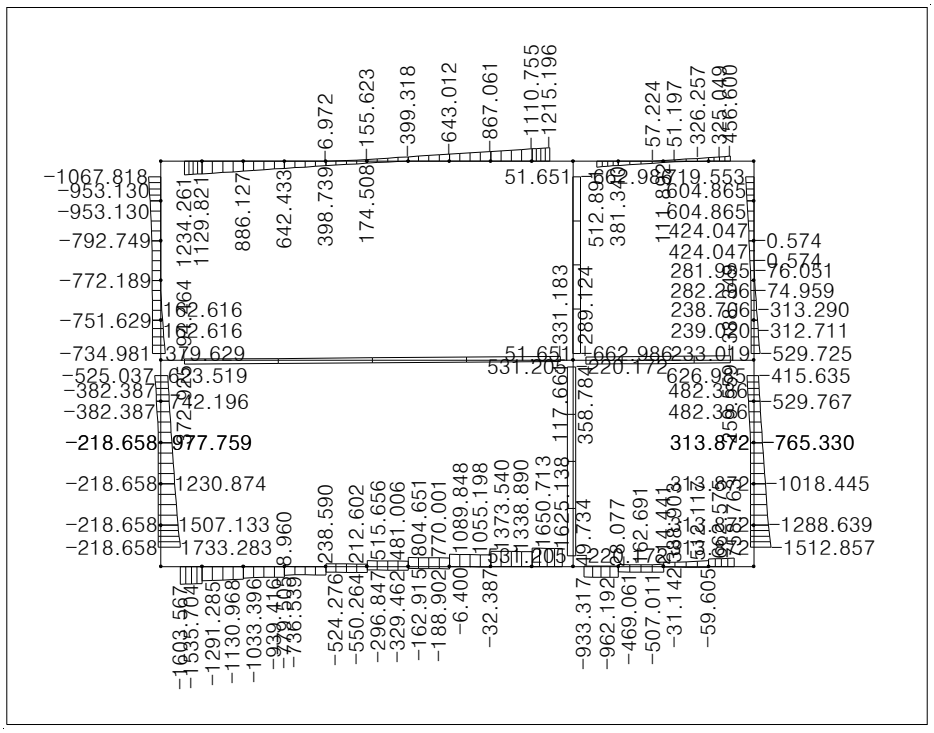
14. 단면력정리

14.1 상시

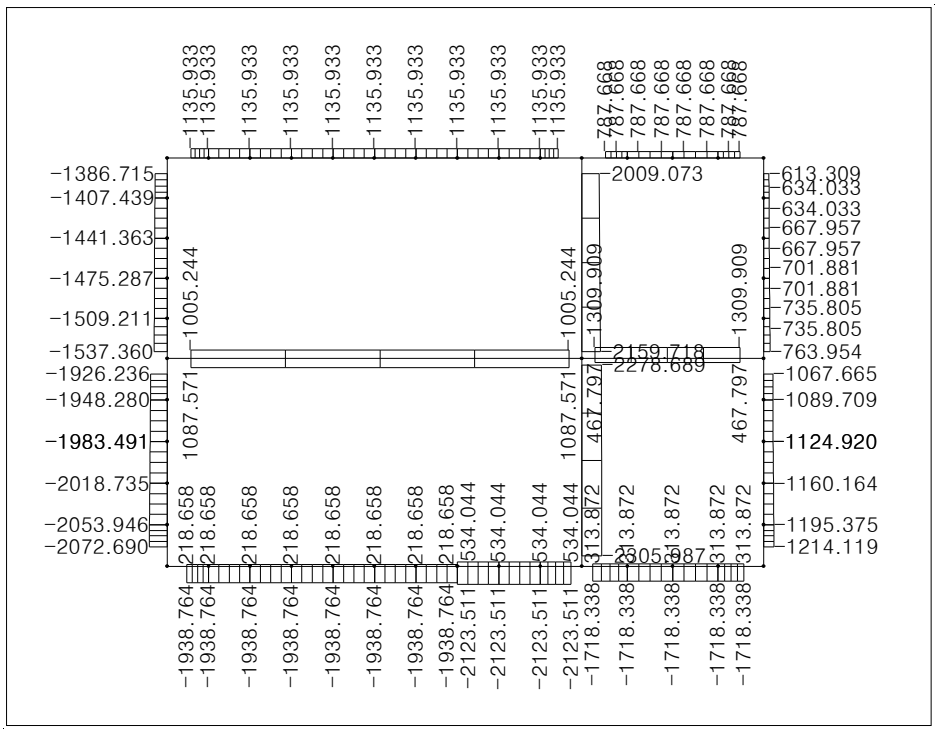
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



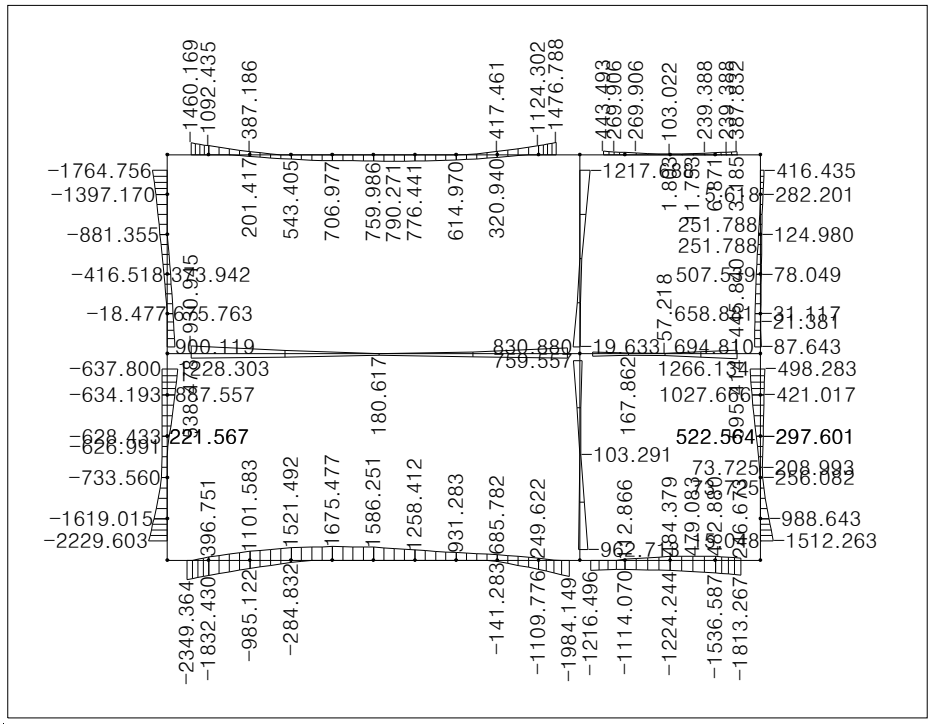
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



5) 단면력 정리

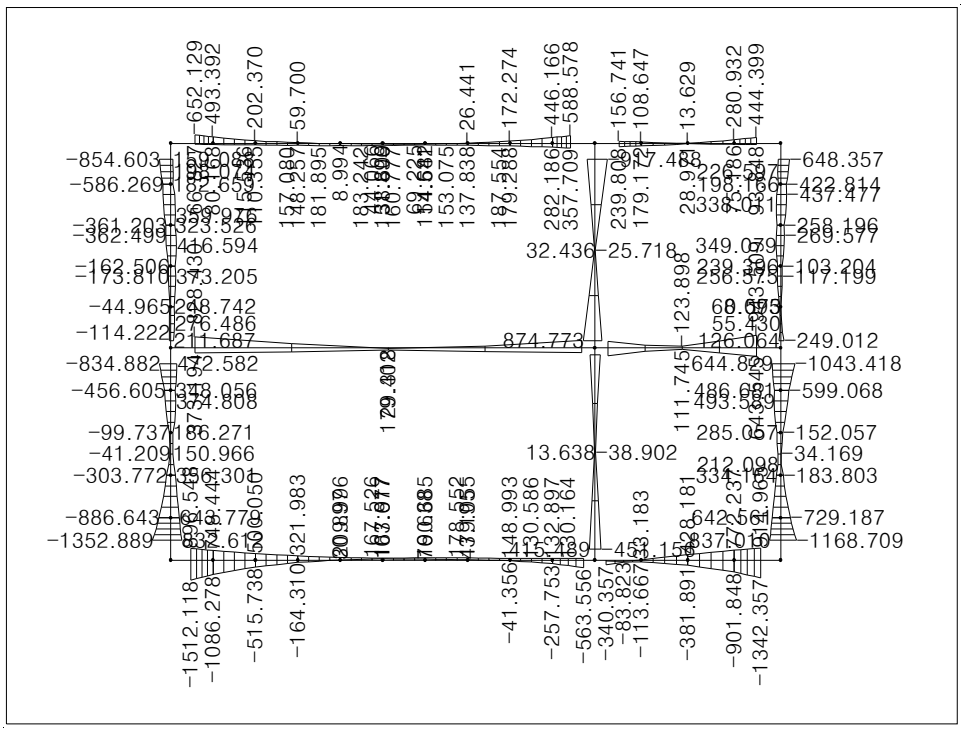
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2134.99	1060.19	1135.93	1460.17	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	2	0.00	1060.19	1135.93	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부	3	1144.56	277.47	1135.93	790.27	1000.00	900.00	
		우측	4	2048.11	1041.13	1135.93	1385.88	1000.00	1012.50	
	2 경간	좌측 (상면)	5	628.02	333.50	787.67	443.49	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	6	0.00	333.50	787.67	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	7	154.65	87.07	787.67	103.02	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	8	0.49	87.07	787.67	1.80	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	9	554.05	432.68	787.67	387.83	1000.00	1050.00	
		우측 (하면)	10	4.46	432.68	787.67	3.19	1000.00	900.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	435.44	1603.57	1938.76	0.00	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	12	3376.39	1603.57	1938.76	2349.36	1000.00	1266.67	
		중앙부	13	2257.11	754.96	1938.76	1586.25	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	14	384.17	1627.61	2123.51	0.00	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	15	2917.07	1627.61	2123.51	1984.15	1000.00	1100.00	
	2 경간	좌측	16	1753.14	937.44	1718.34	1216.50	1000.00	1100.00	
		중앙부 (상면)	17	925.79	393.05	1718.34	484.38	1000.00	1100.00	
		중앙부 (하면)	18	1843.20	393.05	1718.34	1224.24	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	19	732.76	750.58	1718.34	246.67	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	20	2642.40	750.58	1718.34	1813.27	1000.00	1266.67	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	628.48	352.14	1087.57	377.15	1000.00	1066.67	
		좌측 (하면)	22	637.08	352.14	1087.57	424.01	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	23	0.00	308.29	1087.57	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	24	231.09	308.29	1087.57	180.62	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	25	1070.39	302.97	1087.57	714.09	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	26	914.62	302.97	1087.57	531.83	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	27	88.11	330.57	1309.91	62.93	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	28	258.62	330.57	1309.91	167.86	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	29	137.21	345.15	1309.91	57.22	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	30	359.71	345.15	1309.91	248.39	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	31	755.01	385.65	1309.91	445.84	1000.00	1066.67	
		우측 (하면)	32	882.23	385.65	1309.91	595.41	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	33	1067.34	623.52	1931.75	636.90	1000.00	1227.73	
		상부 (내측)	34	1655.12	623.52	1931.75	1148.52	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	35	870.87	1094.21	2001.11	640.41	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	36	156.26	1094.21	2001.11	0.00	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	37	3135.45	1733.28	2072.69	2229.60	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	38	0.00	1733.28	2072.69	0.00	1000.00	1100.00	
	2 층	상부 (외측)	39	2455.96	1058.97	1391.90	1672.40	1000.00	1231.00	
		상부 (내측)	40	0.00	1058.97	1391.90	0.00	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	41	652.47	772.19	1475.29	416.52	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	42	522.69	772.19	1475.29	373.94	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	43	131.30	735.94	1537.36	0.00	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	44	1144.62	735.94	1537.36	900.12	1000.00	1100.00	

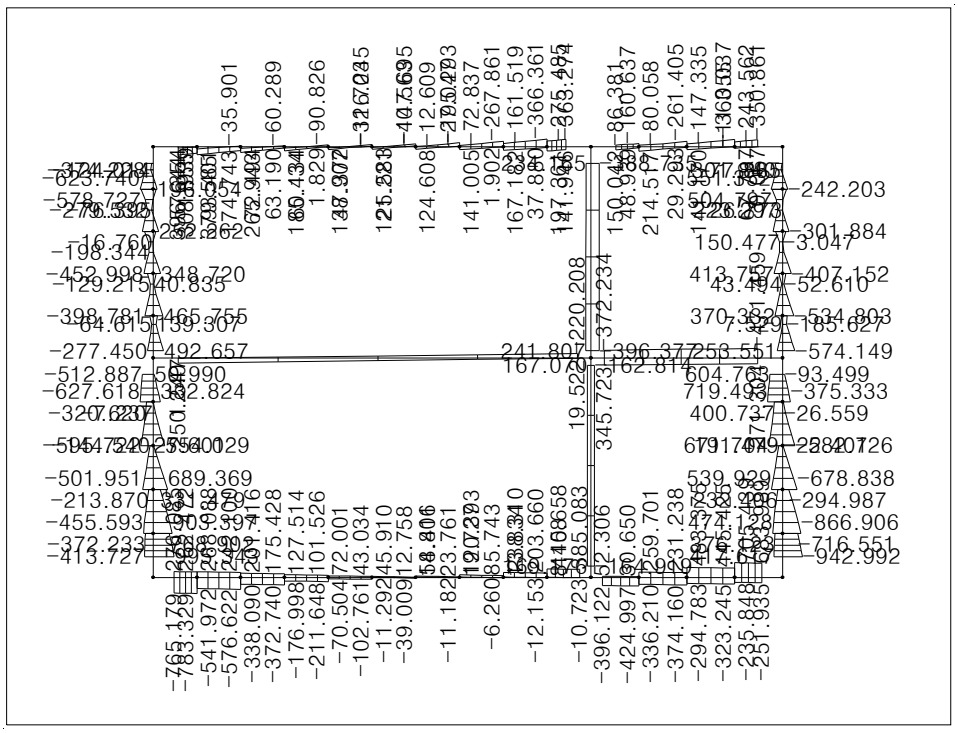
우측 벽체	1층	상부 (외측)	45	835.54	626.99	1084.20	440.33	1000.00	1116.43	
		상부 (내측)	46	1571.55	626.99	1084.20	1092.73	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	47	330.32	765.33	1160.16	256.08	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	48	275.30	765.33	1160.16	73.73	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	49	2158.22	1508.75	1214.12	1512.26	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	50	400.17	1508.75	1214.12	15.05	1000.00	1100.00	
	2층	상부 (외측)	51	437.04	715.66	628.85	311.72	1000.00	1126.33	
		상부 (내측)	52	11.99	715.66	628.85	3.45	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	53	198.57	281.99	701.88	78.05	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	54	736.77	281.99	701.88	507.54	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	55	347.42	465.16	763.95	87.64	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	56	919.95	465.16	763.95	694.81	1000.00	1100.00	

14.2 지진시(기능수행)

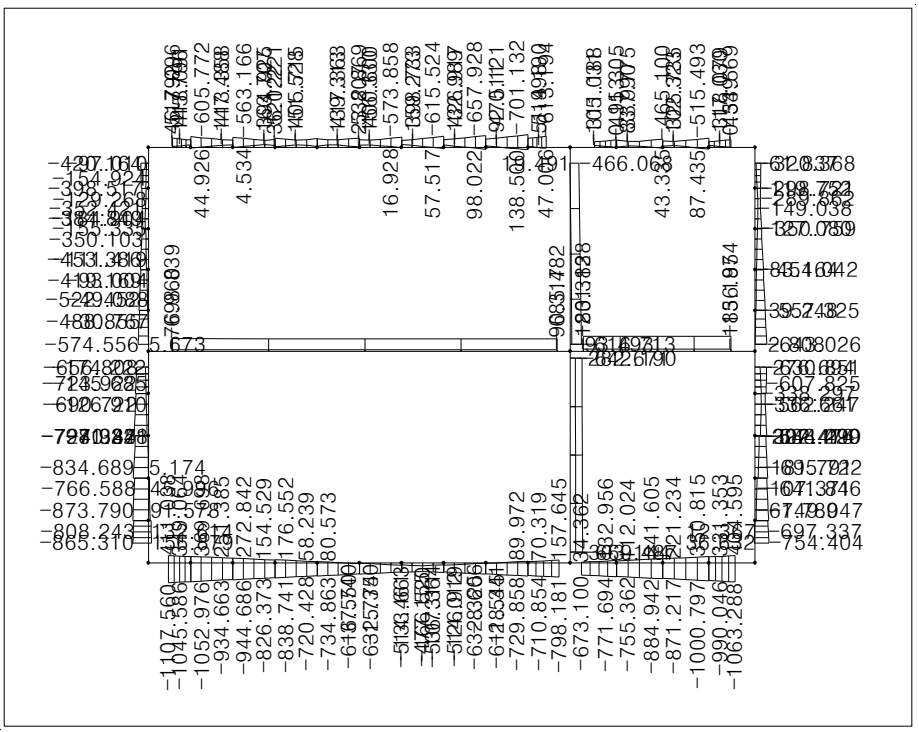
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

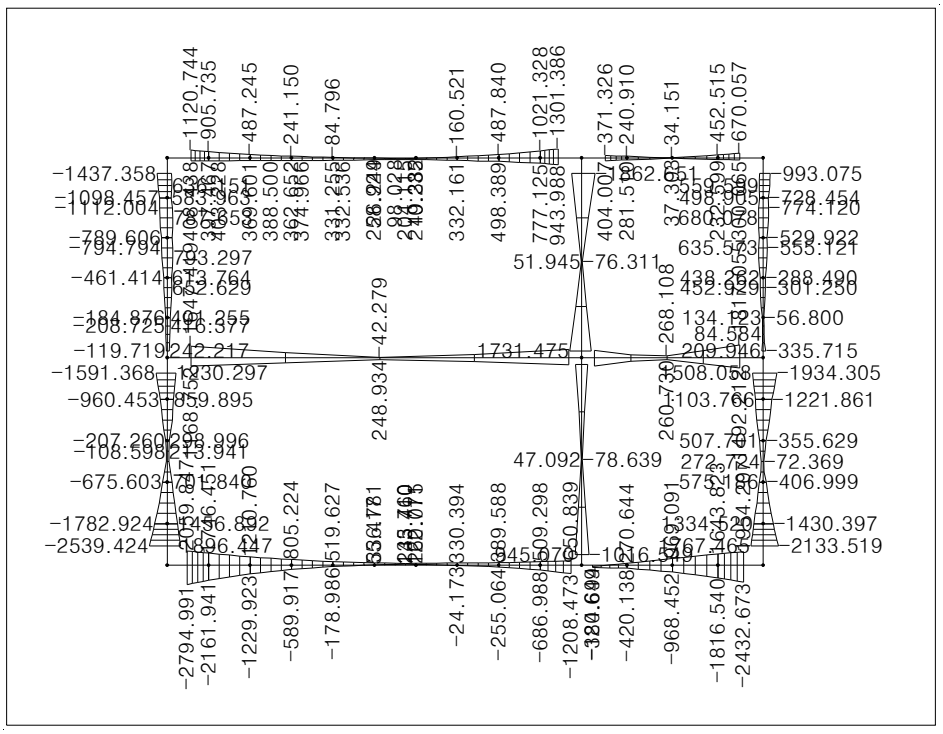
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	652.13	321.06	517.10	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	2	66.83	321.06	517.10	1000.00	900.00	
		중앙부	3	156.22	45.27	458.35	1000.00	900.00	
		우측	4	549.27	307.84	613.19	1000.00	1012.50	
	2 경간	좌측 (상면)	5	156.74	176.68	311.19	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	6	239.81	176.68	311.19	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	7	13.63	172.09	469.45	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	8	28.97	172.09	469.45	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	9	444.40	331.35	436.12	1000.00	1050.00	
		우측 (하면)	10	93.85	331.35	436.12	1000.00	900.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	896.55	765.18	1107.56	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	12	1512.12	765.18	1107.56	1000.00	1266.67	
		중앙부	13	167.92	211.65	759.01	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	14	131.15	387.56	798.18	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	15	563.56	387.56	798.18	1000.00	1100.00	
	2 경간	좌측	16	340.36	400.25	673.10	1000.00	1100.00	
		중앙부 (상면)	17	428.18	478.03	955.54	1000.00	1100.00	
		중앙부 (하면)	18	381.89	478.03	955.54	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	19	914.97	685.64	1063.29	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	20	1342.36	685.64	1063.29	1000.00	1266.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	307.50	229.45	698.84	1000.00	1066.67	
		좌측 (하면)	22	319.75	229.45	698.84	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	23	0.00	185.60	692.16	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	24	179.40	185.60	692.16	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	25	565.42	191.99	685.48	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	26	354.85	191.99	685.48	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	27	181.16	400.45	833.11	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	28	253.39	400.45	833.11	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	29	123.90	428.26	834.39	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	30	111.75	428.26	834.39	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	31	943.51	468.76	836.95	1000.00	1066.67	
		우측 (하면)	32	643.55	468.76	836.95	1000.00	900.00	

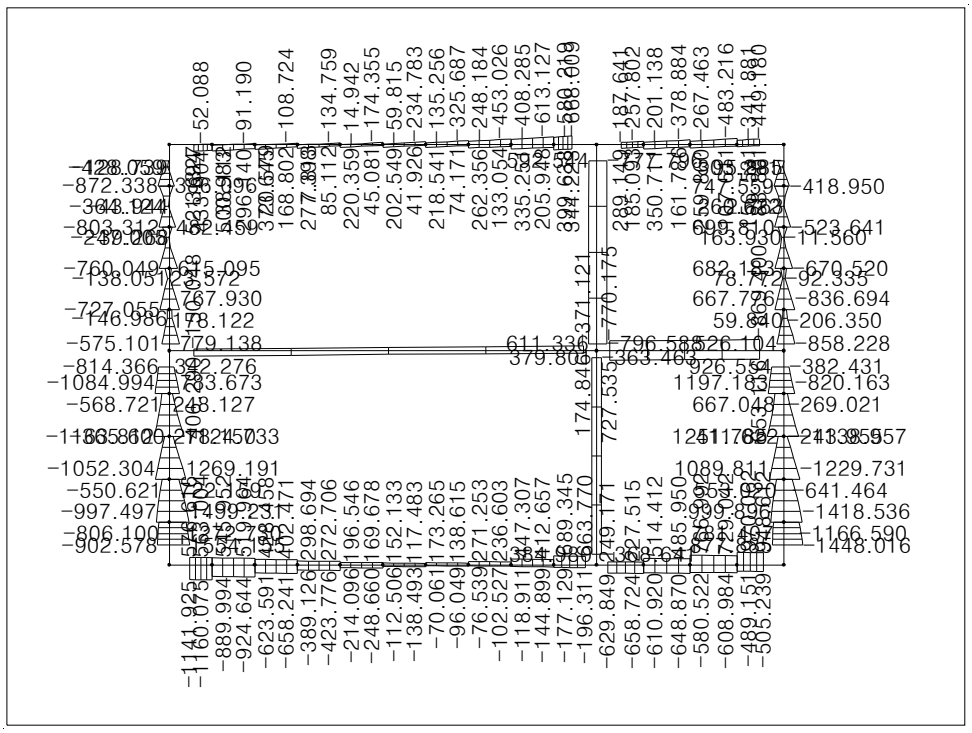
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	33	746.52	512.89	673.59	1000.00	1227.73	
		상부 (내측)	34	457.94	512.89	673.59	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	35	41.21	330.37	847.00	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	36	150.97	330.37	847.00	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	37	1352.89	995.34	865.31	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	38	832.61	995.34	865.31	1000.00	1100.00	
	2층	상부 (외측)	39	802.57	416.81	420.16	1000.00	1231.00	
		상부 (내측)	40	187.06	416.81	420.16	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	41	162.51	278.34	497.61	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	42	333.55	278.34	497.61	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	43	111.32	461.17	574.56	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	44	211.69	461.17	574.56	1000.00	1100.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	45	717.15	604.76	630.85	1000.00	1116.43	
		상부 (내측)	46	543.72	604.76	630.85	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	47	183.80	671.70	641.85	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	48	334.16	671.70	641.85	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	49	1168.71	939.31	754.40	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	50	837.01	939.31	754.40	1000.00	1100.00	
	2층	상부 (외측)	51	491.77	353.43	320.37	1000.00	1126.33	
		상부 (내측)	52	216.48	353.43	320.37	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	53	103.20	413.76	546.39	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	54	239.40	413.76	546.39	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	55	249.01	425.08	643.03	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	56	126.06	425.08	643.03	1000.00	1100.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

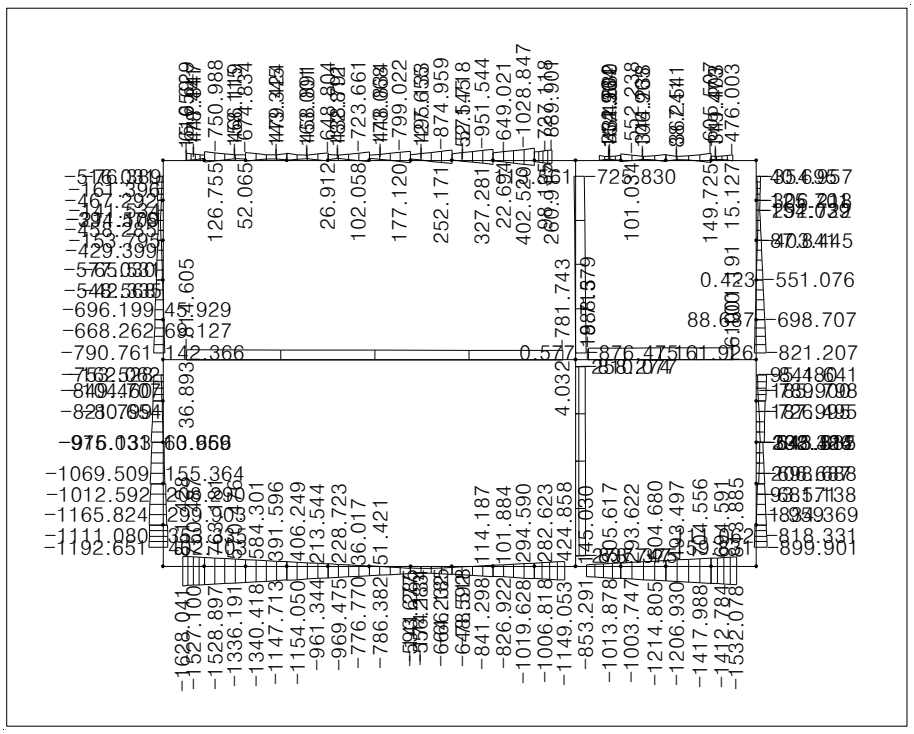
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1120.74	442.46	615.50	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	2	408.44	442.46	615.50	1000.00	900.00	
		중앙부	3	218.22	132.45	609.11	1000.00	900.00	
		우측	4	1227.67	554.60	889.90	1000.00	1012.50	
	2 경간	좌측 (상면)	5	371.33	312.87	416.28	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	6	404.01	312.87	416.28	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	7	34.15	292.24	546.60	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	8	37.30	292.24	546.60	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	9	670.06	429.67	497.89	1000.00	1050.00	
		우측 (하면)	10	300.07	429.67	497.89	1000.00	900.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	2059.85	1141.93	1628.04	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	12	2794.99	1141.93	1628.04	1000.00	1266.67	
		중앙부	13	336.78	423.78	1029.71	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	14	650.84	666.25	1161.10	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	15	1208.47	666.25	1161.10	1000.00	1100.00	
	2 경간	좌측	16	320.65	633.97	853.29	1000.00	1100.00	
		중앙부 (상면)	17	969.09	761.65	1361.11	1000.00	1100.00	
		중앙부 (하면)	18	968.45	761.65	1361.11	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	19	1954.21	950.26	1532.08	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	20	2432.67	950.26	1532.08	1000.00	1266.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	752.22	385.50	814.61	1000.00	1066.67	
		좌측 (하면)	22	751.56	385.50	814.61	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	23	42.28	341.65	798.17	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	24	248.93	341.65	798.17	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	25	1218.38	342.91	781.74	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	26	1026.86	342.91	781.74	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	27	384.86	798.39	991.73	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	28	476.67	798.39	991.73	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	29	268.11	826.20	994.89	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	30	260.73	826.20	994.89	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	31	1817.06	866.70	1001.19	1000.00	1066.67	
		우측 (하면)	32	1492.21	866.70	1001.19	1000.00	900.00	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	33	1449.23	814.37	777.51	1000.00	1227.73	
		상부 (내측)	34	1163.59	814.37	777.51	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	35	140.60	751.57	1136.61	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	36	239.81	751.57	1136.61	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	37	2539.42	1554.16	1192.65	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	38	1896.45	1554.16	1192.65	1000.00	1100.00	
	2층	상부 (외측)	39	1382.07	494.14	516.03	1000.00	1231.00	
		상부 (내측)	40	629.55	494.14	516.03	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	41	461.41	327.70	663.44	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	42	613.76	327.70	663.44	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	43	119.72	733.01	790.76	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	44	242.22	733.01	790.76	1000.00	1100.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	45	1416.63	926.55	841.64	1000.00	1116.43	
		상부 (내측)	46	1232.01	926.55	841.64	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	47	407.00	1251.79	681.14	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	48	575.19	1251.79	681.14	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	49	2133.52	1443.60	899.90	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	50	1767.47	1443.60	899.90	1000.00	1100.00	
	2층	상부 (외측)	51	822.42	433.28	354.96	1000.00	1126.33	
		상부 (내측)	52	538.09	433.28	354.96	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	53	288.49	682.18	689.60	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	54	438.26	682.18	689.60	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	55	335.72	642.59	821.21	1000.00	1266.67	
		하부 (내측)	56	209.95	642.59	821.21	1000.00	1100.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-2134.99	-	-1120.74	-652.13	-2134.99	
		좌측 (하면)	2	-	-	408.44	66.83	408.44	
		중앙부	3	1144.56	-	218.22	156.22	1144.56	
		우측	4	-2048.11	-	-1227.67	-549.27	-2048.11	
	2 경간	좌측 (상면)	5	-628.02	-	-371.33	-156.74	-628.02	
		좌측 (하면)	6	-	-	404.01	239.81	404.01	
		중앙부 (상면)	7	-154.65	-	-34.15	-13.63	-154.65	
		중앙부 (하면)	8	0.49	-	37.30	28.97	37.30	
		우측 (상면)	9	-554.05	-	-670.06	-444.40	-670.06	
		우측 (하면)	10	4.46	-	300.07	93.85	300.07	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	435.44	-	2059.85	896.55	2059.85	
		좌측 (하면)	12	-3376.39	-	-2794.99	-1512.12	-3376.39	
		중앙부	13	2257.11	-	336.78	167.92	2257.11	
		우측 (상면)	14	384.17	-	650.84	131.15	650.84	
		우측 (하면)	15	-2917.07	-	-1208.47	-563.56	-2917.07	
	2 경간	좌측	16	-1753.14	-	-320.65	-340.36	-1753.14	
		중앙부 (상면)	17	925.79	-	969.09	428.18	969.09	
		중앙부 (하면)	18	-1843.20	-	-968.45	-381.89	-1843.20	
		우측 (상면)	19	732.76	-	1954.21	914.97	1954.21	
		우측 (하면)	20	-2642.40	-	-2432.67	-1342.36	-2642.40	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	-628.48	-	-752.22	-307.50	-752.22	
		좌측 (하면)	22	637.08	-	751.56	319.75	751.56	
		중앙부 (상면)	23	-	-	-42.28	-	-42.28	
		중앙부 (하면)	24	231.09	-	248.93	179.40	248.93	
		우측 (상면)	25	-1070.39	-	-1218.38	-565.42	-1218.38	
		우측 (하면)	26	914.62	-	1026.86	354.85	1026.86	
	2 경간	좌측 (상면)	27	-88.11	-	-384.86	-181.16	-384.86	
		좌측 (하면)	28	258.62	-	476.67	253.39	476.67	
		중앙부 (상면)	29	-137.21	-	-268.11	-123.90	-268.11	
		중앙부 (하면)	30	359.71	-	260.73	111.75	359.71	
		우측 (상면)	31	-755.01	-	-1817.06	-943.51	-1817.06	
		우측 (하면)	32	882.23	-	1492.21	643.55	1492.21	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	33	-1067.34	-	-1449.23	-746.52	-1449.23	
		상부 (내측)	34	1655.12	-	1163.59	457.94	1655.12	
		중앙부 (외측)	35	-870.87	-	-140.60	-41.21	-870.87	
		중앙부 (내측)	36	156.26	-	239.81	150.97	239.81	
		하부 (외측)	37	-3135.45	-	-2539.42	-1352.89	-3135.45	
		하부 (내측)	38	-	-	1896.45	832.61	1896.45	
	2 층	상부 (외측)	39	-2455.96	-	-1382.07	-802.57	-2455.96	
		상부 (내측)	40	-	-	629.55	187.06	629.55	
		중앙부 (외측)	41	-652.47	-	-461.41	-162.51	-652.47	
		중앙부 (내측)	42	522.69	-	613.76	333.55	613.76	
		하부 (외측)	43	-131.30	-	-119.72	-111.32	-131.30	
		하부 (내측)	44	1144.62	-	242.22	211.69	1144.62	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	45	-835.54	-	-1416.63	-717.15	-1416.63	
		상부 (내측)	46	1571.55	-	1232.01	543.72	1571.55	
		중앙부 (외측)	47	-330.32	-	-407.00	-183.80	-407.00	
		중앙부 (내측)	48	275.30	-	575.19	334.16	575.19	
		하부 (외측)	49	-2158.22	-	-2133.52	-1168.71	-2158.22	
		하부 (내측)	50	400.17	-	1767.47	837.01	1767.47	
	2층	상부 (외측)	51	-437.04	-	-822.42	-491.77	-822.42	
		상부 (내측)	52	11.99	-	538.09	216.48	538.09	
		중앙부 (외측)	53	-198.57	-	-288.49	-103.20	-288.49	
		중앙부 (내측)	54	736.77	-	438.26	239.40	736.77	
		하부 (외측)	55	-347.42	-	-335.72	-249.01	-347.42	
		하부 (내측)	56	919.95	-	209.95	126.06	919.95	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1060.19	-	442.46	321.06	1060.19	
		좌측 (하면)	2	1060.19	-	442.46	321.06	1060.19	
		중앙부	3	-277.47	-	-132.45	-45.27	-277.47	
		우측	4	-1041.13	-	-554.60	-307.84	-1041.13	
	2경간	좌측 (상면)	5	333.50	-	312.87	176.68	333.50	
		좌측 (하면)	6	333.50	-	312.87	176.68	333.50	
		중앙부 (상면)	7	-87.07	-	-292.24	-172.09	-292.24	
		중앙부 (하면)	8	-87.07	-	-292.24	-172.09	-292.24	
		우측 (상면)	9	-432.68	-	-429.67	-331.35	-432.68	
		우측 (하면)	10	-432.68	-	-429.67	-331.35	-432.68	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	-1603.57	-	-1141.93	-765.18	-1603.57	
		좌측 (하면)	12	-1603.57	-	-1141.93	-765.18	-1603.57	
		중앙부	13	-754.96	-	-423.78	-211.65	-754.96	
		우측 (상면)	14	1627.61	-	666.25	387.56	1627.61	
		우측 (하면)	15	1627.61	-	666.25	387.56	1627.61	
	2 경간	좌측	16	-937.44	-	-633.97	-400.25	-937.44	
		중앙부 (상면)	17	393.05	-	761.65	478.03	761.65	
		중앙부 (하면)	18	393.05	-	761.65	478.03	761.65	
		우측 (상면)	19	750.58	-	950.26	685.64	950.26	
		우측 (하면)	20	750.58	-	950.26	685.64	950.26	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	352.14	-	385.50	229.45	385.50	
		좌측 (하면)	22	352.14	-	385.50	229.45	385.50	
		중앙부 (상면)	23	308.29	-	341.65	185.60	341.65	
		중앙부 (하면)	24	308.29	-	341.65	185.60	341.65	
		우측 (상면)	25	-302.97	-	-342.91	-191.99	-342.91	
		우측 (하면)	26	-302.97	-	-342.91	-191.99	-342.91	
	2 경간	좌측 (상면)	27	330.57	-	-798.39	-400.45	-798.39	
		좌측 (하면)	28	330.57	-	-798.39	-400.45	-798.39	
		중앙부 (상면)	29	-345.15	-	-826.20	-428.26	-826.20	
		중앙부 (하면)	30	-345.15	-	-826.20	-428.26	-826.20	
		우측 (상면)	31	-385.65	-	-866.70	-468.76	-866.70	
		우측 (하면)	32	-385.65	-	-866.70	-468.76	-866.70	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	33	623.52	-	-814.37	-512.89	-814.37	
		상부 (내측)	34	623.52	-	-814.37	-512.89	-814.37	
		중앙부 (외측)	35	1094.21	-	751.57	330.37	1094.21	
		중앙부 (내측)	36	1094.21	-	751.57	330.37	1094.21	
		하부 (외측)	37	1733.28	-	1554.16	995.34	1733.28	
		하부 (내측)	38	1733.28	-	1554.16	995.34	1733.28	
	2층	상부 (외측)	39	-1058.97	-	-494.14	-416.81	-1058.97	
		상부 (내측)	40	-1058.97	-	-494.14	-416.81	-1058.97	
		중앙부 (외측)	41	-772.19	-	-327.70	-278.34	-772.19	
		중앙부 (내측)	42	-772.19	-	-327.70	-278.34	-772.19	
		하부 (외측)	43	-735.94	-	733.01	461.17	-735.94	
		하부 (내측)	44	-735.94	-	733.01	461.17	-735.94	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	45	626.99	-	926.55	604.76	926.55	
		상부 (내측)	46	626.99	-	926.55	604.76	926.55	
		중앙부 (외측)	47	-765.33	-	1251.79	671.70	1251.79	
		중앙부 (내측)	48	-765.33	-	1251.79	671.70	1251.79	
		하부 (외측)	49	-1508.75	-	-1443.60	-939.31	-1508.75	
		하부 (내측)	50	-1508.75	-	-1443.60	-939.31	-1508.75	
	2층	상부 (외측)	51	715.66	-	433.28	353.43	715.66	
		상부 (내측)	52	715.66	-	433.28	353.43	715.66	
		중앙부 (외측)	53	281.99	-	682.18	413.76	682.18	
		중앙부 (내측)	54	281.99	-	682.18	413.76	682.18	
		하부 (외측)	55	-465.16	-	-642.59	-425.08	-642.59	
		하부 (내측)	56	-465.16	-	-642.59	-425.08	-642.59	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1135.93	-	-615.50	-517.10	-1135.93	
		좌측 (하면)	2	-1135.93	-	-615.50	-517.10	-1135.93	
		중앙부	3	-1135.93	-	-609.11	-458.35	-1135.93	
		우측	4	-1135.93	-	-889.90	-613.19	-1135.93	
	2 경간	좌측 (상면)	5	-787.67	-	-416.28	-311.19	-787.67	
		좌측 (하면)	6	-787.67	-	-416.28	-311.19	-787.67	
		중앙부 (상면)	7	-787.67	-	-546.60	-469.45	-787.67	
		중앙부 (하면)	8	-787.67	-	-546.60	-469.45	-787.67	
		우측 (상면)	9	-787.67	-	-497.89	-436.12	-787.67	
		우측 (하면)	10	-787.67	-	-497.89	-436.12	-787.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	-1938.76	-	-1628.04	-1107.56	-1938.76	
		좌측 (하면)	12	-1938.76	-	-1628.04	-1107.56	-1938.76	
		중앙부	13	-1938.76	-	-1029.71	-759.01	-1938.76	
		우측 (상면)	14	-2123.51	-	-1161.10	-798.18	-2142.33	
		우측 (하면)	15	-2123.51	-	-1161.10	-798.18	-2142.33	
	2 경간	좌측	16	-1718.34	-	-853.29	-673.10	-1718.34	
		중앙부 (상면)	17	-1718.34	-	-1361.11	-955.54	-1718.34	
		중앙부 (하면)	18	-1718.34	-	-1361.11	-955.54	-1718.34	
		우측 (상면)	19	-1718.34	-	-1532.08	-1063.29	-1718.34	
		우측 (하면)	20	-1718.34	-	-1532.08	-1063.29	-1718.34	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	1087.57	-	-814.61	-698.84	1092.56	
		좌측 (하면)	22	1087.57	-	-814.61	-698.84	1092.56	
		중앙부 (상면)	23	1087.57	-	-798.17	-692.16	1092.56	
		중앙부 (하면)	24	1087.57	-	-798.17	-692.16	1092.56	
		우측 (상면)	25	1087.57	-	-781.74	-685.48	1092.56	
		우측 (하면)	26	1087.57	-	-781.74	-685.48	1092.56	
	2 경간	좌측 (상면)	27	-1309.91	-	-991.73	-833.11	-1351.61	
		좌측 (하면)	28	-1309.91	-	-991.73	-833.11	-1351.61	
		중앙부 (상면)	29	-1309.91	-	-994.89	-834.39	-1351.61	
		중앙부 (하면)	30	-1309.91	-	-994.89	-834.39	-1351.61	
		우측 (상면)	31	-1309.91	-	-1001.19	-836.95	-1351.61	
		우측 (하면)	32	-1309.91	-	-1001.19	-836.95	-1351.61	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	33	-1931.75	-	-777.51	-673.59	-1931.75	
		상부 (내측)	34	-1931.75	-	-777.51	-673.59	-1931.75	
		중앙부 (외측)	35	-2001.11	-	-1136.61	-847.00	-2029.47	
		중앙부 (내측)	36	-2001.11	-	-1136.61	-847.00	-2029.47	
		하부 (외측)	37	-2072.69	-	-1192.65	-865.31	-2072.69	
		하부 (내측)	38	-2072.69	-	-1192.65	-865.31	-2072.69	
	2 층	상부 (외측)	39	-1391.90	-	-516.03	-420.16	-1391.90	
		상부 (내측)	40	-1391.90	-	-516.03	-420.16	-1391.90	
		중앙부 (외측)	41	-1475.29	-	-663.44	-497.61	-1495.36	
		중앙부 (내측)	42	-1475.29	-	-663.44	-497.61	-1495.36	
		하부 (외측)	43	-1537.36	-	-790.76	-574.56	-1537.36	
		하부 (내측)	44	-1537.36	-	-790.76	-574.56	-1537.36	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	45	-1084.20	-	-841.64	-630.85	-1084.20	
		상부 (내측)	46	-1084.20	-	-841.64	-630.85	-1084.20	
		중앙부 (외측)	47	-1160.16	-	-681.14	-641.85	-1160.16	
		중앙부 (내측)	48	-1160.16	-	-681.14	-641.85	-1160.16	
		하부 (외측)	49	-1214.12	-	-899.90	-754.40	-1214.12	
		하부 (내측)	50	-1214.12	-	-899.90	-754.40	-1214.12	
	2층	상부 (외측)	51	-628.85	-	-354.96	-320.37	-628.85	
		상부 (내측)	52	-628.85	-	-354.96	-320.37	-628.85	
		중앙부 (외측)	53	-701.88	-	-689.60	-546.39	-713.55	
		중앙부 (내측)	54	-701.88	-	-689.60	-546.39	-713.55	
		하부 (외측)	55	-763.95	-	-821.21	-643.03	-821.21	
		하부 (내측)	56	-763.95	-	-821.21	-643.03	-821.21	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	-1460.17	-	-	-	-1460.17	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	790.27	-	-	-	790.27	
		우측	4	-1385.88	-	-	-	-1385.88	
	2경간	좌측 (상면)	5	-443.49	-	-	-	-443.49	
		좌측 (하면)	6	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	7	-103.02	-	-	-	-103.02	
		중앙부 (하면)	8	1.80	-	-	-	1.80	
		우측 (상면)	9	-387.83	-	-	-	-387.83	
		우측 (하면)	10	3.19	-	-	-	3.19	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	11	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	12	-2349.36	-	-	-	-2349.36	
		중앙부	13	1586.25	-	-	-	1586.25	
		우측 (상면)	14	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	15	-1984.15	-	-	-	-1984.15	
	2 경간	좌측	16	-1216.50	-	-	-	-1216.50	
		중앙부 (상면)	17	484.38	-	-	-	484.38	
		중앙부 (하면)	18	-1224.24	-	-	-	-1224.24	
		우측 (상면)	19	246.67	-	-	-	246.67	
		우측 (하면)	20	-1813.27	-	-	-	-1813.27	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	21	-377.15	-	-	-	-377.15	
		좌측 (하면)	22	424.01	-	-	-	424.01	
		중앙부 (상면)	23	-	-	-	-	-	
		중앙부 (하면)	24	180.62	-	-	-	180.62	
		우측 (상면)	25	-714.09	-	-	-	-714.09	
		우측 (하면)	26	531.83	-	-	-	531.83	
	2 경간	좌측 (상면)	27	-62.93	-	-	-	-62.93	
		좌측 (하면)	28	167.86	-	-	-	167.86	
		중앙부 (상면)	29	-57.22	-	-	-	-57.22	
		중앙부 (하면)	30	248.39	-	-	-	248.39	
		우측 (상면)	31	-445.84	-	-	-	-445.84	
		우측 (하면)	32	595.41	-	-	-	595.41	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	33	-636.90	-	-	-	-636.90	
		상부 (내측)	34	1148.52	-	-	-	1148.52	
		중앙부 (외측)	35	-640.41	-	-	-	-640.41	
		중앙부 (내측)	36	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	37	-2229.60	-	-	-	-2229.60	
		하부 (내측)	38	-	-	-	-	-	
	2층	상부 (외측)	39	-1672.40	-	-	-	-1672.40	
		상부 (내측)	40	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	41	-416.52	-	-	-	-416.52	
		중앙부 (내측)	42	373.94	-	-	-	373.94	
		하부 (외측)	43	-	-	-	-	-	
		하부 (내측)	44	900.12	-	-	-	900.12	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	45	-440.33	-	-	-	-440.33	
		상부 (내측)	46	1092.73	-	-	-	1092.73	
		중앙부 (외측)	47	-256.08	-	-	-	-256.08	
		중앙부 (내측)	48	73.73	-	-	-	73.73	
		하부 (외측)	49	-1512.26	-	-	-	-1512.26	
		하부 (내측)	50	15.05	-	-	-	15.05	
	2층	상부 (외측)	51	-311.72	-	-	-	-311.72	
		상부 (내측)	52	3.45	-	-	-	3.45	
		중앙부 (외측)	53	-78.05	-	-	-	-78.05	
		중앙부 (내측)	54	507.54	-	-	-	507.54	
		하부 (외측)	55	-87.64	-	-	-	-87.64	
		하부 (내측)	56	694.81	-	-	-	694.81	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	917	2134.99	2701.18	7366.09	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.27
		좌측 (하면)	1	1000	820	408.44	855.79	1488.53	H32 - 4.0EA	3176.80	2.10
		중앙부	2	1000	820	1144.56	1651.77	4301.97	H32 - 8.0EA	6353.60	1.44
		우측	3	1000	888	2048.11	2323.02	7304.65	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.13
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	926	628.01	2429.86	2034.05	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	3.87
		좌측 (하면)	4	1000	820	404.01	855.79	1472.12	H32 - 4.0EA	3176.80	2.12
		중앙부 (상면)	5	1000	800	154.65	834.19	572.13	H32 - 4.0EA	3176.80	5.39
		중앙부 (하면)	5	1000	820	37.30	1651.77	133.99	H32 - 8.0EA	6353.60	44.28
		우측 (상면)	6	1000	950	670.06	1460.08	2115.54	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4725.20	2.18
		우측 (하면)	6	1000	820	300.07	855.79	1088.88	H32 - 4.0EA	3176.80	2.85
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	996	2059.85	2629.32	6447.64	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.28
		좌측 (하면)	7	1000	1125	3376.39	3831.96	9533.90	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.13
		중앙부	8	1000	996	2257.11	2629.32	7108.67	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.16
		우측 (상면)	9	1000	981	650.84	1655.47	1986.25	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	2.54
		우측 (하면)	9	1000	958	2917.07	3211.46	9835.51	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.10
	2경간	좌측	10	1000	958	1753.14	3211.46	5675.19	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.83
		중앙부 (상면)	11	1000	992	969.09	2283.69	2949.79	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7230.40	2.36
		중앙부 (하면)	11	1000	976	1843.20	2572.33	5862.45	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.40
		우측 (상면)	12	1000	992	1954.21	2283.69	6123.64	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7230.40	1.17
		우측 (하면)	12	1000	1125	2642.40	3831.96	7326.00	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.45

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1000	987	752.22	2011.81	2288.57	H32 - 8.0EA	6353.60	2.67
		좌측(하면)	13	1000	820	751.56	1251.23	2777.69	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4725.20	1.66
		중앙부(상면)	14	1000	820	42.28	1651.77	151.89	H32 - 8.0EA	6353.60	39.07
		중앙부(하면)	14	1000	820	248.93	1251.23	901.51	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4725.20	5.03
		우측(상면)	15	1000	820	1218.38	1651.77	4594.44	H32 - 8.0EA	6353.60	1.36
		우측(하면)	15	1000	820	1026.86	1651.77	3839.85	H32 - 8.0EA	6353.60	1.61
	2경간	좌측(상면)	16	1000	820	384.86	1651.77	1401.28	H32 - 8.0EA	6353.60	4.29
		좌측(하면)	16	1000	820	476.67	1651.77	1741.97	H32 - 8.0EA	6353.60	3.47
		중앙부(상면)	17	1000	820	268.11	1651.77	971.68	H32 - 8.0EA	6353.60	6.16
		중앙부(하면)	17	1000	820	359.71	1651.77	1308.39	H32 - 8.0EA	6353.60	4.59
		우측(상면)	18	1000	987	1817.06	2011.81	5703.85	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11
		우측(하면)	18	1000	820	1492.21	1651.77	5697.22	H32 - 8.0EA	6353.60	1.11
좌측벽체	1층	상부(외측)	19	1000	1128	1449.23	4667.88	-	H29 - 8.0EA	11492.80	3.22
		상부(내측)	19	1000	1020	1655.12	3939.54	-	H32 - 8.0EA	11492.80	2.38
		중앙부(외측)	20	1000	1000	870.87	4259.09	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	12100.00	4.89
		중앙부(내측)	20	1000	1020	239.81	2197.44	-	H32 - 8.0EA	12100.00	9.16
		하부(외측)	21	1000	1125	3135.45	5734.77	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	17303.60	1.83
		하부(내측)	21	1000	1020	1896.45	3578.93	-	H32 - 8.0EA	17303.60	1.89
	2층	상부(외측)	22	1000	1091	2455.96	3888.26	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	11955.60	1.58
		상부(내측)	22	1000	1020	629.55	3989.54	-	H25 - 8.0EA	11955.60	6.34
		중앙부(외측)	23	1000	1000	652.47	3826.87	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	8171.60	5.87
		중앙부(내측)	23	1000	1020	613.76	3853.50	-	H25 - 8.0EA	8171.60	6.28
		하부(외측)	24	1000	1167	131.30	1536.67	-	H29 - 8.0EA	9192.80	11.70
		하부(내측)	24	1000	1020	1144.62	3097.95	-	H25 - 8.0EA	9192.80	2.71

우측벽체	1층	상부 (외측)	25	1000	1016	1416.63	3204.46	-	H32 - 8.0EA	12707.20	2.26
		상부 (내측)	25	1000	1020	1571.55	2992.44	-	H32 - 8.0EA	12707.20	1.90
		중앙부 (외측)	26	1000	1000	407.00	4082.90	-	H32 - 8.0EA	12707.20	10.03
		중앙부 (내측)	26	1000	1020	575.19	4500.96	-	H32 - 8.0EA	12707.20	7.83
		하부 (외측)	27	1000	1125	2158.22	5450.85	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	17303.60	2.53
		하부 (내측)	27	1000	1020	1767.46	2855.45	-	H32 - 8.0EA	17303.60	1.62
	2층	상부 (외측)	28	1000	1026	822.42	2481.62	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7822.00	3.02
		상부 (내측)	28	1000	1020	538.09	2165.67	-	H22 - 8.0EA	7822.00	4.03
		중앙부 (외측)	29	1000	1000	288.49	3803.97	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7822.00	13.19
		중앙부 (내측)	29	1000	1020	736.77	1854.73	-	H22 - 8.0EA	7822.00	2.52
		하부 (외측)	30	1000	1167	347.42	4844.11	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7822.00	13.94
		하부 (내측)	30	1000	1020	919.95	1755.50	-	H22 - 8.0EA	7822.00	1.91

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	498.0	1060.2	1107.00	2.00	366.67	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	532.6	277.5	858.31	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	503.9	1041.1	1120.21	2.00	346.23	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	4	503.9	333.5	1120.21	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	519.6	292.2	837.38	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	519.6	432.7	1155.14	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	646.8	1603.6	1788.00	2.00	480.39	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	8	646.8	755.0	1217.40	2.00	108.61	H19	300	573.00	O.K
		우측	9	637.2	1627.6	1761.49	2.00	504.77	H19	150	573.00	O.K
	2경간	좌측	10	622.3	937.4	1720.15	2.00	164.50	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	11	644.3	761.6	1212.70	2.00	118.29	H19	300	573.00	O.K
		우측	12	644.3	950.3	1781.10	2.00	154.22	H19	150	573.00	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	532.6	385.5	1184.01	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	14	532.6	341.7	858.31	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	15	532.6	342.9	1184.01	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	532.6	798.4	1184.01	2.00	162.06	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	532.6	826.2	858.31	2.00	358.04	H16	300	397.20	O.K
		우측	18	532.6	866.7	1184.01	2.00	203.72	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	731.0	814.4	1876.99	2.00	41.69	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	20	735.1	1094.2	1308.11	2.00	359.09	H19	300	573.00	O.K
		하부	21	706.0	1733.3	1803.90	2.00	536.14	H19	150	573.00	O.K
	2층	상부	22	679.8	1059.0	1779.68	2.00	197.55	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	23	712.6	772.2	1285.59	2.00	59.60	H19	300	573.00	O.K
		하부	24	714.4	735.9	1860.36	2.00	10.79	H19	150	573.00	O.K
우측벽체	1층	상부	25	695.2	926.6	1841.25	2.00	115.65	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	26	698.5	1251.8	1271.45	2.00	553.33	H19	300	573.00	O.K
		하부	27	671.3	1508.7	1769.21	2.00	437.06	H19	150	573.00	O.K
	2층	상부	28	676.0	715.7	1822.04	2.00	19.81	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	29	679.6	682.2	1252.61	2.00	2.57	H19	300	573.00	O.K
		하부	30	684.2	642.6	1830.15	2.00	-	H19	150	573.00	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1050.00	916.67	100.00	2134.99	1060.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01158

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7366.087 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.294]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01040

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (916.67 - a/2) = 2701.184 kN.m

≥ Mu (= 2134.994 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.265]

* 전단에 대한 검토 (d = 766.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 766.67 = 497.965 kN

< Vu (= 1060.194 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1060.194-497.965) x 150.00 / (400x766.67xΦ) x 1000 = 366.671 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 766.67 / 150.00 x 1000 = 812.053 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 766.67 / 1000 = 2655.811 kN ≥ 812.053 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (663.953 + 812.053) = 1107.005 kN ≥ 1060.194 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	408.44	1060.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 65.140) / 65.140 = 0.03476

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1488.533 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.134]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00387

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (820.00 - a/2) = 855.789 kN.m

≥ Mu (= 408.438 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.095]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 1060.194 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1060.194-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 321.700 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 1060.194 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)

1000.00	900.00	820.00	80.00	1144.56	277.47

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4301.975 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.477]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00775

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m

≥ Mu (= 1144.555 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.443]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 277.470 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1012.50	888.32	100.00	2048.11	1041.13

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (912.50 - 171.840) / 171.840 = 0.01293

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7304.652 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 1.147]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00943

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (888.32 - a/2) = 2323.018 kN.m

≥ Mu (= 2048.107 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.134]

* 전단에 대한 검토 (d = 775.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 775.81 = 503.907 kN

< Vu (= 1041.129 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1041.129-503.907) x 150.00 / (400x775.81xΦ) x 1000 = 346.231 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 775.81 / 150.00 x 1000 = 821.743 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 775.81 / 1000 = 2687.502 kN ≥ 821.743 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (671.875 + 821.743) = 1120.214 kN ≥ 1041.129 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1050.00	925.82	100.00	628.02	333.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 171.840) / 171.840 = 0.01359

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2034.055 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 4.120]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00905

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (925.81 - a/2) = 2429.865 kN.m

≥ Mu (= 628.015 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.869]

* 전단에 대한 검토 (d = 775.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 775.81 = 503.907 kN

≥ Vu (= 333.504 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	404.01	333.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 65.140) / 65.140 = 0.03476

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1472.124 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.158]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00387

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (820.00 - a/2) = 855.789 kN.m

≥ Mu (= 404.007 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.118]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 333.504 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	800.00	100.00	154.65	292.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 65.140) / 65.140 = 0.03384

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 572.134 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.553]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00397

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (800.00 - a/2) = 834.187 kN.m

≥ Mu (= 154.651 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.394]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 292.241 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	37.30	292.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 133.991 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 47.418]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00775

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m

≥ Mu (= 37.303 kN.m) ∴ O.K [안전률 44.279]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 292.241 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1050.00	950.00	100.00	670.06	432.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4725.200 x 400.00 = 1890080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 82.356 mm, c = 82.356 / β1 = 82.356 / 0.85 = 96.890 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 96.890) / 96.890 = 0.02641

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2115.536 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.234]

1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00497

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 82.356 mm

ΦMn = 0.85 x 4725.200 x 400 x (950.00 - a/2) = 1460.083 kN.m

≥ Mu (= 670.057 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.179]

* 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 800.00 = 519.615 kN

≥ Vu (= 432.681 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	300.07	432.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3176.800 x 400.00 = 1270720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 55.369 mm, c = 55.369 / β1 = 55.369 / 0.85 = 65.140 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 65.140) / 65.140 = 0.03476
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1088.875 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.918]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00387

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 55.369 mm

ΦMn = 0.85 x 3176.800 x 400 x (820.00 - a/2) = 855.789 kN.m

≥ Mu (= 300.065 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.852]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 432.681 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	995.82	80.00	2059.85	1603.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 171.840) / 171.840 = 0.01481

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6447.641 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 104.2 mm) , [사용률 = 1.300]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00842

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (995.81 - a/2) = 2629.319 kN.m

≥ Mu (= 2059.847 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.276]

* 전단에 대한 검토 (d = 995.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 995.81 = 646.801 kN

< Vu (= 1603.567 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1603.567-646.801) x 150.00 / (400x995.81xΦ) x 1000 = 480.394 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 995.81 / 150.00 x 1000 = 1521.605 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 995.81 / 1000 = 3449.604 kN ≥ 1521.605 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (862.401 + 1521.605) = 1788.005 kN ≥ 1603.567 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1124.69	100.00	3376.39	1603.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10950.000 x 400.00 = 4380000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 190.850 mm, c = 190.850 / β1 = 190.850 / 0.85 = 224.529 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 224.529) / 224.529 = 0.01259

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9533.900 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm), [사용률 = 1.149]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00974

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 190.850 mm

ΦMn = 0.85 x 10950.000 x 400 x (1124.69 - a/2) = 3831.956 kN.m

≥ Mu (= 3376.394 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.135]

* 전단에 대한 검토 (d = 958.02 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 958.02 = 622.255 kN

< Vu (= 1603.567 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1603.567-622.255) x 150.00 / (400x958.02xΦ) x 1000 = 512.154 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 958.02 / 150.00 x 1000 = 1463.860 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 958.02 / 1000 = 3318.692 kN ≥ 1463.860 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (829.673 + 1463.860) = 1720.150 kN ≥ 1603.567 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	995.82	80.00	2257.11	754.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 171.840) / 171.840 = 0.01481

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7108.670 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 104.2 mm) , [사용률 = 1.179]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : $1.4 / fy = 0.00350$

$0.25 \sqrt{fck} / fy = 0.00325$, $\rho min = 0.00350$ 적용

$\rho max = 0.714 \times Pb = 0.714 \times k1 \times \Phi \times (fck / fy) \times \{600 / (600 + fy)\} = 0.02089$

$\rho use = As / bd = 0.00842$

$\rho max \geq \rho use \geq \rho min$ → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) = 146.064$ mm

$\Phi Mn = 0.85 \times 8380.400 \times 400 \times (995.81 - a/2) = 2629.319$ kN.m

≥ Mu (= 2257.105 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.165]

* 전단에 대한 검토 (d = 995.81 mm)

$\Phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$

$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1000.00 \times 995.81 = 646.801$ kN

< Vu (= 754.955 kN) , 전단보강 필요.

$Av\_req = (754.955-646.801) \times 300.00 / (400 \times 995.81 \times \Phi) \times 1000 = 108.608$ mm²

$Av\_use = 573.000$ mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

$Vs = 573.000 \times 400.0 \times 995.81 / 300.00 \times 1000 = 760.803$ kN

$Vs\_Max = 2\sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 995.81 / 1000 = 3449.604$ kN ≥ 760.803 kN ∴ O.K

$\Phi Vn = 0.75 \times (862.401 + 760.803) = 1217.403$ kN ≥ 754.955 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	981.05	80.00	650.84	1627.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

$T = As \times fy = 5203.600 \times 400.00 = 2081440.000$

$C = 0.85 \times fck \times a \times b = 0.85 \times 27.00 \times a \times 1000.000 = 22950.000 \times a$

T = C 이므로, a = 90.695 mm, c = 90.695 / β1 = 90.695 / 0.85 = 106.699 mm

$\varepsilon y = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$

$\varepsilon t = 0.00300 \times (dt - c) / c = 0.00300 \times (1020.00 - 106.699) / 106.699 = 0.02568$

$\varepsilon t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1986.254 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 118.9 mm) , [사용률 = 2.620]

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00530

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.695 mm

ΦMn = 0.85 x 5203.600 x 400 x (981.05 - a/2) = 1655.468 kN.m

≥ Mu (= 650.839 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.544]

* 전단에 대한 검토 (d = 981.05 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 981.05 = 637.211 kN

< Vu (= 1627.613 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1627.613-637.211) x 150.00 / (400x981.05xΦ) x 1000 = 504.767 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 981.05 / 150.00 x 1000 = 1499.044 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 981.05 / 1000 = 3398.457 kN ≥ 1499.044 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (849.614 + 1499.044) = 1761.494 kN ≥ 1627.613 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	958.02	100.00	2917.07	1627.61

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10950.000 x 400.00 = 4380000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 190.850 mm, c = 190.850 / β1 = 190.850 / 0.85 = 224.529 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 224.529) / 224.529 = 0.01036

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

$$a = As \times fy \;/\; (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad ②$$

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 9835.514\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm) , [사용률 = 1.113]
  1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
  2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
  ρuse = As / bd = 0.01143
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 190.850 mm
  ΦMn = 0.85 x 10950.000 x 400 x (958.02 - a/2) = 3211.456 kN.m
  ≥ Mu (= 2917.074 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.101]

* 전단에 대한 검토 (d = 958.02 mm)
  ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 958.02 = 622.255 kN
  < Vu (= 1627.613 kN) , 전단보강 필요.
  Av_req = (1627.613-622.255) x 150.00 / (400x958.02xΦ) x 1000 = 524.704 mm²
  Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
  Vs = 573.000 x 400.0 x 958.02 / 150.00 x 1000 = 1463.860 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 958.02 / 1000 = 3318.692 kN ≥ 1463.860 kN ∴ O.K
  ΦVn = 0.75 x (829.673 + 1463.860) = 1720.150 kN ≥ 1627.613 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	958.02	100.00	1753.14	937.44

* 강도감소계수(Φ) 산정
  T = As x fy = 10950.000 x 400.00 = 4380000.000
  C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
  T = C 이므로, a = 190.850 mm, c = 190.850 / β1 = 190.850 / 0.85 = 224.529 mm
  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
  εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 224.529) / 224.529 = 0.01036
  εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
  $Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①
  $a = As \times fy \;/\; (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5675.186 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm), [사용률 = 1.929]
  1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
  2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
  ρuse = As / bd = 0.01143
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 190.850 mm
  ΦMn = 0.85 x 10950.000 x 400 x (958.02 - a/2) = 3211.456 kN.m
  ≥ Mu (= 1753.137 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.832]

* 전단에 대한 검토 (d = 958.02 mm)
  ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 958.02 = 622.255 kN
  < Vu (= 937.442 kN) , 전단보강 필요.
  Av_req = (937.442-622.255) x 150.00 / (400x958.02xΦ) x 1000 = 164.499 mm²
  Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
  Vs = 573.000 x 400.0 x 958.02 / 150.00 x 1000 = 1463.860 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 958.02 / 1000 = 3318.692 kN ≥ 1463.860 kN ∴ O.K
  ΦVn = 0.75 x (829.673 + 1463.860) = 1720.150 kN ≥ 937.442 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	991.97	80.00	969.09	761.65

* 강도감소계수(Φ) 산정
  T = As x fy = 7230.400 x 400.00 = 2892160.000
  C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
  T = C 이므로, a = 126.020 mm, c = 126.020 / β1 = 126.020 / 0.85 = 148.259 mm
  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
  εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 148.259) / 148.259 = 0.01764
  εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
  Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2949.787 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7230.4 mm² (철근도심 : 108.0 mm) , [사용률 = 2.451]
  1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)
  2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
  ρuse = As / bd = 0.00729
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 126.020 mm
  ΦMn = 0.85 x 7230.400 x 400 x (991.97 - a/2) = 2283.692 kN.m
  ≥ Mu (= 969.091 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.357]

* 전단에 대한 검토 (d = 991.97 mm)
  ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 991.97 = 644.302 kN
  < Vu (= 761.646 kN) , 전단보강 필요.
  Av_req = (761.646-644.302) x 300.00 / (400x991.97xΦ) x 1000 = 118.293 mm²
  Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)
  Vs = 573.000 x 400.0 x 991.97 / 300.00 x 1000 = 757.864 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 991.97 / 1000 = 3436.279 kN ≥ 757.864 kN ∴ O.K
  ΦVn = 0.75 x (859.070 + 757.864) = 1212.700 kN ≥ 761.646 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	975.82	100.00	1843.20	761.65

* 강도감소계수(Φ) 산정
  T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000
  C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
  T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm
  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
  εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1000.00 - 171.840) / 171.840 = 0.01446
  εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
  Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
  식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{}$$ $$Mu$$

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5862.451 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm) , [사용률 = 1.430]
  1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
  2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
  ρuse = As / bd = 0.00859
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm
  ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (975.81 - a/2) = 2572.333 kN.m
  ≥ Mu (= 1843.195 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.396]

* 전단에 대한 검토 (d = 975.81 mm)
  ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 975.81 = 633.810 kN
  < Vu (= 761.646 kN) , 전단보강 필요.
  Av_req = (761.646-633.810) x 300.00 / (400x975.81xΦ) x 1000 = 131.003 mm²
  Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)
  Vs = 573.000 x 400.0 x 975.81 / 300.00 x 1000 = 745.523 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 975.81 / 1000 = 3380.322 kN ≥ 745.523 kN ∴ O.K
  ΦVn = 0.75 x (845.081 + 745.523) = 1192.952 kN ≥ 761.646 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	991.97	80.00	1954.21	950.26

* 강도감소계수(Φ) 산정
  T = As x fy = 7230.400 x 400.00 = 2892160.000
  C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
  T = C 이므로, a = 126.020 mm, c = 126.020 / β1 = 126.020 / 0.85 = 148.259 mm
  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
  εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 148.259) / 148.259 = 0.01764
  εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
  Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
  식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6123.639 \text{ mm}^2$$

2 x 0.85 x fck x b Φ

* 사용철근량 = 7230.4 ㎟ (철근도심 : 108.0 mm), [사용률 = 1.181]
  1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 ㎟)
  2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 ㎟)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
  ρuse = As / bd = 0.00729
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 126.020 mm
  ΦMn = 0.85 x 7230.400 x 400 x (991.97 - a/2) = 2283.692 kN.m
  ≥ Mu (= 1954.207 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 991.97 mm)
  ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 991.97 = 644.302 kN
  < Vu (= 950.262 kN) , 전단보강 필요.
  Av_req = (950.262-644.302) x 150.00 / (400x991.97xΦ) x 1000 = 154.219 ㎟
  Av_use = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
  Vs = 573.000 x 400.0 x 991.97 / 150.00 x 1000 = 1515.728 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 991.97 / 1000 = 3436.279 kN ≥ 1515.728 kN ∴ O.K
  ΦVn = 0.75 x (859.070 + 1515.728) = 1781.098 kN ≥ 950.262 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1124.69	100.00	2642.40	950.26

* 강도감소계수(Φ) 산정
  T = As x fy = 10950.000 x 400.00 = 4380000.000
  C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
  T = C 이므로, a = 190.850 mm, c = 190.850 / β1 = 190.850 / 0.85 = 224.529 mm
  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
  εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1166.67 - 224.529) / 224.529 = 0.01259
  εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
  Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
  식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{\quad} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\quad} = 0 \text{ , } As = 7325.998 \text{ ㎟}$$

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0$$

* 사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm), [사용률 = 1.495]
  1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
  2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
  ρuse = As / bd = 0.00974
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 190.850 mm
  ΦMn = 0.85 x 10950.000 x 400 x (1124.69 - a/2) = 3831.956 kN.m
  ≥ Mu (= 2642.400 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.450]

* 전단에 대한 검토 (d = 958.02 mm)
  ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 958.02 = 622.255 kN
  < Vu (= 950.262 kN) , 전단보강 필요.
  Av_req = (950.262-622.255) x 150.00 / (400x958.02xΦ) x 1000 = 171.190 mm²
  Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
  Vs = 573.000 x 400.0 x 958.02 / 150.00 x 1000 = 1463.860 kN
  Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 958.02 / 1000 = 3318.692 kN ≥ 1463.860 kN ∴ O.K
  ΦVn = 0.75 x (829.673 + 1463.860) = 1720.150 kN ≥ 950.262 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1066.67	986.67	80.00	752.22	385.50

* 강도감소계수(Φ) 산정
  T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000
  C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
  T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm
  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
  εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (986.67 - 130.280) / 130.280 = 0.01972
  εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
  Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
  식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2288.565 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.776]
  1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

* 철근비 검토
  ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
  0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
  ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
  ρuse = As / bd = 0.00644
  ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm
  ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (986.67 - a/2) = 2011.811 kN.m
  ≥ Mu (= 752.219 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.675]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)
  ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
  = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN
  ≥ Vu (= 385.499 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	751.56	385.50

* 강도감소계수(Φ) 산정
  T = As x fy = 4725.200 x 400.00 = 1890080.000
  C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
  T = C 이므로, a = 82.356 mm, c = 82.356 / β1 = 82.356 / 0.85 = 96.890 mm
  εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
  εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 96.890) / 96.890 = 0.02239
  εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
  Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
  a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
  식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2777.691 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4725.2 ㎟ (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.701]

1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00576

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 82.356 mm

ΦMn = 0.85 x 4725.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1251.230 kN.m

≥ Mu (= 751.559 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.665]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 385.499 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	42.28	341.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 151.892 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 41.830]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00775

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m

≥ Mu (= 42.279 kN.m) ∴ O.K [안전률 39.068]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 341.652 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	248.93	341.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4725.200 x 400.00 = 1890080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 82.356 mm, c = 82.356 / β1 = 82.356 / 0.85 = 96.890 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 96.890) / 96.890 = 0.02239

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 901.512 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 5.241]

1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00576

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 82.356 mm

ΦMn = 0.85 x 4725.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 1251.230 kN.m

≥ Mu (= 248.934 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.026]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 341.652 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	1218.38	342.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4594.436 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.383]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00775

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m

≥ Mu (= 1218.384 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.356]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 342.905 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	1026.86	342.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3839.854 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.655]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00775

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m

≥ Mu (= 1026.864 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.609]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

≥ Vu (= 342.905 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	384.86	798.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1401.275 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.534]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00775
ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm
ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m
≥ Mu (= 384.858 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.292]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)
ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN
< Vu (= 798.390 kN) , 전단보강 필요.
Av_req = (798.390-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 162.063 mm²
Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN
Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 798.390 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정
fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	476.67	798.39

* 강도감소계수(Φ) 산정
T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1741.965 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.647]
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00775
ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm
ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m
≥ Mu (= 476.669 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.465]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)
ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN
< Vu (= 798.390 kN) , 전단보강 필요.
Av_req = (798.390-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 162.063 mm²
Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN
Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 798.390 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)_상면
* 단면제원 및 설계가정
fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	268.11	826.20

* 강도감소계수(Φ) 산정
T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 971.685 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 6.539]
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00775
ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토
a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm
ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m
≥ Mu (= 268.108 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.161]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)
ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN
< Vu (= 826.199 kN) , 전단보강 필요.
Av_req = (826.199-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 358.041 mm²
Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)
Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 434.272 kN
Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (710.141 + 434.272) = 858.310 kN ≥ 826.199 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)_하면
* 단면제원 및 설계가정
fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	359.71	826.20

* 강도감소계수(Φ) 산정
T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000
C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a
T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588
εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정
Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①
a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②
식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1308.391 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.856]
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토
ρmin : 1.4 / fy = 0.00350
0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용
ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089
ρuse = As / bd = 0.00775

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m

≥ Mu (= 359.707 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.592]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 826.199 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (826.199-532.606) x 300.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 358.041 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 300.00 x 1000 = 434.272 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 434.272 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 434.272) = 858.310 kN ≥ 826.199 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1066.67	986.67	80.00	1817.06	866.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (986.67 - 130.280) / 130.280 = 0.01972

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5703.851 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.114]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00644

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (986.67 - a/2) = 2011.811 kN.m

≥ Mu (= 1817.055 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.107]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 866.699 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (866.699-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 203.715 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 866.699 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	900.00	820.00	80.00	1492.21	866.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01588

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5697.219 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.115]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00775

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (820.00 - a/2) = 1651.774 kN.m

≥ Mu (= 1492.212 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.107]

* 전단에 대한 검토 (d = 820.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 820.00 = 532.606 kN

< Vu (= 866.699 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (866.699-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 203.715 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 868.544 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 868.544 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 868.544) = 1184.014 kN ≥ 866.699 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,228	100	1,128	1931.747	1449.233	750.2

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1227.7 x 1000.0 = 28176480.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (28176480.0 x 613.87 + 2055680.0 x 100.000 + 2541440.0 x 1147.733) / 32773600.0

= 623.034 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 676.64 mm, ab = k1 x cb = 575.14 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 575144.000 = 13199.555 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 13199.555 + 2395.625 - 2055.680 = 13539.500 kN

Mb = Cc x 840.161 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6518.114 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 481.415 mm, e = Mu/Pu = 750.219 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 357.82 mm, a = k1 x c = 304.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 304143.284 = 6980.088 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 6980.088 + 2395.625 - 2055.680 = 7320.033 kN

Mn = Cc x 975.662 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5491.555 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=750.209)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1227.73 - 100.00 = 1127.733 mm

c = 357.816 mm, a = k1 x c = 304.143 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1127.73-357.82) / 357.82 = 0.00646

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㈐ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23662.688 kN ≥ Pn = 7320.033 kN

ΦPn = 0.85 x 7320.033 = 6222.028 kN ≥ Pu = 1931.747 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.750 = 4667.883 kN.m ≥ Mu = 1449.233 kN.m ∴ O.K

㈑ 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 730.993 kN

< Vu (= 814.366 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (814.366 - 730.993) x 150.00 / (400.0 x 1000.00 x Φ) = 41.686 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 = 1528.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 = 3464.102 kN ≥ 1528.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (974.658 + 1528.000) = 1876.993 kN ≥ 814.366 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	1931.747	1655.12	856.8

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2541440.0 x 80.000 + 2055680.0 x 1000.000) / 29842120.0

= 540.972 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11938.590 + 1937.735 - 2541.440 = 11334.885 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5629.789 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 496.678 mm, e = Mu/Pu = 856.800 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 308.24 mm, a = k1 x c = 262.01 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 262007.675 = 6013.076 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 6013.076 + 1937.735 - 2541.440 = 5409.372 kN

Mn = Cc x 888.996 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4634.750 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=856.800)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 308.244 mm, a = k1 x c = 262.008 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-308.24) / 308.24 = 0.00693

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23662.688 kN ≥ Pn = 5409.372 kN

ΦPn = 0.85 x 5409.372 = 4597.966 kN ≥ Pu = 1931.747 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.857 = 3939.535 kN.m ≥ Mu = 1655.120 kN.m ∴ O.K

㉱ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 745.613 kN

< Vu (= 814.366 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (814.366 - 745.613) x 150.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 33.702 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 = 1558.560 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (994.151 + 1558.560) = 1914.533 kN ≥ 814.366 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	100	1,000	2029.465	870.874	429.1

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2298560.0 x 100.000 + 2541440.0 x 1020.000) / 30085000.0

= 555.322 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.00 mm, ab = k1 x cb = 510.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 510000.000 = 11704.500 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 11704.500 + 2395.625 - 2298.560 = 11801.565 kN

Mb = Cc x 745.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5550.310 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 470.303 mm, e = Mu/Pu = 429.115 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 630.36 mm, a = k1 x c = 535.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 535805.702 = 12296.741 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2021.799 kN

Pn = 12296.741 + 2395.625 - 2021.799 = 12670.566 kN

Mn = Cc x 732.097 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5437.191 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=429.120)| = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 630.360 mm, a = k1 x c = 535.806 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-630.36) / 630.36 = 0.00176

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈅ 축방향력 및 휨에 대한 검토
MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23845.844 kN ≥ Pn = 12670.566 kN
ΦPn = 0.78 x 12670.566 = 9925.277 kN ≥ Pu = 2029.465 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.429 = 4259.087 kN.m ≥ Mu = 870.874 kN.m ∴ O.K

㈆ 전단에 대한 검토
ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 735.115 kN
< Vu (= 1094.205 kN) , 전단보강 필요.
Req Av = (1094.205 - 735.115) x 300.00 / (400.0 x 1000.00 x Φ) = 359.090 mm²
Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)
Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 300.00 = 764.000 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 = 3464.102 kN ≥ 764.000 kN ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (980.153 + 764.000) = 1308.115 kN ≥ 1094.205 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_내측
㉮ 설계조건 및 단면가정
fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	2029.465	239.813	118.2

㉯ 철근비 검토
As = 6353.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00
ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0110) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정
- 소성중심 계산
Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N
Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N
Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2541440.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1000.000) / 30085000.0
= 544.678 mm
- 평형상태 계산
cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN
Pb = 11938.590 + 2166.680 - 2541.440 = 11563.830 kN
Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5692.028 kN.m
eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 492.227 mm, e = Mu/Pu = 118.166 mm)

㉱ 공칭강도 산정
- 반복시산법을 이용하여 c = 1092.86 mm, a = k1 x c = 928.93 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 928933.296 = 21319.019 kN
∑Csi = 2420.842 kN, ∑Tsi = 0.000 kN
Pn = 21319.019 + 2420.842 - 0.000 = 23739.861 kN

Mn = Cc x 555.533 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2805.390 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=118.172)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉮ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 1092.863 mm, a = k1 x c = 928.933 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-1092.86) / 1092.86 = -0.00020

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉯ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23845.844 kN ≥ Pn = 23739.861 kN

ΦPn = 0.78 x 23739.861 = 18596.225 kN ≥ Pu = 2029.465 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.118 = 2197.437 kN.m ≥ Mu = 239.813 kN.m ∴ O.K

㉰ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 749.817 kN

< Vu (= 1094.205 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1094.205 - 749.817) x 300.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 337.635 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 300.00 = 779.280 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 779.280 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (999.756 + 779.280) = 1334.277 kN ≥ 1094.205 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,267	100	1,125	2072.69	3135.454	1512.7

㉯ 철근비 검토

As = 10950.000 mm² (인장중심 = 141.98 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0157) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1266.7 x 1000.0 = 29070000.0 N

Cs = As x fy = 4380000.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (29070000.0 x 633.33 + 4380000.0 x 141.976 + 2541440.0 x 1186.667) / 35991440.0

= 612.610 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 674.81 mm, ab = k1 x cb = 573.59 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 573592.110 = 13163.939 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 4380.000 kN

Pb = 13163.939 + 2395.625 - 4380.000 = 11179.564 kN

Mb = Cc x 837.894 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8271.202 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 739.850 mm, e = Mu/Pu = 1512.746 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 330.35 mm, a = k1 x c = 280.80 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 280799.074 = 6444.339 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 4380.000 kN

Pn = 6444.339 + 2395.625 - 4380.000 = 4459.964 kN

Mn = Cc x 984.291 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6746.783 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1512.744)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1266.67 - 100.00 = 1166.667 mm

c = 330.352 mm, a = k1 x c = 280.799 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1166.67-330.35) / 330.35 = 0.00759

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25415.458 kN ≥ Pn = 4459.964 kN

ΦPn = 0.85 x 4459.964 = 3790.969 kN ≥ Pu = 2072.690 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.513 = 5734.774 kN.m ≥ Mu = 3135.454 kN.m ∴ O.K

㉵ 전단에 대한 검토 (d = 958.02 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 958.02 = 706.004 kN

< Vu (= 1733.283 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1733.283 - 706.004) x 150.00 / (400.0 x 958.02 x Φ) = 536.145 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 958.02 / 150.00 = 1463.860 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 958.02 = 3318.692 kN ≥ 1463.860 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (941.339 + 1463.860) = 1803.899 kN ≥ 1733.283 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	2072.69	1896.447	915

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10950.000 mm² (압축중심 = 141.98 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0157) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 4380000.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2541440.0 x 80.000 + 4380000.0 x 958.024) / 32166440.0

= 568.425 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 4128.698 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11938.590 + 4128.698 - 2541.440 = 13525.847 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6090.867 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 450.313 mm, e = Mu/Pu = 914.969 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 240.82 mm, a = k1 x c = 204.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 204699.697 = 4697.858 kN

∑Csi = 2445.383 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 4697.858 + 2445.383 - 2541.440 = 4601.801 kN

Mn = Cc x 917.650 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4210.460 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=914.959)| = 0.0098 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 240.823 mm, a = k1 x c = 204.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-240.82) / 240.82 = 0.00971

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25415.458 kN ≥ Pn = 4601.801 kN

ΦPn = 0.85 x 4601.801 = 3911.531 kN ≥ Pu = 2072.690 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.915 = 3578.929 kN.m ≥ Mu = 1896.447 kN.m ∴ O.K

㉱ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 751.677 kN

< Vu (= 1733.283 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1733.283 - 751.677) x 150.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 481.180 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 = 1558.560 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1002.236 + 1558.560) = 1920.597 kN ≥ 1733.283 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,231	100	1,091	1391.896	2455.964	1764.5

㉯ 철근비 검토

As = 7902.000 mm² (인장중심 = 140.20 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1231.0 x 1000.0 = 28251450.0 N

Cs = As x fy = 3160800.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (28251450.0 x 615.50 + 3160800.0 x 140.202 + 1621440.0 x 1151.000) / 33033690.0

= 596.306 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 654.48 mm, ab = k1 x cb = 556.31 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 556306.735 = 12767.240 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 3160.800 kN

Pb = 12767.240 + 1528.410 - 3160.800 = 11134.849 kN

Mb = Cc x 812.644 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6841.488 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 614.421 mm, e = Mu/Pu = 1764.474 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 220.30 mm, a = k1 x c = 187.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 187251.380 = 4297.419 kN

∑Csi = 1455.895 kN, ∑Tsi = 3160.800 kN

Pn = 4297.419 + 1455.895 - 3160.800 = 2592.515 kN

Mn = Cc x 997.172 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4574.425 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1764.474)| = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1231.00 - 100.00 = 1131.000 mm

c = 220.296 mm, a = k1 x c = 187.251 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1131.00-220.30) / 220.30 = 0.01240

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23802.287 kN ≥ Pn = 2592.515 kN

ΦPn = 0.85 x 2592.515 = 2203.637 kN ≥ Pu = 1391.896 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.764 = 3888.260 kN.m ≥ Mu = 2455.964 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 959.80 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 959.80 = 679.752 kN

< Vu (= 1058.970 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1058.970 - 679.752) x 150.00 / (400.0 x 959.80 x Φ) = 197.551 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 959.80 / 150.00 = 1466.571 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 959.80 = 3324.836 kN ≥ 1466.571 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (906.336 + 1466.571) = 1779.680 kN ≥ 1058.970 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	1391.896	629.549	452.3

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 7902.000 mm² (압축중심 = 140.20 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 3160800.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1621440.0 x 80.000 + 3160800.0 x 959.798) / 30027240.0

= 567.758 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 2979.449 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 11938.590 + 2979.449 - 1621.440 = 13296.599 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5207.929 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 391.674 mm, e = Mu/Pu = 452.296 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 507.62 mm, a = k1 x c = 431.48 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 431475.906 = 9902.372 kN

∑Csi = 2979.449 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 9902.372 + 2979.449 - 1621.440 = 11260.381 kN

Mn = Cc x 804.262 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5093.078 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=452.301)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 507.619 mm, a = k1 x c = 431.476 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-507.62) / 507.62 = 0.00303

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉮ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23802.287 kN ≥ Pn = 11260.381 kN

ΦPn = 0.78 x 11260.381 = 8820.632 kN ≥ Pu = 1391.896 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.452 = 3989.538 kN.m ≥ Mu = 629.549 kN.m ∴ O.K

㉯ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 722.389 kN

< Vu (= 1058.970 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1058.970 - 722.389) x 150.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 164.991 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 = 1558.560 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (963.185 + 1558.560) = 1891.309 kN ≥ 1058.970 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	100	1,000	1495.357	652.473	436.3

㉯ 철근비 검토

As = 4118.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1647200.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1647200.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1020.000) / 28513640.0

= 550.731 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.00 mm, ab = k1 x cb = 510.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 510000.000 = 11704.500 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pb = 11704.500 + 1528.410 - 1647.200 = 11585.710 kN

Mb = Cc x 745.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4903.954 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 423.276 mm, e = Mu/Pu = 436.333 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 580.04 mm, a = k1 x c = 493.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 493037.224 = 11315.204 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pn = 11315.204 + 1528.410 - 1647.200 = 11196.414 kN

Mn = Cc x 753.481 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4885.365 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=436.333)| = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 580.044 mm, a = k1 x c = 493.037 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-580.04) / 580.04 = 0.00217

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22660.881 kN ≥ Pn = 11196.414 kN

ΦPn = 0.78 x 11196.414 = 8770.524 kN ≥ Pu = 1495.357 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.436 = 3826.865 kN.m ≥ Mu = 652.473 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 712.588 kN

< Vu (= 772.189 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (772.189 - 712.588) x 300.00 / (400.0 x 1000.00 x Φ) = 59.601 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 300.00 = 764.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 = 3464.102 kN ≥ 764.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (950.117 + 764.000) = 1285.588 kN ≥ 772.189 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	1495.357	613.764	410.4

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1621440.0 x 80.000 + 1647200.0 x 1000.000) / 28513640.0

= 549.269 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 11938.590 + 1552.692 - 1621.440 = 11869.842 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4930.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 415.377 mm, e = Mu/Pu = 410.446 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 616.43 mm, a = k1 x c = 523.97 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 523965.740 = 12025.014 kN

∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 1592.307 kN

Pn = 12025.014 + 1552.692 - 1592.307 = 11985.399 kN

Mn = Cc x 758.017 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4919.264 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=410.438)| = 0.0081 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 616.430 mm, a = k1 x c = 523.966 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-616.43) / 616.43 = 0.00196

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22660.881 kN ≥ Pn = 11985.399 kN

ΦPn = 0.78 x 11985.399 = 9388.562 kN ≥ Pu = 1495.357 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.410 = 3853.500 kN.m ≥ Mu = 613.764 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 726.840 kN

< Vu (= 772.189 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (772.189 - 726.840) x 300.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 44.460 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 300.00 = 779.280 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 779.280 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (969.120 + 779.280) = 1311.300 kN ≥ 772.189 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,267	100	1,167	1537.36	131.301	85.4

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0084) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1266.7 x 1000.0 = 29070000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29070000.0 x 633.33 + 2055680.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1186.667) / 32747120.0

= 627.251 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 700.00 mm, ab = k1 x cb = 595.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 595000.000 = 13655.250 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 13655.250 + 1528.410 - 2055.680 = 13127.980 kN

Mb = Cc x 869.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6607.815 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.338 mm, e = Mu/Pu = 85.407 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1345.91 mm, a = k1 x c = 1144.03 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1144027.074 = 26255.421 kN

∑Csi = 1939.070 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 26255.421 + 1939.070 - 0.000 = 28194.491 kN

Mn = Cc x 594.653 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2408.156 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=85.412)| = 0.0052 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1266.67 - 100.00 = 1166.667 mm

c = 1345.914 mm, a = k1 x c = 1144.027 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1166.67-1345.91) / 1345.91 = -0.00040

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22968.916 kN < Pn = 28194.491 kN

ΦPn = 0.78 x 22968.916 = 17992.318 kN ≥ Pu = 1537.360 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.085 = 1536.672 kN.m ≥ Mu = 131.301 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 714.360 kN

< Vu (= 735.939 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (735.939 - 714.360) x 150.00 / (400.0 x 1000.00 x Φ) = 10.790 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 = 1528.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 = 3464.102 kN ≥ 1528.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (952.479 + 1528.000) = 1860.360 kN ≥ 735.939 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	1537.36	1144.615	744.5

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0084) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2055680.0 x 1000.000) / 28922120.0

= 555.635 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 11938.590 + 1937.735 - 1621.440 = 12254.885 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5025.997 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 410.122 mm, e = Mu/Pu = 744.533 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 246.23 mm, a = k1 x c = 209.30 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 209296.904 = 4803.364 kN

∑Csi = 1713.291 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 4803.364 + 1713.291 - 1621.440 = 4895.215 kN

Mn = Cc x 915.352 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3644.658 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=744.535)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 246.232 mm, a = k1 x c = 209.297 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-246.23) / 246.23 = 0.00943

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22968.916 kN ≥ Pn = 4895.215 kN

ΦPn = 0.85 x 4895.215 = 4160.933 kN ≥ Pu = 1537.360 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.745 = 3097.951 kN.m ≥ Mu = 1144.615 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 728.647 kN

< Vu (= 735.939 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (735.939 - 728.647) x 150.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 3.575 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 = 1558.560 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (971.529 + 1558.560) = 1897.567 kN ≥ 735.939 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,116	100	1,016	1084.198	1416.628	1306.6

㈏ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0116) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1116.4 x 1000.0 = 25622145.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (25622145.0 x 558.22 + 2541440.0 x 100.000 + 2541440.0 x 1036.433) / 30705025.0

= 559.872 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 609.86 mm, ab = k1 x cb = 518.38 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 518381.000 = 11896.844 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11896.844 + 2395.625 - 2541.440 = 11751.029 kN

Mb = Cc x 757.243 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5848.173 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 497.673 mm, e = Mu/Pu = 1306.614 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 178.05 mm, a = k1 x c = 151.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 151340.049 = 3473.254 kN

∑Csi = 1953.468 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3473.254 + 1953.468 - 2541.440 = 2885.282 kN

Mn = Cc x 940.763 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3769.942 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1306.611)| = 0.0025 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1116.43 - 100.00 = 1016.433 mm

c = 178.047 mm, a = k1 x c = 151.340 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1016.43-178.05) / 178.05 = 0.01413

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24029.000 kN ≥ Pn = 2885.282 kN

ΦPn = 0.85 x 2885.282 = 2452.490 kN ≥ Pu = 1084.198 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.307 = 3204.457 kN.m ≥ Mu = 1416.628 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 695.247 kN

< Vu (= 926.554 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (926.554 - 695.247) x 150.00 / (400.0 x 1000.00 x Φ) = 115.654 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 = 1528.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 = 3464.102 kN ≥ 1528.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (926.996 + 1528.000) = 1841.247 kN ≥ 926.554 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)

1,000	1,100	80	1,020	1084.198	1571.545	1449.5

㈏ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0116) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2541440.0 x 80.000 + 2541440.0 x 1000.000) / 30327880.0
= 548.324 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11938.590 + 2395.625 - 2541.440 = 11792.775 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5753.270 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 487.864 mm, e = Mu/Pu = 1449.500 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 177.15 mm, a = k1 x c = 150.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 150579.171 = 3455.792 kN

∑Csi = 1514.430 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3455.792 + 1514.430 - 2541.440 = 2428.782 kN

Mn = Cc x 944.710 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3520.541 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1449.509)| = 0.0091 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 177.152 mm, a = k1 x c = 150.579 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-177.15) / 177.15 = 0.01427

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24029.000 kN ≥ Pn = 2428.782 kN

ΦPn = 0.85 x 2428.782 = 2064.464 kN ≥ Pu = 1084.198 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.449 = 2992.441 kN.m ≥ Mu = 1571.545 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 709.152 kN
< Vu (= 926.554 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (926.554 - 709.152) x 150.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 106.570 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 = 1558.560 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (945.536 + 1558.560) = 1878.072 kN ≥ 926.554 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	100	1,000	1160.164	406.999	350.8

㈏ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0116) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㈐ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2541440.0 x 100.000 + 2541440.0 x 1020.000) / 30327880.0

= 551.676 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.00 mm, ab = k1 x cb = 510.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 510000.000 = 11704.500 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11704.500 + 2395.625 - 2541.440 = 11558.685 kN

Mb = Cc x 745.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5703.047 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 493.399 mm, e = Mu/Pu = 350.811 mm)

㈑ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 716.25 mm, a = k1 x c = 608.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 608810.425 = 13972.199 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1510.246 kN

Pn = 13972.199 + 2395.625 - 1510.246 = 14857.579 kN

Mn = Cc x 695.595 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5212.153 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=350.808)| = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㈒ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 716.248 mm, a = k1 x c = 608.810 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-716.25) / 716.25 = 0.00119

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈓ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24029.000 kN ≥ Pn = 14857.579 kN

ΦPn = 0.78 x 14857.579 = 11638.437 kN ≥ Pu = 1160.164 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.351 = 4082.897 kN.m ≥ Mu = 406.999 kN.m ∴ O.K

㈔ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 698.451 kN

< Vu (= 1251.785 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1251.785 - 698.451) x 300.00 / (400.0 x 1000.00 x Φ) = 553.334 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 300.00 = 764.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 = 3464.102 kN ≥ 764.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (931.268 + 764.000) = 1271.451 kN ≥ 1251.785 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	1160.164	575.186	495.8

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0116) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2541440.0 x 80.000 + 2541440.0 x 1000.000) / 30327880.0

= 548.324 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11938.590 + 2395.625 - 2541.440 = 11792.775 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5753.270 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 487.864 mm, e = Mu/Pu = 495.780 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 601.59 mm, a = k1 x c = 511.35 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 511348.228 = 11735.442 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 11735.442 + 2395.625 - 2541.440 = 11589.627 kN

Mn = Cc x 764.326 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5745.976 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=495.786)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 601.586 mm, a = k1 x c = 511.348 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-601.59) / 601.59 = 0.00209

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24029.000 kN ≥ Pn = 11589.627 kN

ΦPn = 0.78 x 11589.627 = 9078.541 kN ≥ Pu = 1160.164 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.496 = 4500.955 kN.m ≥ Mu = 575.186 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 712.420 kN

< Vu (= 1251.785 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1251.785 - 712.420) x 300.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 528.789 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 300.00 = 779.280 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 779.280 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (949.893 + 779.280) = 1296.880 kN ≥ 1251.785 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,267	100	1,125	1214.119	2158.219	1777.6

㉯ 철근비 검토

As = 10950.000 ㎟ (인장중심 = 141.98 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 6353.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0157) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1266.7 x 1000.0 = 29070000.0 N

Cs = As x fy = 4380000.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (29070000.0 x 633.33 + 4380000.0 x 141.976 + 2541440.0 x 1186.667) / 35991440.0

= 612.610 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 674.81 mm, ab = k1 x cb = 573.59 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 573592.110 = 13163.939 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 4380.000 kN

Pb = 13163.939 + 2395.625 - 4380.000 = 11179.564 kN

Mb = Cc x 837.894 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8271.202 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 739.850 mm, e = Mu/Pu = 1777.601 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 286.65 mm, a = k1 x c = 243.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 243656.412 = 5591.915 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 4380.000 kN

Pn = 5591.915 + 2395.625 - 4380.000 = 3607.540 kN

Mn = Cc x 1002.862 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6412.778 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1777.604)| = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1266.67 - 100.00 = 1166.667 mm

c = 286.655 mm, a = k1 x c = 243.656 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1166.67-286.65) / 286.65 = 0.00921

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25415.458 kN ≥ Pn = 3607.540 kN

ΦPn = 0.85 x 3607.540 = 3066.409 kN ≥ Pu = 1214.119 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.778 = 5450.851 kN.m ≥ Mu = 2158.219 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 958.02 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 958.02 = 671.313 kN

< Vu (= 1508.745 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1508.745 - 671.313) x 150.00 / (400.0 x 958.02 x Φ) = 437.063 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 958.02 / 150.00 = 1463.860 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 958.02 = 3318.692 kN ≥ 1463.860 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (895.083 + 1463.860) = 1769.208 kN ≥ 1508.745 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	1214.119	1767.465	1455.8

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10950.000 mm² (압축중심 = 141.98 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0157) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 4380000.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2541440.0 x 80.000 + 4380000.0 x 958.024) / 32166440.0

= 568.425 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 4128.698 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 11938.590 + 4128.698 - 2541.440 = 13525.847 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6090.867 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 450.313 mm, e = Mu/Pu = 1455.759 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 184.22 mm, a = k1 x c = 156.59 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 156589.233 = 3593.723 kN

∑Csi = 1255.346 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3593.723 + 1255.346 - 2541.440 = 2307.628 kN

Mn = Cc x 941.705 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3359.348 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1455.758)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 184.223 mm, a = k1 x c = 156.589 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-184.22) / 184.22 = 0.01361

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25415.458 kN ≥ Pn = 2307.628 kN

ΦPn = 0.85 x 2307.628 = 1961.484 kN ≥ Pu = 1214.119 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.456 = 2855.449 kN.m ≥ Mu = 1767.465 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 714.741 kN

< Vu (= 1508.745 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1508.745 - 714.741) x 150.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 389.218 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 = 1558.560 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (952.988 + 1558.560) = 1883.661 kN ≥ 1508.745 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,126	100	1,026	628.852	822.419	1307.8

㉯ 철근비 검토

As = 4725.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1126.3 x 1000.0 = 25849350.0 N

Cs = As x fy = 1890080.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (25849350.0 x 563.17 + 1890080.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1046.333) / 28978150.0

= 553.611 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 615.80 mm, ab = k1 x cb = 523.43 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 523430.000 = 12012.718 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1890.080 kN

Pb = 12012.718 + 1167.648 - 1890.080 = 11290.287 kN

Mb = Cc x 764.618 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5168.734 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 457.804 mm, e = Mu/Pu = 1307.809 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 165.71 mm, a = k1 x c = 140.85 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 140850.370 = 3232.516 kN

∑Csi = 889.961 kN, ∑Tsi = 1890.080 kN

Pn = 3232.516 + 889.961 - 1890.080 = 2232.397 kN

Mn = Cc x 955.908 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2919.549 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1307.809)| = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1126.33 - 100.00 = 1026.333 mm

c = 165.706 mm, a = k1 x c = 140.850 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1026.33-165.71) / 165.71 = 0.01558

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22555.428 kN ≥ Pn = 2232.397 kN

ΦPn = 0.85 x 2232.397 = 1897.538 kN ≥ Pu = 628.852 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.308 = 2481.617 kN.m ≥ Mu = 822.419 kN.m ∴ O.K

㉱ 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 676.042 kN

< Vu (= 715.660 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (715.660 - 676.042) x 150.00 / (400.0 x 1000.00 x Φ) = 19.809 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 = 1528.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 = 3464.102 kN ≥ 1528.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (901.389 + 1528.000) = 1822.042 kN ≥ 715.660 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	628.852	538.093	855.7

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4725.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 1890080.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1238720.0 x 80.000 + 1890080.0 x 1000.000) / 28373800.0

= 559.457 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 1781.637 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 11938.590 + 1781.637 - 1238.720 = 12481.507 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4726.892 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 378.712 mm, e = Mu/Pu = 855.675 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 164.64 mm, a = k1 x c = 139.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 139941.931 = 3211.667 kN

∑Csi = 1004.640 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 3211.667 + 1004.640 - 1238.720 = 2977.587 kN

Mn = Cc x 950.029 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2547.820 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=855.666)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 164.638 mm, a = k1 x c = 139.942 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-164.64) / 164.64 = 0.01559

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22555.428 kN ≥ Pn = 2977.587 kN

ΦPn = 0.85 x 2977.587 = 2530.949 kN ≥ Pu = 628.852 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.856 = 2165.668 kN.m ≥ Mu = 538.093 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 689.563 kN

< Vu (= 715.660 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (715.660 - 689.563) x 150.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 12.793 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 = 1558.560 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 1558.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (919.417 + 1558.560) = 1858.483 kN ≥ 715.660 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	100	1,000	713.545	288.49	404.3

㉯ 철근비 검토

As = 4725.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1890080.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1890080.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1020.000) / 28373800.0

= 540.543 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 600.00 mm, ab = k1 x cb = 510.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 510000.000 = 11704.500 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1890.080 kN

Pb = 11704.500 + 1167.648 - 1890.080 = 10982.068 kN

Mb = Cc x 745.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4956.018 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 451.283 mm, e = Mu/Pu = 404.305 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 638.24 mm, a = k1 x c = 542.50 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 542501.450 = 12450.408 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1606.992 kN

Pn = 12450.408 + 1167.648 - 1606.992 = 12011.065 kN

Mn = Cc x 728.749 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4856.075 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=404.300)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 638.237 mm, a = k1 x c = 542.501 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-638.24) / 638.24 = 0.00170

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22555.428 kN ≥ Pn = 12011.065 kN

ΦPn = 0.78 x 12011.065 = 9408.668 kN ≥ Pu = 713.545 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.404 = 3803.973 kN.m ≥ Mu = 288.490 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 679.614 kN

< Vu (= 682.183 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (682.183 - 679.614) x 300.00 / (400.0 x 1000.00 x Φ) = 2.569 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1000.00 / 300.00 = 764.000 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 = 3464.102 kN ≥ 764.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (906.152 + 764.000) = 1252.614 kN ≥ 682.183 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	713.545	736.77	1032.5

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4725.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 1890080.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1238720.0 x 80.000 + 1890080.0 x 1000.000) / 28373800.0

= 559.457 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 1781.637 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 11938.590 + 1781.637 - 1238.720 = 12481.507 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4726.892 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 378.712 mm, e = Mu/Pu = 1032.550 mm)

㉲ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 137.64 mm, a = k1 x c = 117.00 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 116996.208 = 2685.063 kN

∑Csi = 666.907 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 2685.063 + 666.907 - 1238.720 = 2113.250 kN

Mn = Cc x 961.502 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2182.035 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1032.549)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉳ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 137.643 mm, a = k1 x c = 116.996 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-137.64) / 137.64 = 0.01923

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉴ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22555.428 kN ≥ Pn = 2113.250 kN

ΦPn = 0.85 x 2113.250 = 1796.263 kN ≥ Pu = 713.545 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.033 = 1854.730 kN.m ≥ Mu = 736.770 kN.m ∴ O.K

㉵ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 693.206 kN

≥ Vu (= 682.183 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,267	100	1,167	821.207	347.42	423.1

㉯ 철근비 검토

As = 4725.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1266.7 x 1000.0 = 29070000.0 N

Cs = As x fy = 1890080.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (29070000.0 x 633.33 + 1890080.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1186.667) / 32198800.0

= 623.314 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 700.00 mm, ab = k1 x cb = 595.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 595000.000 = 13655.250 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1890.080 kN

Pb = 13655.250 + 1167.648 - 1890.080 = 12932.818 kN

Mb = Cc x 869.167 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6369.611 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 492.515 mm, e = Mu/Pu = 423.060 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 765.59 mm, a = k1 x c = 650.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 650754.770 = 14934.822 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 1485.239 kN

Pn = 14934.822 + 1167.648 - 1485.239 = 14617.232 kN

Mn = Cc x 841.289 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6183.951 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=423.059)| = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1266.67 - 100.00 = 1166.667 mm

c = 765.594 mm, a = k1 x c = 650.755 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1166.67-765.59) / 765.59 = 0.00157

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22555.428 kN ≥ Pn = 14617.232 kN

ΦPn = 0.78 x 14617.232 = 11450.165 kN ≥ Pu = 821.207 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.423 = 4844.106 kN.m ≥ Mu = 347.420 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1000.00 = 684.155 kN

≥ Vu (= 642.591 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	821.207	919.948	1120.2

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4725.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 1890080.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1238720.0 x 80.000 + 1890080.0 x 1000.000) / 28373800.0

= 559.457 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 1781.637 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 11938.590 + 1781.637 - 1238.720 = 12481.507 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4726.892 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 378.712 mm, e = Mu/Pu = 1120.239 mm)

㉮ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 130.02 mm, a = k1 x c = 110.51 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 110512.784 = 2536.268 kN

∑Csi = 546.067 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 2536.268 + 546.067 - 1238.720 = 1843.616 kN

Mn = Cc x 964.744 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2065.296 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1120.242)| = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉯ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 130.015 mm, a = k1 x c = 110.513 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-130.02) / 130.02 = 0.02054

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉰ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22555.428 kN ≥ Pn = 1843.616 kN

ΦPn = 0.85 x 1843.616 = 1567.073 kN ≥ Pu = 821.207 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.120 = 1755.497 kN.m ≥ Mu = 919.948 kN.m ∴ O.K

㉱ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 697.838 kN

≥ Vu (= 642.591 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토 3

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

21) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

22) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

23) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

24) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

25) 중간슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

26) 중간슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

27) 중간슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

28) 중간슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

29) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

30) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

31) 중간슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

32) 중간슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

33) 좌측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

34) 좌측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

35) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

36) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

37) 좌측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

38) 좌측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

39) 좌측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

40) 좌측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

41) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

42) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

43) 좌측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

44) 좌측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

45) 우측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

46) 우측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

47) 우측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

48) 우측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

49) 우측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

50) 우측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

51) 우측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

52) 우측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

53) 우측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

54) 우측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

55) 우측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

56) 우측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

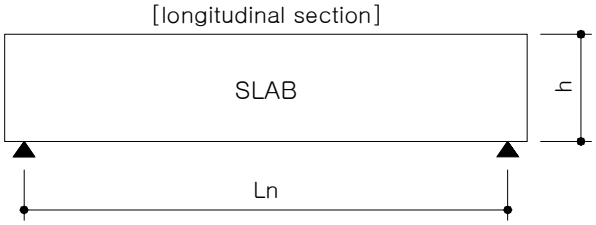
17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

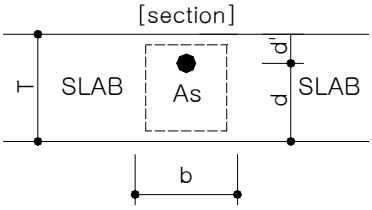
17.1 거더 검토

(1) 거더 : JOINT 11

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data





- 거더의 지간 : L = 3350.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 2800.0 mm
- 단면 폭 : b = 1100.0 mm
- 단면 높이 : h = 1100.0 mm
- 유효높이 : d = 905.3 mm
- 슬래브 두께 : T = 1100.0 mm

- Ln / d = 3.09 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 2558.455 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 2558.45 \times 2.80^2 / 10 = 2005.829$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 2558.45 \times 2.80^2 / 14 = 1432.735$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 2558.45 \times 2.80 \times 1.15 / 2 = 4119.113$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 420.00 mm

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W
  = 4119.113 - 0.420 × 2558.455 = 3044.561 kN

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1100.00	1100.00	905.28	150.00	2005.83	3044.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15802.600 x 400.00 = 6321040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1100.000 = 25245.000 x a

T = C 이므로, a = 250.388 mm, c = 250.388 / β1 = 250.388 / 0.85 = 294.574 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 294.574) / 294.574 = 0.00667

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6937.988 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15802.6 mm² (철근도심 : 194.7 mm), [사용률 = 2.278]

1단 : H32 - 11.0 EA (= 8736.2 mm²)

2단 : H29 - 11.0 EA (= 7066.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01587

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 250.388 mm

ΦMn = 0.85 x 15802.600 x 400 x (905.28 - a/2) = 4191.330 kN.m

≥ Mu (= 2005.829 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.090]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1100.00	2800.00	905.28	3044.56	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 1100.00 x 905.28

= 3233.993 kN ≥ Vu(= 3044.561 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1100.00 x 905.28 = 646.799 kN

< Vu (= 3044.561 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H29 - 6.0 EA (=3854.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=412.500 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H22 - 6.0 EA (=2322.600 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=247.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 6868.241 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x Max Sn = 0.75 x 4311.991 (∵ Max Sn ≤ Ss + Sc)

= 3233.993 kN ≥ Vu(= 3044.561 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1100.00	1100.00	975.28	80.00	1432.74	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15802.600 x 400.00 = 6321040.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1100.000 = 25245.000 x a

T = C 이므로, a = 250.388 mm, c = 250.388 / β1 = 250.388 / 0.85 = 294.574 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1020.00 - 294.574) / 294.574 = 0.00739

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4484.049 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15802.6 mm² (철근도심 : 124.7 mm) , [사용률 = 3.524]

1단 : H32 - 11.0 EA (= 8736.2 mm²)

2단 : H29 - 11.0 EA (= 7066.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01473

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 250.388 mm

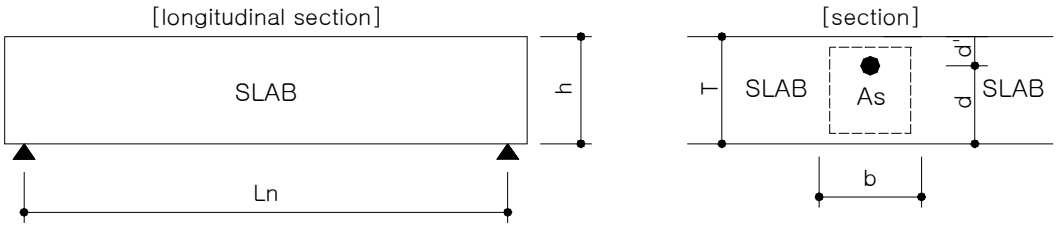
ΦMn = 0.85 x 15802.600 x 400 x (975.28 - a/2) = 4567.432 kN.m

≥ Mu (= 1432.735 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.188]

(2) 거더 : JOINT 49

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 3350.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 2800.0 mm
- 단면 폭 : b = 1100.0 mm
- 단면 높이 : h = 900.0 mm
- 유효높이 : d = 770.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1100.0 mm

- Ln / d = 3.64 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 1141.295 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 1141.30 \times 2.80^2 / 10 = 894.775$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 1141.30 \times 2.80^2 / 14 = 639.125$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 1141.30 \times 2.80 \times 1.15 / 2 = 1837.485$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 420.00 mm

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W
  = 1837.485 - 0.420 × 1141.295 = 1358.141 kN

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1100.00	900.00	770.00	130.00	894.78	1358.14

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8736.200 x 400.00 = 3494480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1100.000 = 25245.000 x a

T = C 이므로, a = 138.423 mm, c = 138.423 / β1 = 138.423 / 0.85 = 162.850 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (770.00 - 162.850) / 162.850 = 0.01118

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3547.245 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8736.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm) , [사용률 = 2.463]

1단 : H32 - 11.0 EA (= 8736.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01031

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 138.423 mm

ΦMn = 0.85 x 8736.200 x 400 x (770.00 - a/2) = 2081.558 kN.m

≥ Mu (= 894.775 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.326]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1100.00	2800.00	770.00	1358.14	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d
= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 1100.00 x 770.00
= 2750.713 kN ≥ Vu(= 1358.141 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도
ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d
= 0.75 x 1/6 x √27 x 1100.00 x 770.00 = 550.143 kN
< Vu (= 1358.141 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도
ⓐ 수직 전단철근
s = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K
Av = H29 - 4.0 EA (=2569.600 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=412.500 mm²) ∴ O.K
ⓑ 수평 전단철근
sh = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K
Avh = H19 - 4.0 EA (=1146.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=247.500 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 3482.509 kN

* 설계 전단강도
ΦVn = Φ x Max Sn = 0.75 x 3667.618 (∵ Max Sn ≤ Ss + Sc)
= 2750.713 kN ≥ Vu(= 1358.141 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부
* 단면제원 및 설계가정
fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1100.00	900.00	820.00	80.00	639.13	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8736.200 x 400.00 = 3494480.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1100.000 = 25245.000 x a

T = C 이므로, a = 138.423 mm, c = 138.423 / β1 = 138.423 / 0.85 = 162.850 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 162.850) / 162.850 = 0.01211

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2345.569\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8736.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.725]

1단 : H32 - 11.0 EA (= 8736.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00969

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 138.423 mm

ΦMn = 0.85 x 8736.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 2230.074 kN.m

≥ Mu (= 639.125 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.489]

17.2 기둥 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.10	1.10	4.34	4.925	2305.99	328.69	11356.99	1618.81	상시(ULT)	67
					1916.45	1445.61	9438.52	7119.63	상시(ULT)	19
W1(2층)	1.00	1.10	3.74	-	2159.72	1710.14	2159.72	1710.14	상시	4
					708.01	1862.65	708.01	1862.65	지진(풍과)	9

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 1100 × 27
= 11880000 N = 11880.00 kN ≥ 2159.72 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 기둥 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,100	1,100	80	935	11356.986	1618.809	142.5

* 철근비 검토

Ag = 1210000.00 mm² , Ast = 76243.20 mm² , Puse = 0.06301

- 1단 : H32 - 40EA (As=31768.000 mm²), d1 = 80.000 mm
- 2단 : H32 - 32EA (As=25414.400 mm²), d2 = 180.000 mm
- 3단 : H32 - 24EA (As=19060.800 mm²), d3 = 280.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0630) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 560.89 mm, ab = k1 x cb = 476.76 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 476.756 x 1100.000 = 12035.694 kN

∑Csi = 10402.868 kN, ∑Tsi = 10613.772 kN

Pb = 12035.694 + 10402.868 - 10613.772 = 11824.790 kN

Mb = Cc x 311.622 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11159.853 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 943.768 mm, e = Mu/Pu = 142.539 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1045.63 mm, a = k1 x c = 888.79 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 888.788 x 1100.000 = 22437.453 kN

∑Csi = 17776.943 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 22437.453 + 17776.943 - 0.000 = 40214.396 kN

Mn = Cc x 105.606 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5731.847 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=142.532)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 1045.633 mm, a = k1 x c = 888.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-1045.63) / 1045.63 = -0.00007

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45213.599 kN ≥ Pn = 40214.396 kN

ΦPn = 0.65 x 40214.396 = 26139.357 kN ≥ Pu = 11356.986 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.143 = 3725.868 kN.m ≥ Mu = 1618.809 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,100	1,100	80	935	9438.516	7119.629	754.3

* 철근비 검토

Ag = 1210000.00 mm² , Ast = 76243.20 mm² , Puse = 0.06301

- 1단 : H32 - 40EA (As=31768.000 mm²), d1 = 80.000 mm
- 2단 : H32 - 32EA (As=25414.400 mm²), d2 = 180.000 mm
- 3단 : H32 - 24EA (As=19060.800 mm²), d3 = 280.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0630) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 560.89 mm, ab = k1 x cb = 476.76 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 476.756 x 1100.000 = 12035.694 kN

∑Csi = 10402.868 kN, ∑Tsi = 10613.772 kN

Pb = 12035.694 + 10402.868 - 10613.772 = 11824.790 kN

Mb = Cc x 311.622 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11159.853 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 943.768 mm, e = Mu/Pu = 754.317 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 595.32 mm, a = k1 x c = 506.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 506.021 x 1100.000 = 12774.492 kN

∑Csi = 10957.203 kN, ∑Tsi = 9265.031 kN

Pn = 12774.492 + 10957.203 - 9265.031 = 14466.664 kN

Mn = Cc x 296.990 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10912.451 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=754.317)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 595.318 mm, a = k1 x c = 506.021 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-595.32) / 595.32 = 0.00214

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.66 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.659

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 45213.599 kN ≥ Pn = 14466.664 kN

ΦPn = 0.66 x 14466.664 = 9538.456 kN ≥ Pu = 9438.516 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.754 = 7195.016 kN.m ≥ Mu = 7119.629 kN.m ∴ O.K

3) 전단 검토

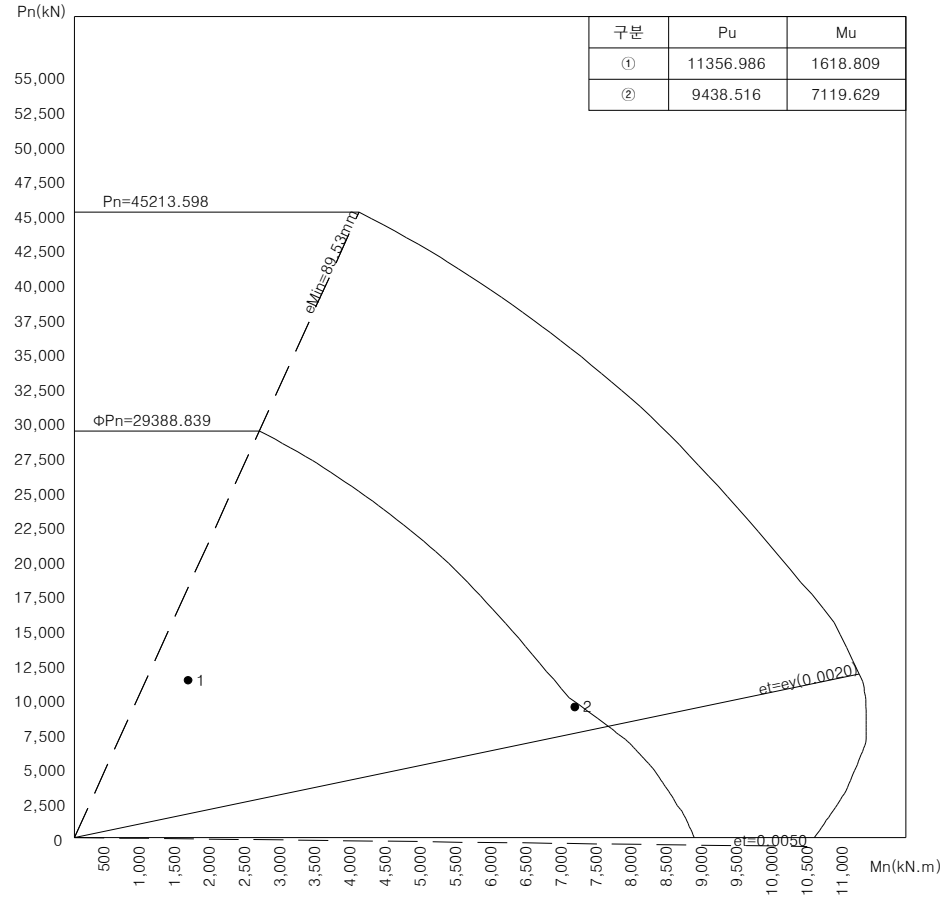
① 기둥에 발생하는 최대전단력
- V = 2616.186 kN

② 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)
- Vn = Vmax/Φ = 3488.248 kN

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs
- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d
  h = 1100.000 mm, d' = 165.185 mm
  Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)
     = 272.941 mm
  d = h/2 + Zs
     = 1100.000/2 + 272.941
     = 822.941 mm
- 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc
  Vc = 1/6 x √(fck) x b x d
     = 1/6 x √(27) x 1100.000 x 822.941
     = 783.957 kN
- 필요철근 전단력 Vs
  Vc/2 = 391.978 ≤ Vn > Vc = 783.957 ∴ 전단 철근 필요
  Vs = 2704.291 kN

④ 필요철근량 계산 Av
Av = Vs x s / (fy x d) = 1232.298 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s ; 전단 철근 필요시
띠철근의 수직 간격 S = 150.00 mm d = 822.941 mm fy = 400 MPa
사용철근량 : D29 x 6EA = 3854.400 mm²
AvUse = 3854.400 mm² ≥ 1232.298 mm² ∴ O.K

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 11356.986 1618.809
② 9438.516 7119.629
55,000
52,500
50,000
47,500
45,000
42,500
40,000
37,500
35,000
32,500
30,000
27,500
25,000
22,500
20,000
17,500
15,000
12,500
10,000
7,500
5,000
2,500
0
Pn=45213.598
eMn=89.53mm
ΦPn=29388.839
1
2
et=ey(0.0020)
et=0.0050
500
1,000
1,500
2,000
2,500
3,000
3,500
4,000
4,500
5,000
5,500
6,000
6,500
7,000
7,500
8,000
8,500
9,000
9,500
10,000
10,500
11,000
Mn(kN.m)

(3) 2층 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	2159.718	1710.136	791.8

* 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 11938.590 + 2166.680 - 2298.560 = 11806.710 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5559.660 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 470.890 mm, e = Mu/Pu = 791.833 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 304.29 mm, a = k1 x c = 258.64 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 258642.454 = 5935.844 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 5935.844 + 2166.680 - 2298.560 = 5803.964 kN

Mn = Cc x 890.679 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4595.747 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=791.829)| = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 304.285 mm, a = k1 x c = 258.642 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-304.29) / 304.29 = 0.00706

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23662.688 kN ≥ Pn = 5803.964 kN

ΦPn = 0.85 x 5803.964 = 4933.370 kN ≥ Pu = 2159.718 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.792 = 3906.405 kN.m ≥ Mu = 1710.136 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 755.421 kN

< Vu (= 796.588 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (796.588 - 755.421) x 300.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 40.360 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1020.00 / 300.00 = 344.624 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 344.624 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1007.228 + 344.624) = 1013.889 kN ≥ 796.588 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,100	80	1,020	708.01	1862.651	2630.8

* 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.00 mm, ab = k1 x cb = 520.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520200.000 = 11938.590 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 11938.590 + 2166.680 - 2298.560 = 11806.710 kN

Mb = Cc x 759.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5559.660 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 470.890 mm, e = Mu/Pu = 2630.827 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 119.27 mm, a = k1 x c = 101.38 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 101380.384 = 2326.680 kN

∑Csi = 1003.352 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 2326.680 + 1003.352 - 2298.560 = 1031.472 kN

Mn = Cc x 969.310 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2713.633 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2630.836)| = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 119.271 mm, a = k1 x c = 101.380 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-119.27) / 119.27 = 0.02266

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23662.688 kN ≥ Pn = 1031.472 kN

ΦPn = 0.85 x 1031.472 = 876.751 kN ≥ Pu = 708.010 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.631 = 2306.580 kN.m ≥ Mu = 1862.651 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1020.00 = 692.968 kN

< Vu (= 796.588 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (796.588 - 692.968) x 300.00 / (400.0 x 1020.00 x Φ) = 101.588 mm²

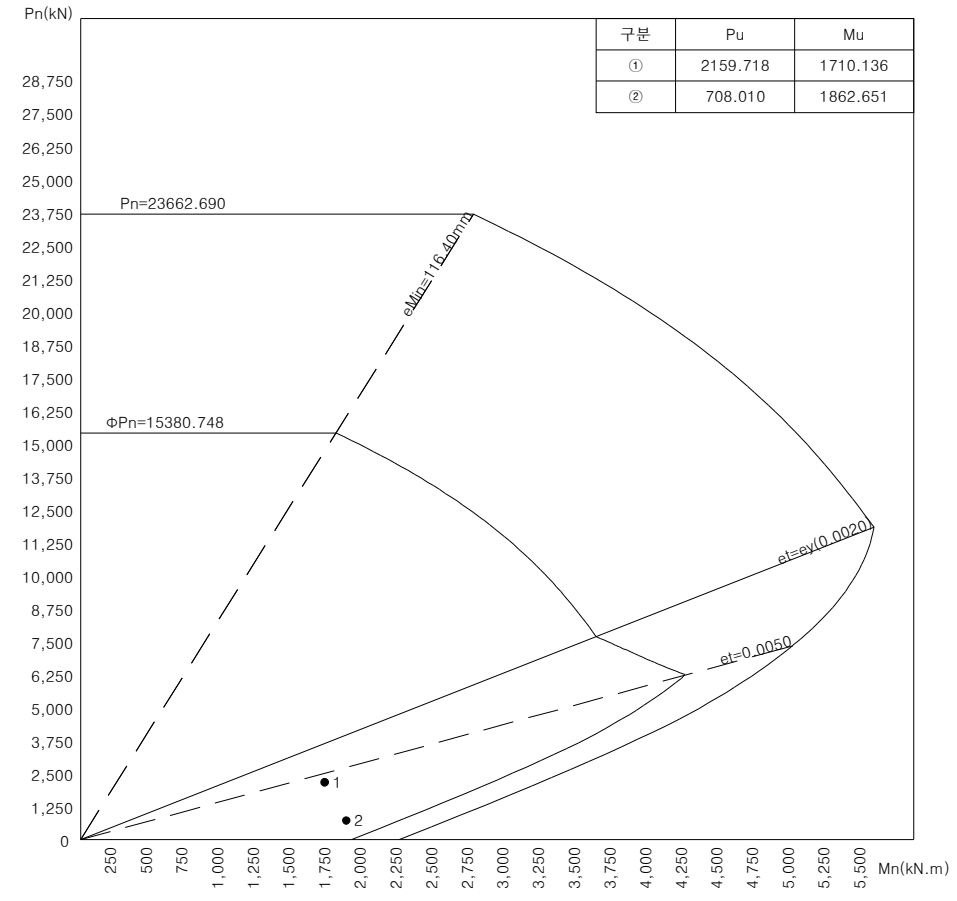
Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1020.00 / 300.00 = 344.624 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 = 3533.384 kN ≥ 344.624 kN ∴ O.K

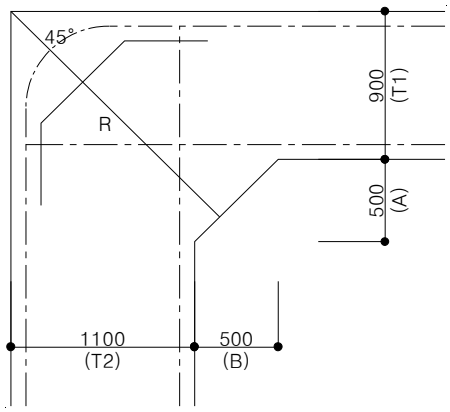
ΦVn = 0.75 x (923.957 + 344.624) = 951.436 kN ≥ 796.588 kN ∴ O.K

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 2159.718 1710.136
② 708.010 1862.651
28,750
27,500
26,250
25,000
23,750
22,500
21,250
20,000
18,750
17,500
16,250
15,000
13,750
12,500
11,250
10,000
8,750
7,500
6,250
5,000
3,750
2,500
1,250
0
Pn=23662.690
eMin=116.40mm
ΦPn=15380.748
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
250
500
750
1,000
1,250
1,500
1,750
2,000
2,250
2,500
2,750
3,000
3,250
3,500
3,750
4,000
4,250
4,500
4,750
5,000
5,250
5,500
Mn(kN.m)

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1764.756 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1764.756 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1767.767 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1764.76 \times 10^{}}{1767.767^2 \times 1000} = 2.824 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1764.76 \times 10^{}}{1767.767 \times 180} = 11092.186 \text{ r}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 11092.186 mm² - 3176.800 mm²

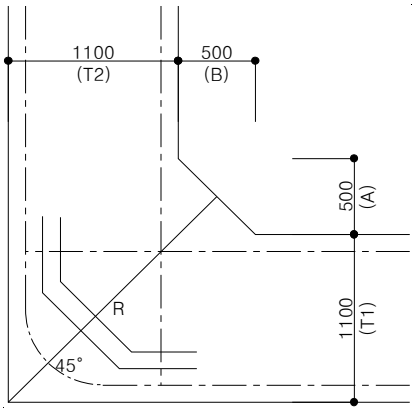
= 7915.386 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 7915.386 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2349.364 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2349.364 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$= 1909.188$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 5203.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2349.36 \times 10^{}}{1909.188^2 \times 1000} = 3.223 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2349.36 \times 10^{}}{1909.188 \times 180} = 13672.850$$ r

Asb = 5203.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 13672.850 mm² - 5203.600 mm²

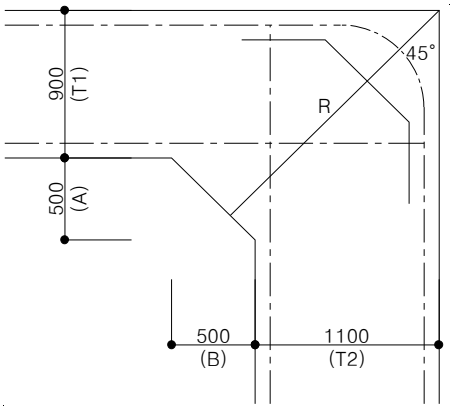
= 8469.250 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 8469.250 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 416.435 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 416.435 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1767.767 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 416.43 \times 10^6}{1767.767^2 \times 1000} = 0.666 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3176.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0038741 + √(2 x 0.0271 + (0.0271)²) = 0.207

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.207 /3 = 0.931

fs = Mo / (As x d x j) = 3185041.000 / (3176.800 x 820.000 x 0.931)

= 1.313 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 1.313 x 3176.800 = 4172.585 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 3096.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0030361 + √(2 x 0.0213 + (0.0213)²) = 0.186

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.186 /3 = 0.938

fs = Mo / (As x d x j) = 3185041.000 / (3096.800 x 1020.000 x 0.938)

= 1.075 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 1.075 x 3096.800 = 3328.995 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

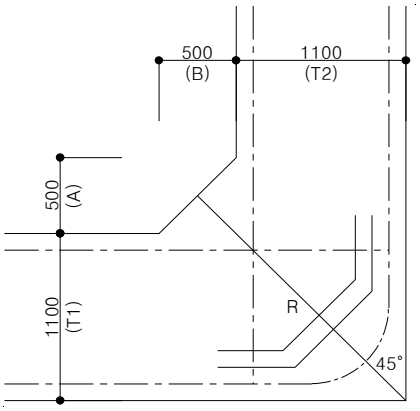
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(4172.585² + 3328.995²) / 180.0

As = 29.655 ㎟

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1813.267 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1813.267 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

= 1909.188 ㎜

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 ㎟

H25 @250 - 4EA = 2026.800 ㎟

∴ Total Asb = 5203.600 ㎟

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1813.27 \times 10^{}}{1909.188^2 \times 1000} = 2.487\ MPa > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1813.27 \times 10^{}}{1909.188 \times 180} = 10552.868$$ r

Asb = 5203.600 ㎟

Req'd As = As - Asb

= 10552.868 ㎟ - 5203.600 ㎟

= 5349.268 ㎟

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 ㎟ > Req'd As (= 5349.268 ㎟) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5203.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0051016 + √(2 x 0.0357 + (0.0357)²) = 0.234

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.234 /3 = 0.922

fs = Mo / (As x d x j) = 246672818.000 / (5203.600 x 1020.000 x 0.922)

= 50.405 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 50.405 x 5203.600 = 262286.891 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 3096.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0030361 + √(2 x 0.0213 + (0.0213)²) = 0.186

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.186 /3 = 0.938

fs = Mo / (As x d x j) = 246672818.000 / (3096.800 x 1020.000 x 0.938)

= 83.254 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 83.254 x 3096.800 = 257821.694 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(262286.891² + 257821.694²) / 180.0

As = 2043.255 ㎟

사용철근량 : H29 @ 500, 2EA = 2569.600 ㎟ ∴ O.K

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	917	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	352.123	O.K	2.817
		좌측 (하면)	1	820	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	820	H32 - 8.0EA	125	467.720	O.K	3.742
		우측	3	888	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	296.993	O.K	2.376
	2경간	좌측 (상면)	4	926	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	1323.458	O.K	10.588
		좌측 (하면)	4	820	H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	800	H32 - 4.0EA	250	1927.392	O.K	7.710
		중앙부 (하면)	5	820	H32 - 8.0EA	125	220153.613	O.K	1761.229
		우측 (상면)	6	950	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	897.276	O.K	7.178
		우측 (하면)	6	820	H32 - 4.0EA	250	63953.450	O.K	255.814
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	996	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	1125	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	284.033	O.K	2.272
		중앙부	8	996	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	339.128	O.K	2.713
		우측 (상면)	9	981	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	958	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	284.460	O.K	2.276
	2경간	좌측	10	958	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	596.482	O.K	4.772
		중앙부 (상면)	11	992	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1130.842	O.K	9.047
		중앙부 (하면)	11	976	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	423.159	O.K	3.385
		우측 (상면)	12	992	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	2220.579	O.K	17.765
		우측 (하면)	12	1125	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	430.095	O.K	3.441

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	987	H32 - 8.0EA	125	1275.908	O.K	10.207
		좌측(하면)	13	820	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	704.520	O.K	5.636
		중앙부(상면)	14	820	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부(하면)	14	820	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1653.907	O.K	13.231
		우측(상면)	15	820	H32 - 8.0EA	125	534.690	O.K	4.278
		우측(하면)	15	820	H32 - 8.0EA	125	746.203	O.K	5.970
	2경간	좌측(상면)	16	820	H32 - 8.0EA	125	6305.901	O.K	50.447
		좌측(하면)	16	820	H32 - 8.0EA	125	2364.170	O.K	18.913
		중앙부(상면)	17	820	H32 - 8.0EA	125	6935.877	O.K	55.487
		중앙부(하면)	17	820	H32 - 8.0EA	125	1597.719	O.K	12.782
		우측(상면)	18	987	H32 - 8.0EA	125	1079.321	O.K	8.635
		우측(하면)	18	820	H32 - 8.0EA	125	666.519	O.K	5.332
좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1128	H29 - 8.0EA	125	670.803	O.K	5.366
		1층(상부)	19	1020	H32 - 8.0EA	125	382.133	O.K	3.057
		1층(중앙부)	20	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	654.834	O.K	5.239
		1층(중앙부)	20	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	1125	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	310.570	O.K	2.485
		1층(하부)	21	1020	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	22	1091	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	282.143	O.K	2.257
		2층(상부)	22	1020	H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	23	1000	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	750.649	O.K	6.005
		2층(중앙부)	23	1020	H25 - 8.0EA	125	863.867	O.K	6.911
		2층(하부)	24	1167	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	24	1020	H25 - 8.0EA	125	279.852	O.K	2.239

우측벽체	1층	1층(상부)	25	1016	H32 - 8.0EA	125	1127.124	O.K	9.017
		1층(상부)	25	1020	H32 - 8.0EA	125	409.812	O.K	3.278
		1층(중앙부)	26	1000	H32 - 8.0EA	125	1905.520	O.K	15.244
		1층(중앙부)	26	1020	H32 - 8.0EA	125	6756.452	O.K	54.052
		1층(하부)	27	1125	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	557.501	O.K	4.460
		1층(하부)	27	1020	H32 - 8.0EA	125	33102.848	O.K	264.823
	2층	2층(상부)	28	1026	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1209.383	O.K	9.675
		2층(상부)	28	1020	H22 - 8.0EA	125	72204.701	O.K	577.638
		2층(중앙부)	29	1000	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	4701.993	O.K	37.616
		2층(중앙부)	29	1020	H22 - 8.0EA	125	440.464	O.K	3.524
		2층(하부)	30	1167	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	4911.165	O.K	39.289
		2층(하부)	30	1020	H22 - 8.0EA	125	275.253	O.K	2.202

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1460.169 x 1000000 / [9530.400 x (916.666 - 289.317/3)]
= 186.792 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x916.7/(7x9530.400)]
= 289.317 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 186.79) - 2.5 x 84.00 = 352.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 186.79) = 449.70 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 352.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 352.12 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 790.271 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]
= 167.272 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]
= 229.235 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 167.27) - 2.5 x 64.00 = 467.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 167.27) = 502.18 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 467.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 467.72 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1385.879 x 1000000 / [8380.400 x (888.316 - 269.458/3)]
= 207.104 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x888.3/(7x8380.400)]
= 269.458 mm
사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 207.10) - 2.5 x 84.00 = 296.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 207.10) = 405.59 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 296.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 296.99 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 443.493 x 1000000 / [8380.400 x (925.815 - 276.095/3)]
= 63.470 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x925.8/(7x8380.400)]
= 276.095 mm
사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 63.47) - 2.5 x 84.00 = 1444.32 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 63.47) = 1323.46 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1323.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1323.46 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 103.022 x 1000000 / [3176.800 x (800.000 - 167.696/3)]

= 43.582 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x3176.800)]

= 167.696 mm

사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 43.58) - 2.5 x 84.00 = 2199.24 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 43.58) = 1927.39 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1927.39 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1927.39 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1.803 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]

= 0.382 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]

= 229.235 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 0.38) - 2.5 x 64.00 = 275032.02 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 0.38) = 220153.61 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 220153.61 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 220153.61 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 387.832 x 1000000 / [4725.200 x (950.000 - 219.786/3)]

= 93.617 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4725.200)]
= 219.786 mm
사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 93.62) - 2.5 x 84.00 = 911.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 93.62) = 897.28 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 897.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 897.28 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3.185 x 1000000 / [3176.800 x (820.000 - 170.023/3)]
= 1.313 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3176.800)]
= 170.023 mm
사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 1.31) - 2.5 x 64.00 = 79781.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 1.31) = 63953.45 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 63953.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 63953.45 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2349.364 x 1000000 / [10950.000 x (1124.690 - 345.594/3)]
= 212.536 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1124.7/(7x10950.000)]
= 345.594 mm
사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 212.54) - 2.5 x 84.00 = 284.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 212.54) = 395.23 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 284.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.03 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1586.251 x 1000000 / [8380.400 x (995.815 - 288.145/3)]
= 210.367 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x995.8/(7x8380.400)]
= 288.145 mm
사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 104.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 210.37) - 2.5 x 64.00 = 339.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 210.37) = 399.30 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 339.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 339.13 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1984.149 x 1000000 / [10950.000 x (958.024 - 314.170/3)]
= 212.353 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x958.0/(7x10950.000)]

= 314.170 mm
사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 212.35) - 2.5 x 84.00 = 284.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 212.35) = 395.57 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 284.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.46 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1216.496 x 1000000 / [10950.000 x (958.024 - 314.170/3)]
= 130.195 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x958.0/(7x10950.000)]
= 314.170 mm
사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 130.20) - 2.5 x 84.00 = 596.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 130.20) = 645.19 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 596.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 596.48 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 484.379 x 1000000 / [7230.400 x (991.968 - 270.283/3)]
= 74.281 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7230.400/1000.0 + 7x7230.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x992.0/(7x7230.400)]
= 270.283 mm

사용철근량 = 7230.4 ㎟ (철근도심 : 108.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 ㎟)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 74.28) - 2.5 x 64.00 = 1253.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 74.28) = 1130.84 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1130.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1130.84 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1224.244 x 1000000 / [8380.400 x (975.815 - 284.746/3)]
= 165.835 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x975.8/(7x8380.400)]
= 284.746 mm
사용철근량 = 8380.4 ㎟ (철근도심 : 124.2 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 165.84) - 2.5 x 84.00 = 423.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 165.84) = 506.53 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 423.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 423.16 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 246.673 x 1000000 / [7230.400 x (991.968 - 270.283/3)]
= 37.828 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7230.400/1000.0 + 7x7230.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x992.0/(7x7230.400)]
= 270.283 mm
사용철근량 = 7230.4 ㎟ (철근도심 : 108.0 mm)

1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 37.83) - 2.5 x 64.00 = 2615.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 37.83) = 2220.58 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2220.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2220.58 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1813.267 x 1000000 / [10950.000 x (1124.690 - 345.594/3)]
= 164.038 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1124.7/(7x10950.000)]
= 345.594 mm
사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 164.04) - 2.5 x 84.00 = 430.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 164.04) = 512.08 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 430.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 430.10 mm) ∴ O.K

17) 중간슬래브 1경간(좌측)_좌측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 377.147 x 1000000 / [6353.600 x (986.667 - 255.095/3)]
= 65.835 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x986.7/(7x6353.600)]
= 255.095 mm
사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 65.84) - 2.5 x 64.00 = 1434.88 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 65.84) = 1275.91 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1275.91 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1275.91 mm) ∴ O.K

18) 중간슬래브 1경간(좌측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 424.011 x 1000000 / [4725.200 x (820.000 - 202.167/3)]

= 119.230 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4725.200)]

= 202.167 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 119.23) - 2.5 x 64.00 = 720.65 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 119.23) = 704.52 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 704.52 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 704.52 mm) ∴ O.K

19) 중간슬래브 1경간(중앙부)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 180.617 x 1000000 / [4725.200 x (820.000 - 202.167/3)]

= 50.789 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4725.200)]

= 202.167 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 50.79) - 2.5 x 64.00 = 1907.38 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 50.79) = 1653.91 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1653.91 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1653.91 mm) ∴ O.K

20) 중간슬래브 1경간(우측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 714.087 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]

= 151.147 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]

= 229.235 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 151.15) - 2.5 x 64.00 = 534.69 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 151.15) = 555.75 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 534.69 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 534.69 mm) ∴ O.K

21) 중간슬래브 1경간(우측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 531.832 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]

= 112.570 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]

= 229.235 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 112.57) - 2.5 x 64.00 = 772.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 112.57) = 746.20 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 746.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 746.20 mm) ∴ O.K

22) 중간슬래브 2경간(좌측)_좌측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 62.934 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]
= 13.321 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]
= 229.235 mm
사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 13.32) - 2.5 x 64.00 = 7722.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 13.32) = 6305.90 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 6305.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 6305.90 mm) ∴ O.K

23) 중간슬래브 2경간(좌측)우측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 167.862 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]
= 35.530 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]
= 229.235 mm
사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 35.53) - 2.5 x 64.00 = 2795.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 35.53) = 2364.17 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2364.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2364.17 mm) ∴ O.K

24) 중간슬래브 2경간(중앙부)_좌측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.218 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]
= 12.111 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]
= 229.235 mm
사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 12.11) - 2.5 x 64.00 = 8509.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 12.11) = 6935.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 6935.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 6935.88 mm) ∴ O.K

25) 중간슬래브 2경간(중앙부)우측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 248.388 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]
= 52.575 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]
= 229.235 mm
사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 52.57) - 2.5 x 64.00 = 1837.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 52.57) = 1597.72 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1597.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1597.72 mm) ∴ O.K

26) 중간슬래브 2경간(우측)_좌측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 445.840 x 1000000 / [6353.600 x (986.667 - 255.095/3)]
= 77.827 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x986.7/(7x6353.600)]
= 255.095 mm
사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 77.83) - 2.5 x 64.00 = 1189.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 77.83) = 1079.32 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1079.32 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1079.32 mm) ∴ O.K

27) 중간슬래브 2경간(우측)우측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 595.414 x 1000000 / [6353.600 x (820.000 - 229.235/3)]
= 126.028 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x6353.600)]
= 229.235 mm
사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 126.03) - 2.5 x 64.00 = 673.15 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 126.03) = 666.52 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 666.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 666.52 mm) ∴ O.K

28) 좌측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 636.898 x 1000000 / [5139.200 x (1127.733 - 251.137/3)]
= 118.704 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1127.7/(7x5139.200)]
= 251.137 mm
사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 118.70) - 2.5 x 85.50 = 670.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 118.70) = 707.64 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 670.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 670.80 mm) ∴ O.K

29) 좌측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1148.522 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 193.679 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm
사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 193.68) - 2.5 x 64.00 = 382.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 193.68) = 433.71 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 382.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 382.13 mm) ∴ O.K

30) 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 640.407 x 1000000 / [5746.400 x (1000.000 - 246.250/3)]
= 121.411 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x5746.400)]
= 246.250 mm
사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 121.41) - 2.5 x 84.00 = 654.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 121.41) = 691.87 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 654.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 654.83 mm) ∴ O.K

31) 좌측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2229.603 x 1000000 / [10950.000 x (1124.690 - 345.594/3)]
= 201.702 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1124.7/(7x10950.000)]
= 345.594 mm
사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 201.70) - 2.5 x 84.00 = 310.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 201.70) = 416.46 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 310.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 310.57 mm) ∴ O.K

32) 좌측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1672.397 x 1000000 / [7902.000 x (1090.798 - 296.442/3)]
= 213.353 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7902.000/1000.0 + 7x7902.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1090.8/(7x7902.000)]
= 296.442 mm
사용철근량 = 7902.0 mm² (철근도심 : 140.2 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 213.35) - 2.5 x 84.00 = 282.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 213.35) = 393.71 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 282.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.14 mm) ∴ O.K

33) 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정
fs = M / [As x (d - χ/3)] = 416.518 x 1000000 / [4118.000 x (1000.000 - 213.006/3)]
= 108.876 MPa
χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x4118.000)]
= 213.006 mm
사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격
Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 108.88) - 2.5 x 85.50 = 750.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 108.88) = 771.52 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 750.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 750.65 mm) ∴ O.K

34) 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 373.942 x 1000000 / [4053.600 x (1020.000 - 213.886/3)]
= 97.237 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x4053.600)]
= 213.886 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 97.24) - 2.5 x 67.50 = 911.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 97.24) = 863.87 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 863.87 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 863.87 mm) ∴ O.K

35) 좌측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 900.119 x 1000000 / [4053.600 x (1020.000 - 213.886/3)]
= 234.061 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x4053.600)]
= 213.886 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 234.06) - 2.5 x 67.50 = 279.85 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 234.06) = 358.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 279.85 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.85 mm) ∴ O.K

36) 우측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 440.334 x 1000000 / [6353.600 x (1016.433 - 259.482/3)]
= 74.526 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1016.4/(7x6353.600)]
= 259.482 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 74.53) - 2.5 x 84.00 = 1198.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 74.53) = 1127.12 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1127.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1127.12 mm) ∴ O.K

37) 우측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1092.733 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 184.271 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 184.27) - 2.5 x 64.00 = 409.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 184.27) = 455.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 409.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 409.81 mm) ∴ O.K

38) 우측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 256.082 x 1000000 / [6353.600 x (1000.000 - 257.068/3)]
= 44.082 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x6353.600)]
= 257.068 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 44.08) - 2.5 x 84.00 = 2171.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 44.08) = 1905.52 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1905.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1905.52 mm) ∴ O.K

39) 우측벽체 1층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 73.725 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 12.433 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 12.43) - 2.5 x 64.00 = 8285.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 12.43) = 6756.45 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 6756.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 6756.45 mm) ∴ O.K

40) 우측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1512.263 x 1000000 / [10950.000 x (1124.690 - 345.594/3)]
= 136.808 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1124.7/(7x10950.000)]
= 345.594 mm

사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 142.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 136.81) - 2.5 x 84.00 = 557.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 136.81) = 614.00 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 557.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 557.50 mm) ∴ O.K

41) 우측벽체 1층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 15.048 x 1000000 / [6353.600 x (1020.000 - 260.004/3)]
= 2.538 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x6353.600)]
= 260.004 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 2.54) - 2.5 x 64.00 = 41218.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 2.54) = 33102.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 33102.85 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 33102.85 mm) ∴ O.K

42) 우측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 311.724 x 1000000 / [4725.200 x (1026.333 - 229.581/3)]
= 69.457 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1026.3/(7x4725.200)]
= 229.581 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 69.46) - 2.5 x 84.00 = 1301.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 69.46) = 1209.38 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1209.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1209.38 mm) ∴ O.K

43) 우측벽체 2층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3.447 x 1000000 / [3096.800 x (1020.000 - 189.728/3)]
= 1.163 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x3096.800)]
= 189.728 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 1.16) - 2.5 x 69.00 = 90083.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 1.16) = 72204.70 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 72204.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 72204.70 mm) ∴ O.K

44) 우측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 78.049 x 1000000 / [4725.200 x (1000.000 - 226.244/3)]
= 17.865 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x4725.200)]
= 226.244 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 17.86) - 2.5 x 84.00 = 5667.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 17.86) = 4701.99 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 4701.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4701.99 mm) ∴ O.K

45) 우측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 507.539 x 1000000 / [3096.800 x (1020.000 - 189.728/3)]
= 171.299 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x3096.800)]
= 189.728 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 171.30) - 2.5 x 69.00 = 440.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 171.30) = 490.37 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 440.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 440.46 mm) ∴ O.K

46) 우측벽체 2층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 87.643 x 1000000 / [4725.200 x (1166.667 - 246.695/3)]
= 17.104 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4725.200)]
= 246.695 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 17.10) - 2.5 x 84.00 = 5928.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 17.10) = 4911.17 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 4911.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4911.17 mm) ∴ O.K

47) 우측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 694.810 x 1000000 / [3096.800 x (1020.000 - 189.728/3)]
= 234.505 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x3096.800)]
= 189.728 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 22/2 = 69.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 234.50) - 2.5 x 69.00 = 275.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 234.50) = 358.20 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 275.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 275.25 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여
간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.500 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.90 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.500 / 28

T = 0.375 m < 0.900 m ----------> O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	16.800	×	1.100	×	25.000			=	462.000	kN/m
- 중간슬래브	:	16.800	×	1.100	×	25.000			=	462.000	kN/m
- 하부슬래브	:	16.800	×	1.300	×	25.000			=	546.000	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	7.840	×	25.000	×	2	=	509.600	kN/m
	:	1.300	×	5.578	×	25.000	×	2	=	362.570	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.040	×	23.000			=	6.440	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	16.800	×	1.000	×	19.000			=	319.200	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	16.800	×	4.912	×	10.000			=	825.216	kN/m
- 수직수압	:	16.800	×	4.912	×	10.000			=	825.216	kN/m
							∴ Σ		=	4324.492	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 4.912 \times 19.000 + 4.912^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 77.878$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 77.878 = 81.335 kN/m

(3) 저항력

R = 4324.492 + 81.335 = 4405.827 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 16.800 × 15.152 × 10.000

= 2545.536 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 4405.827 / 2545.536

= 1.731 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	16.800	×	1.100	×	25.000			=	462.000	kN/m
- 중간슬래브	:	16.800	×	1.100	×	25.000			=	462.000	kN/m
- 하부슬래브	:	16.800	×	1.300	×	25.000			=	546.000	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	7.840	×	25.000	×	2	=	509.600	kN/m
	:	1.300	×	5.578	×	25.000	×	2	=	362.570	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.000	×	0.040	×	23.000			=	6.440	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	16.800	×	15.800	×	19.000			=	5043.360	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	16.800	×	-9.888	×	10.000			=	-1661.184	kN/m
- 수직수압	:	16.800	×	-9.888	×	10.000			=	-1661.184	kN/m
							∴ Σ		=	4075.852	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 863.185$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times -9.888 \times 19.000 + -9.888^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -902.470$ kN/m

∴ Σ = 863.185 + -902.470 = -39.285 kN/m

(3) 저항력

R = 4075.852 + -39.285 = 4036.567 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 16.800 × 0.352 × 10.000

= 59.136 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 4036.567 / 59.136

= 68.259 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{546.000}{16.800 \times 10.000 \times 1.100} = 2.955 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.955 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1055.600}{16.800 \times 10.000 \times 1.100} = 5.712 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 5.712 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{914.820}{16.800 \times 10.000 \times 1.100} = 4.950 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.950 m 이하유지

- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1886.420}{16.800 \times 10.000 \times 1.100} = 10.208 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 10.208 m 이하유지

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

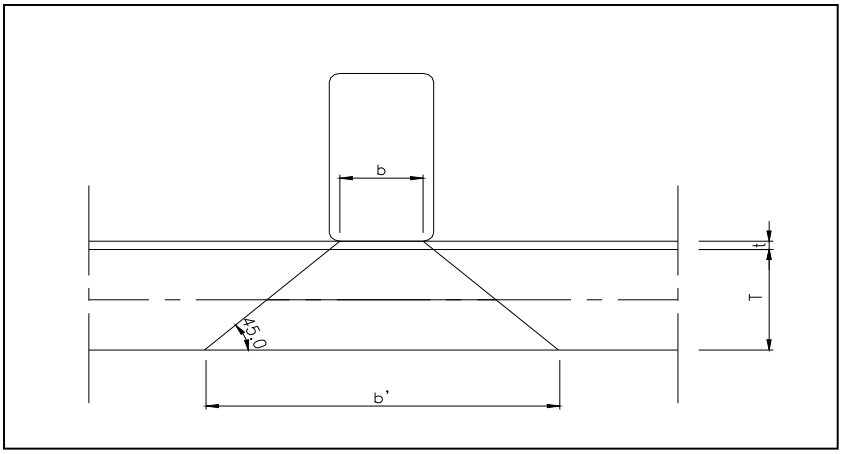
1) 고정하중

- 구체자중 = 1752.811 / 16.200 = 108.198 kN/m²
- 상부연직하중 = 114.328 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 10.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

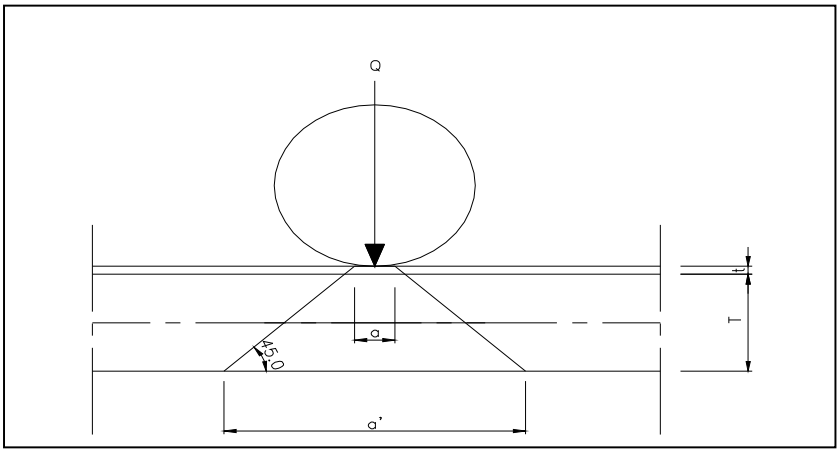


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1100 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.100 + 0.040) × cot 45°

= 2.780 m



a' = 0.200 + 2 × (1.100 + 0.040) × cot 45°

= 2.480 m

Qz = 96.0 / (2.780 × 2.480)= 13.924 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 108.20 + 114.33 + 25.00 + 0.92 + 13.92

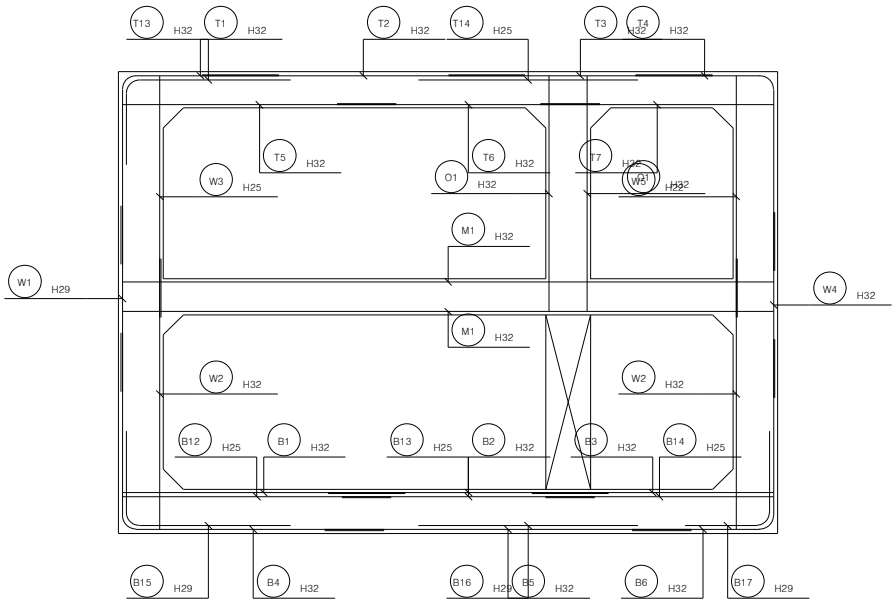
= 262.371 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

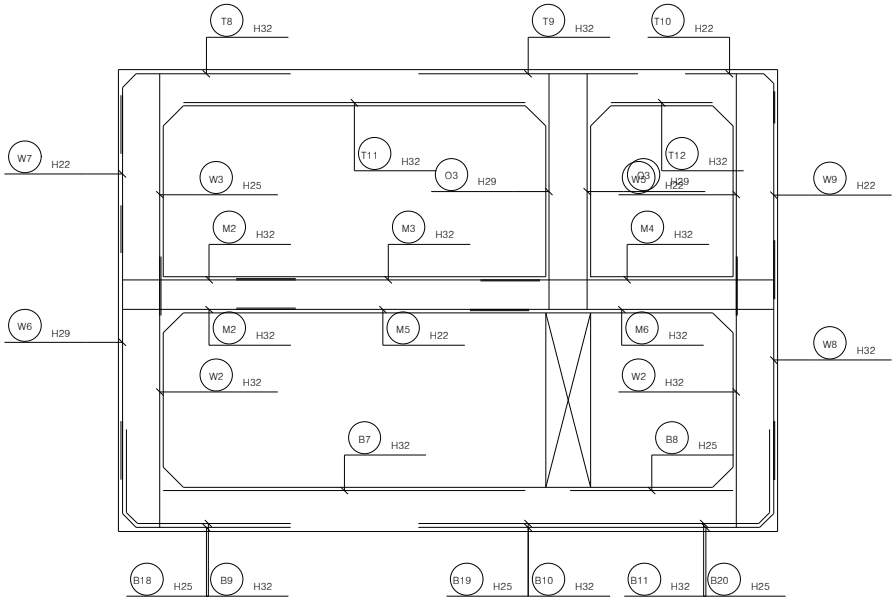
Qa = 739.33 kN/m² ≥ Qmax = 262.371 kN/m² ..... O.K

21. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)



▣ 해석결과요약

■ 단면 휨 설계

단면위치	깊이 H(mm)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
(1)펌프실 수직지점부(상단)	1267	H16@300 + H16@300	199.637	519.994	2.61	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	1100	H16@300 + H16@300	100.156	453.969	4.53	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	1100	H16@300 + H16@300	237.995	444.966	1.87	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	1100	H16@300 + H16@300	110.141	453.969	4.12	O.K
(5)펌프실 수평지점부	1100	H16@300 + H16@300	233.674	444.966	1.90	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	1267	H25@300 + H25@300	783.584	1306.134	1.67	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	1100	H19@300 + H19@300	410.465	651.579	1.59	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	1267	H25@300 + H25@300	839.980	1306.134	1.56	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	1100	H16@300 + H16@300	153.664	453.969	2.95	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	1100	H22@300 + H22@300	522.465	857.694	1.64	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단	1267	H25@300 + H25@300	783.584	1306.134	1.67	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	1100	H19@300 + H19@300	410.475	651.579	1.59	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단	1267	H25@300 + H25@300	839.980	1306.134	1.56	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	1100	H16@300 + H16@300	153.591	453.969	2.96	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	1100	H22@300 + H22@300	521.754	857.694	1.64	O.K

■ 사용성 검토

구 분	사용모멘트	사용철근량	필요간격	평균배근간격	비 고
(1)펌프실 수직지점부(상단)	145.428	H16@300 + H16@300	573.701	150.000	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	73.256	H16@300 + H16@300	1112.631	150.000	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	174.299	H16@300 + H16@300	342.947	150.000	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	80.473	H16@300 + H16@300	1012.847	150.000	O.K
(5)펌프실 수평지점부	170.728	H16@300 + H16@300	354.934	150.000	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	578.624	H25@300 + H25@300	285.398	150.000	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	303.325	H19@300 + H19@300	304.382	150.000	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	621.058	H25@300 + H25@300	250.986	150.000	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	113.551	H16@300 + H16@300	717.125	150.000	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	386.081	H22@300 + H22@300	273.605	150.000	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단	578.624	H25@300 + H25@300	285.398	150.000	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	303.332	H19@300 + H19@300	304.371	150.000	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단	621.058	H25@300 + H25@300	250.986	150.000	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	113.497	H16@300 + H16@300	717.551	150.000	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	385.556	H22@300 + H22@300	274.280	150.000	O.K

■ 전단철근 검토

구 분	ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
	kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
(1)펌프실 수직지점부(상단)	649.5	259.6	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	662.5	100.6	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	649.5	354.0	1072.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	662.5	155.6	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(5)펌프실 수평지점부	649.5	330.0	1072.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	649.5	741.7	1072.70	1.67	46.11	H13	150	211.59	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	662.5	262.7	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	649.5	842.2	1072.70	1.67	96.33	H13	150	211.59	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	662.5	188.4	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	649.5	614.1	1072.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)	649.5	741.8	1072.70	1.67	46.12	H13	150	211.59	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	662.5	262.7	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)	649.5	842.2	1072.70	1.67	96.34	H13	150	211.59	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	662.5	205.1	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	649.5	620.2	1072.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K

1. 설계조건

가. 형식 : 지중 2 련 집수정 마감벽

나. 설 계 하 중

1) 사 하 중
① 콘크리트자중 : 25.00 kN/㎥
② 노면포장하중 : 23.00 kN/㎥
③ 보호몰탈 : 21.50 kN/㎥
④ 지 하 수 : 10.00 kN/㎥

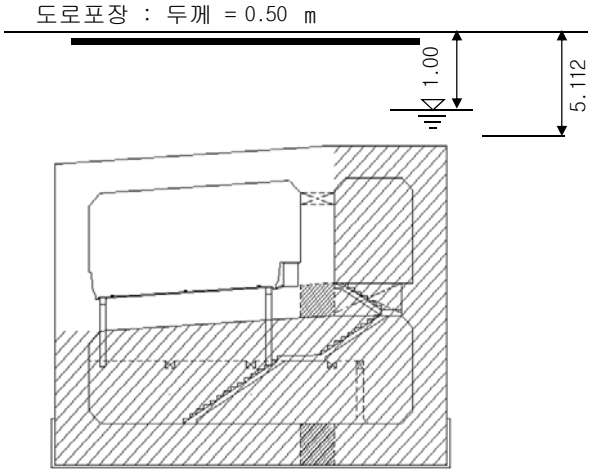
2) 활 하 중 :
① 노 면 활하중 : DB-24

3) 토 사
① 흙의 습윤 단위중량 : γt = 19.0 kN/m³
② 흙의 수중 단위중량 : γsub = 10.0 kN/m³
④ 흙의 내부 마찰각 : Φ = 30°
⑤ 흙의 정지 토압계수 : Ko = 1-SINΦ 0.500

다. 사용재료
1) 콘크리트
① fck = 27 MPa
② E = 27,783 MPa
③ G = 1.00E+04 MPa
④ U = 0.167 (Poisson's ratio)

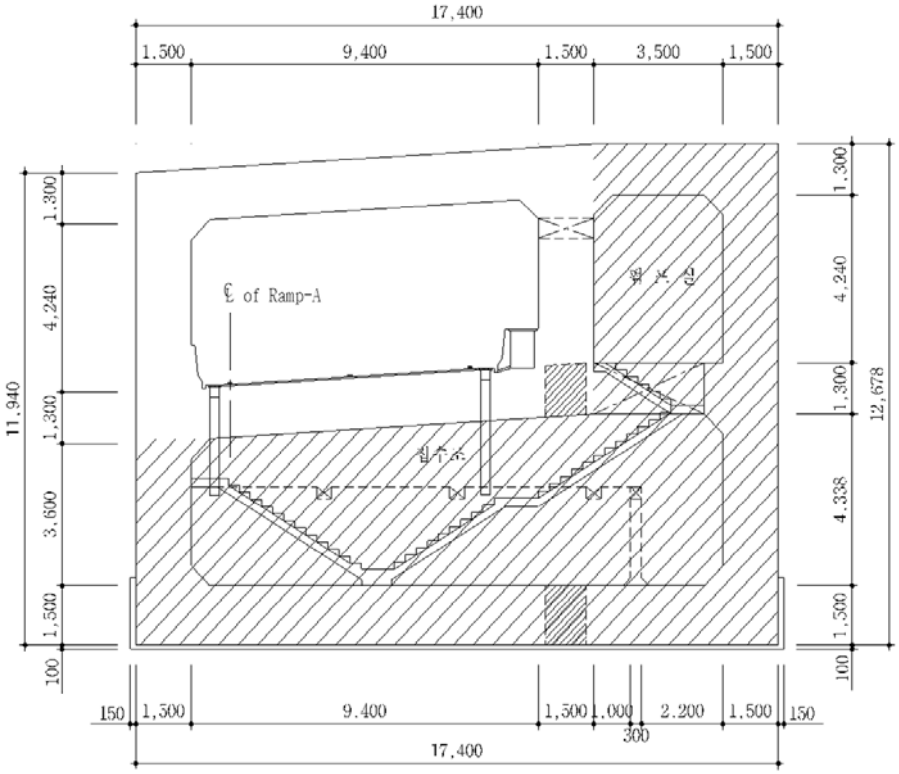
2) 철 근
① 항 복 응 력 fy = 400 MPa
② 탄 성 계 수 Es = 200000 MPa

라. 단면현황

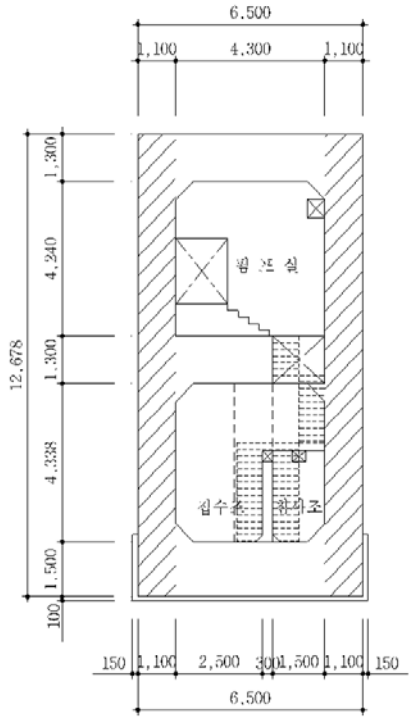


2. 단면가정

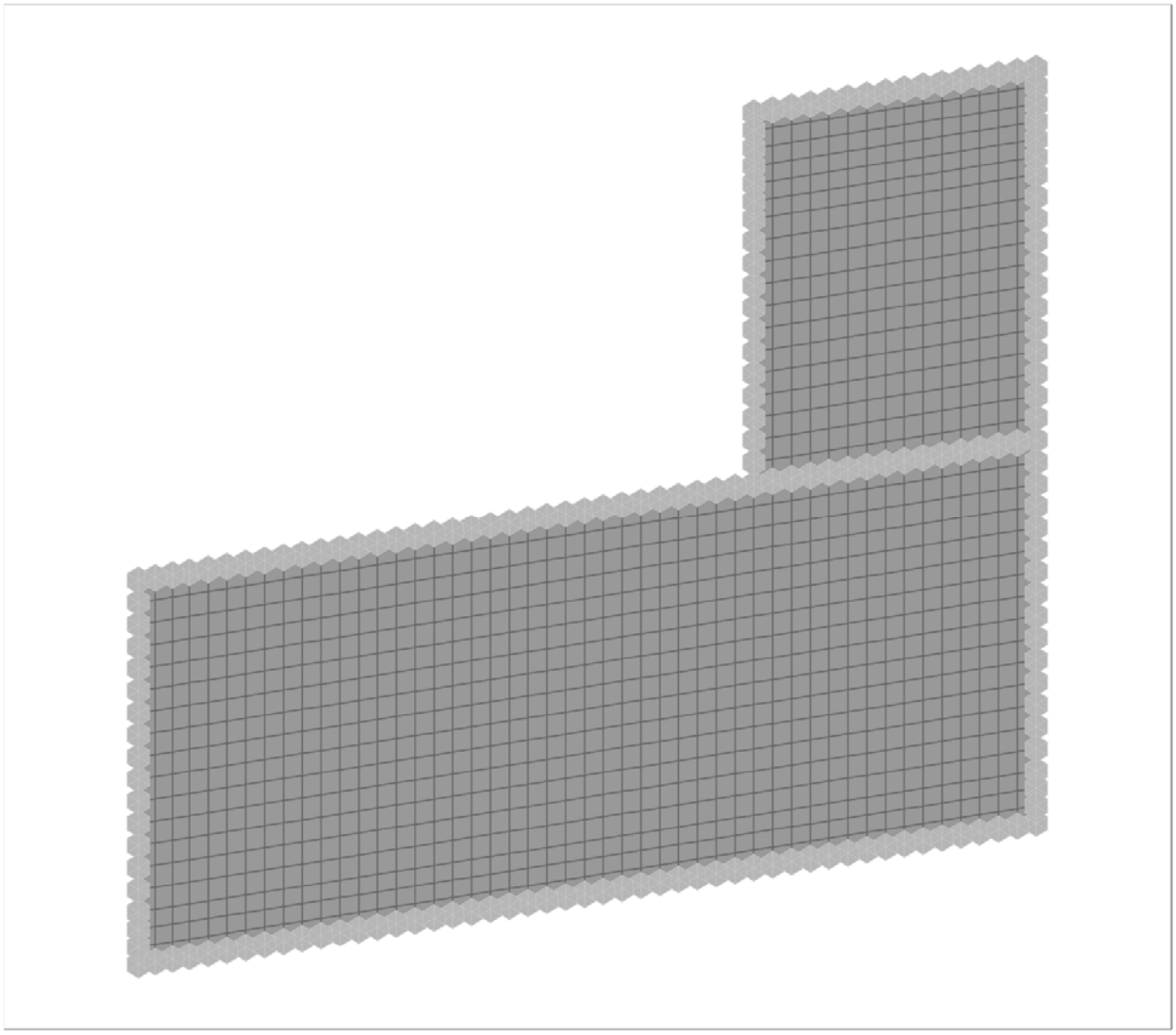
단 면 A-A



단 면 E-E



3. Modeling



o INPUT DATA

1) 부 재 종 류 (단위 : m)

※부재 접합부의 강역 :미고려 헌치부의 두께 :미고려

부재번호	B	H	단면2차모멘트	해당부재	비 고
1	1.000	1.100	0.110917	1~1056	

4. 하중산정

4.1 활하중

적용토피= 5.112 m 일 때 W_L = 15.000 kN/m^2

<도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중 (kN/m^2)	토피(m)	활하중 (kN/m^2)
1.0	51.0	5.0	15.0
1.5	39.0	6.0	15.0
2.0	21.0	7.0	15.0
2.5	17.0	8.0	12.0
3.0	15.0	9.0	11.0
4.0	15.0	10.0이상	10.0

4.1.1 활하중에 의한 측압 ------- CASE 1

(1) 정지토압계수

되메움토 : $K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

(2) 활하중에 의한 횡토압

되메움토 : L_h = 15.000 × (1 - n ϕ) = 7.500 kN/m^2

4.2 토압

4.2.1 측면방향 토압

(1) 지하수가 없을경우 ------- CASE 2

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 56.401 kN/m^2

Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 164.196 kN/m^2

(2) 지하수가 있을경우 ------- CASE 3

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 33.643 kN/m^2

Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 87.541 kN/m^2

4.3 수압

4.3.1 수압

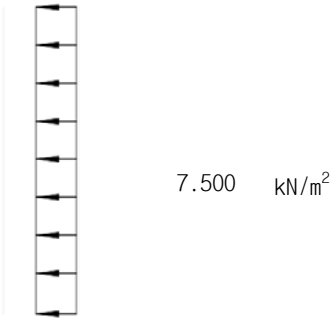
------- CASE 4

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 47.620 kN/m^2

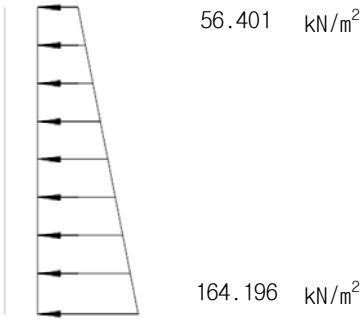
Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 160.400 kN/m^2

5. 하중 재하도

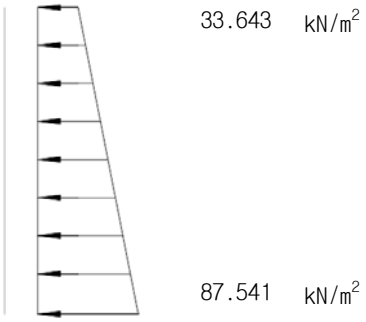
1) CASE 01 : 활하중



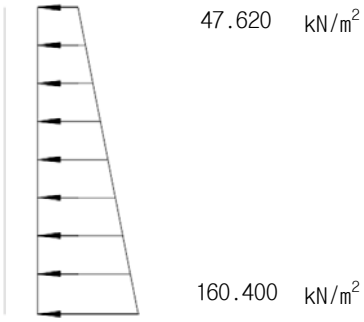
2) CASE 02 : 토압(지하수 무)



3) CASE 03 : 토압(지하수 유)



4) CASE 04 : 수압



6. 하중계수 및 하중조합

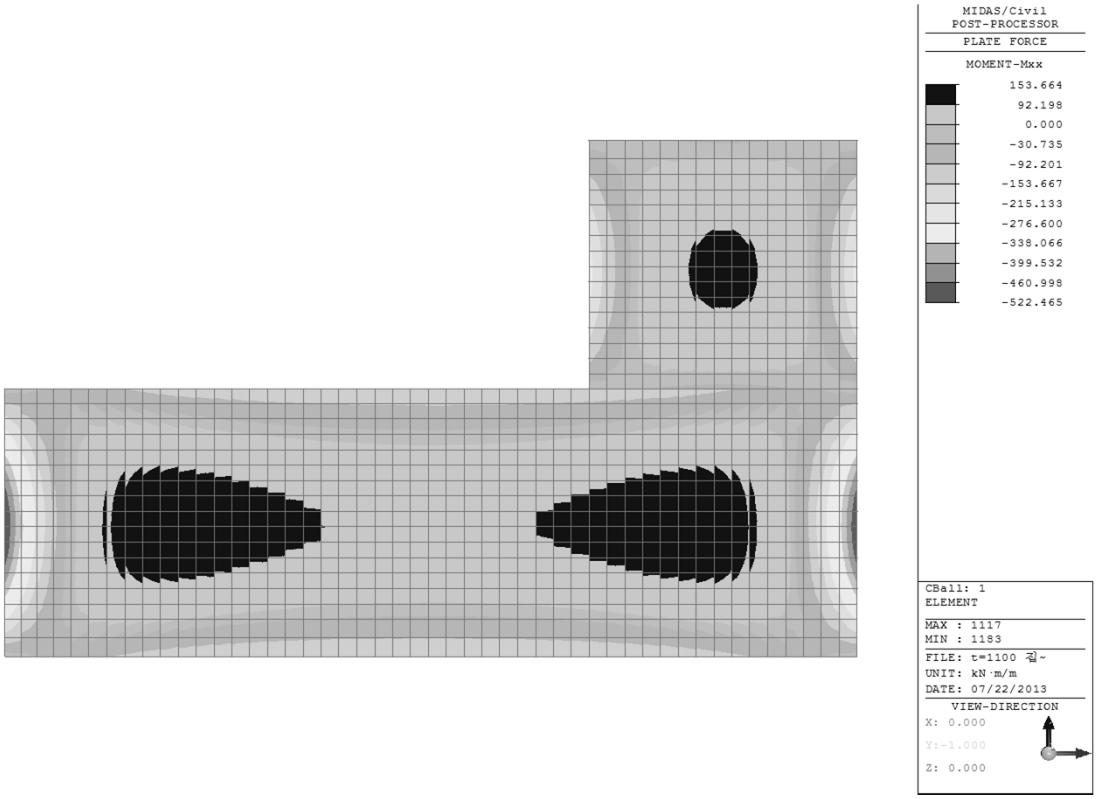
구분	하중 조합	활하중에 의한 측압	토압		수압
			지하수무	지하수유	
		LC1	LC2	LC3	LC4
계수하중	COMB1	1.60	1.60		
	COMB2	1.60		1.60	1.60
사용하중	COMB3	1.00	1.00		
	COMB4	1.00		1.00	1.00

7. 해석 결과

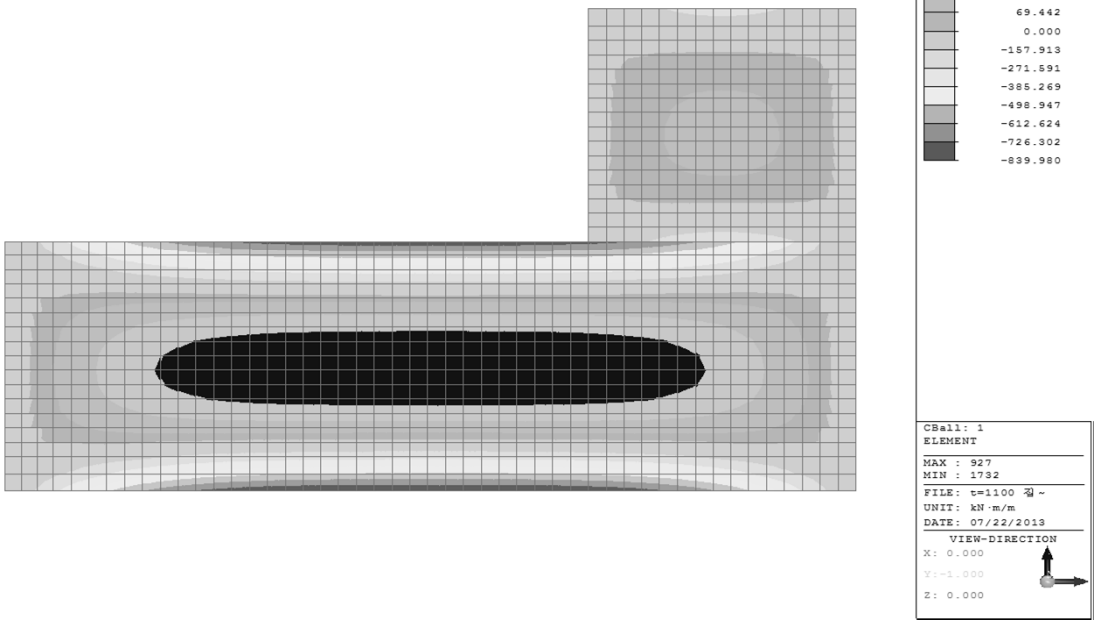
가. 극한하중(상시)

- BMD (KN.m)

Mxx

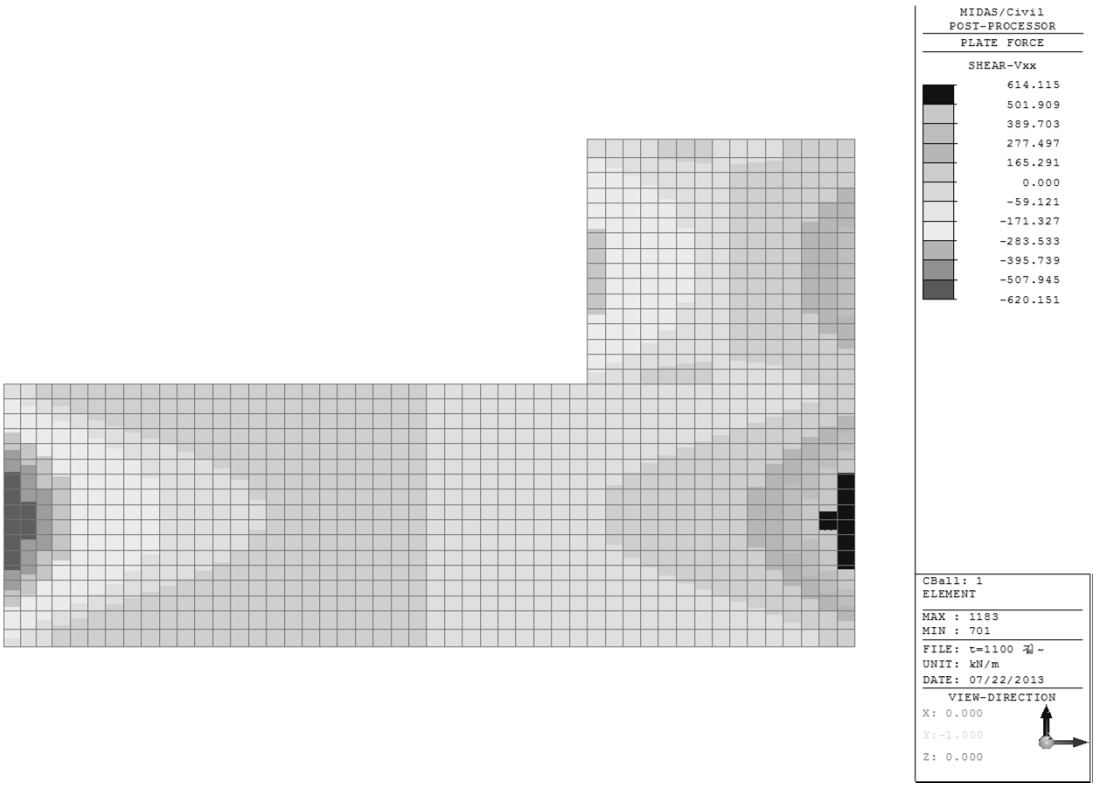


Myy

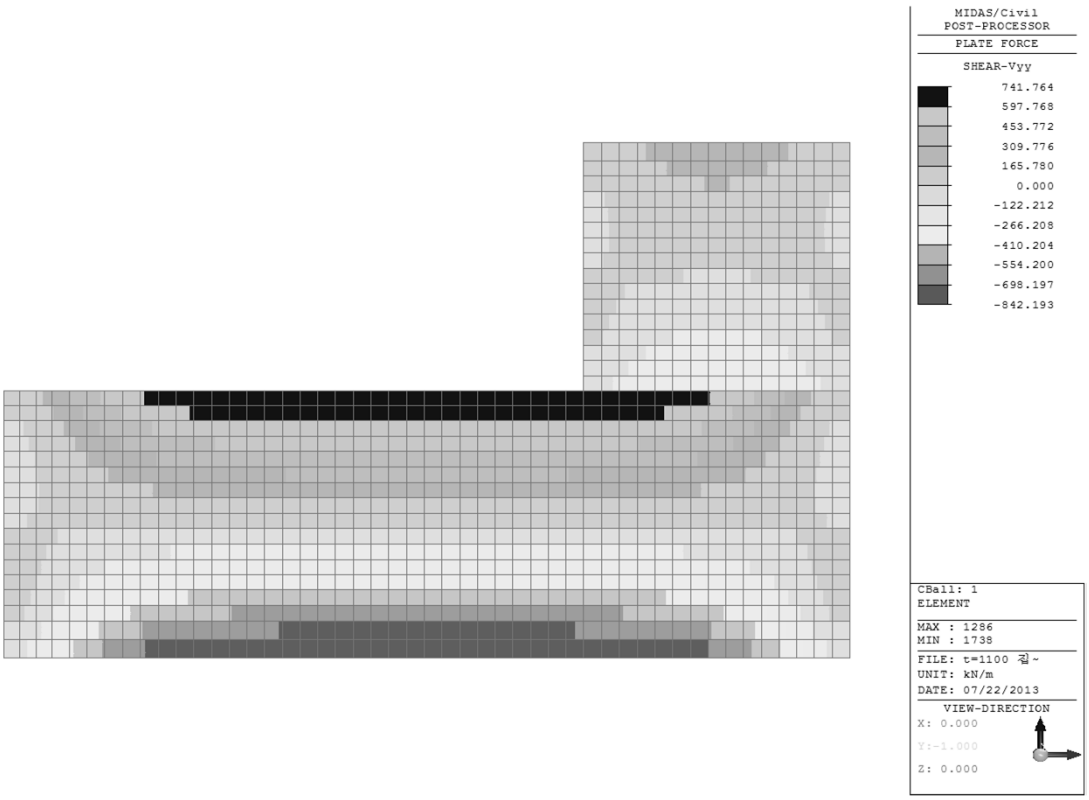


- SFD (KN)

Vxx



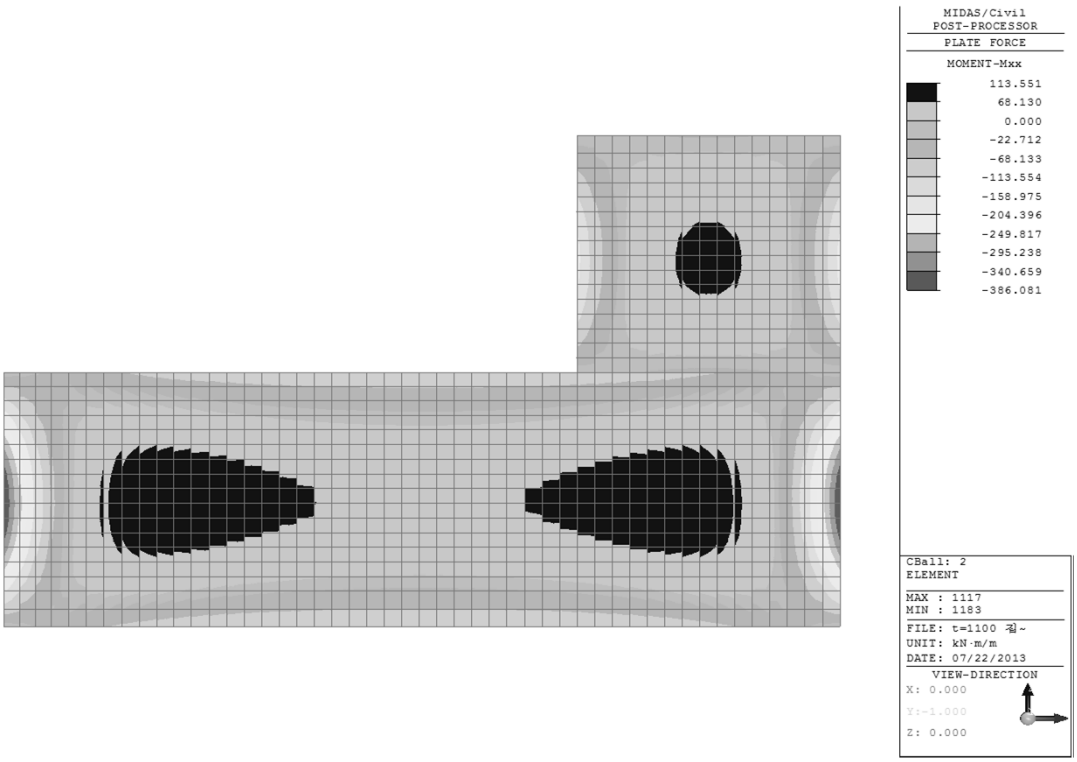
Vyy



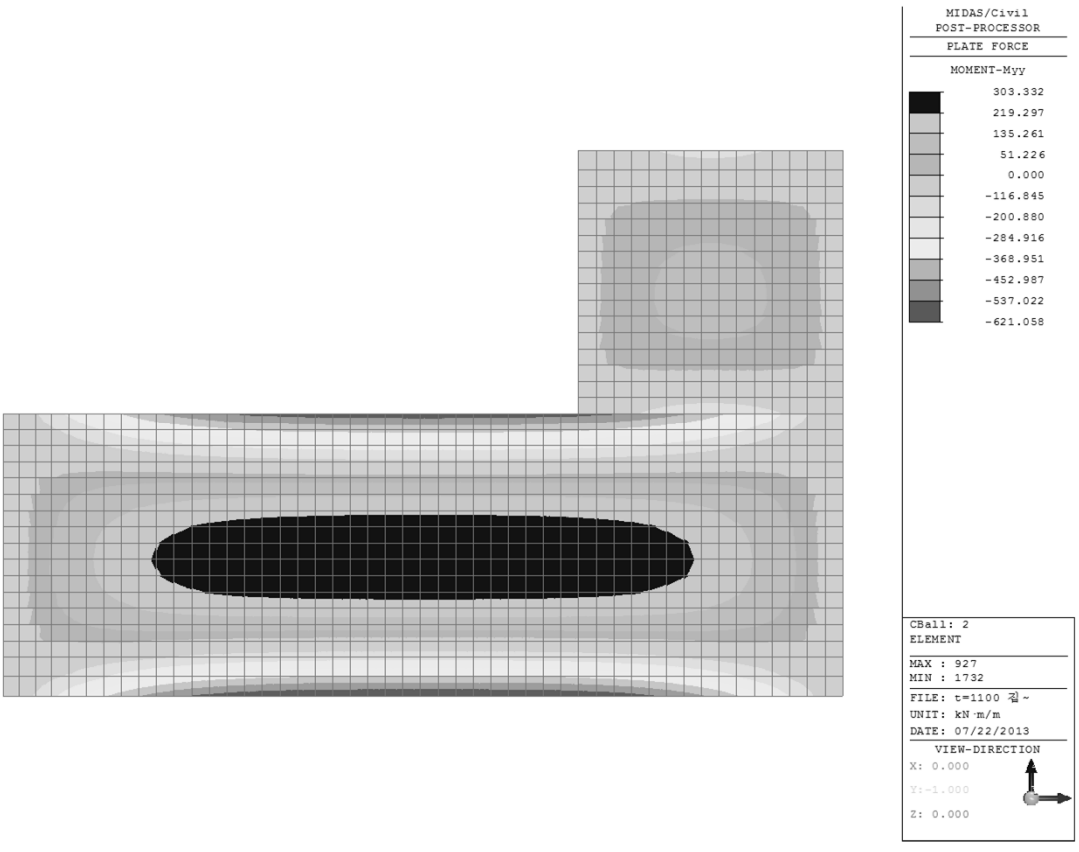
나. 사용하중

- BMD (KN.m)

Mxx



Myy



8. 단면력 정리

※부재 접합부의 강역 : 미고려, 헌치부의 두께 : 미고려에 의한 모멘트값 적용 (단위 : kN, m)

구 분		극한하중	전단력	사용하중	비 고
펌프실	수직지점부(상단)	199.637	259.639	145.428	
	수직중앙부	100.156	100.560	73.256	
	수직지점부(하단)	237.995	354.032	174.299	
	수평중앙부	110.141	155.611	80.473	
	수평지점부	233.674	329.988	170.728	
집수조 우측	수직지점부(상단)	783.584	741.742	578.624	
	수직중앙부	410.465	262.686	303.325	
	수직지점부(하단)	839.980	842.179	621.058	
	수평중앙부	153.664	188.401	113.551	
	수평지점부	522.465	614.115	386.081	
집수조 좌측	수직지점부(상단)	783.584	741.764	578.624	
	수직중앙부	410.475	262.683	303.332	
	수직지점부(하단)	839.980	842.193	621.058	
	수평중앙부	153.591	205.072	113.497	
	수평지점부	521.754	620.151	385.556	

9. 단면 검토

(1)펌프실 수직지점부(상단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	199.64	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	259.64	kN
단면높이	= 1266.7	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

$c = As \cdot fy/(\alpha \cdot fck \cdot b)$ = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$\varepsilon t = \varepsilon c(d/c-1)$ 에서

$= 0.003 \cdot (d/c-1)$ = 0.003X(1166.67/27.1-1) = 0.1262

∴ $\varepsilon t \geq 0.005$ 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 505.19 ㎟ [p = 0.00038]

(4/3)필요량 = 505.19 X 4 / 3 = 673.59 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00113]

철근량검토 : 673.59 < 1324.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 519.994 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 519.994 / 199.637 = 2.6 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck ·B ·D = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck ·B ·D = 3247.595 kN

∴ 259.639 < 649.519 / 2 = 324.76 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00113 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0079 + 0.0079^2\ ]} = 0.118$

$j = 1 - k/3 = 1 - 0.12/3 = 0.961$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 97.969$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 15.9/2 = 92$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375\ (210 / fst) - 2.5\ Cc = 574$ mm

$s_2 = 300\ (210 / fst) = 643$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(2)펌프실 수직중앙부

fck =	27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy =	400.0	MPa	설계모멘트 =	100.16	kN·m
단 면 폭 =	1000.0	mm	설계전단력 =	100.56	kN
단면높이 =	1100.0	mm	φf =	0.85	
d' =	80.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1020/27.1-1) = 0.1099

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 289.52 ㎟ [p = 0.00028]

(4/3)필요량 = 289.52 X 4 / 3 = 386.03 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00130]

철근량검토 : 386.03 < 1324.00 < 21318.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 453.969 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 453.969 / 100.156 = 4.53 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3312.547 kN

∴ 100.56 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00130 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0091 + 0.0091^2\ ]} = 0.126$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 56.623$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 15.9 / 2 = 72$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc = 1211$ mm

$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ ) = 1113$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(3)펌프실 수직지점부(하단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	238.00	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	354.03	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1000/27.1-1) = 0.1077

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 704.31 ㎟ [p = 0.00070]

(4/3)필요량 = 704.31 X 4 / 3 = 939.08 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1000 = 3500.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1000 = 20900.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00132]

철근량검토 : 939.08 < 1324.00 < 20900.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 444.966 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 444.966 / 237.995 = 1.87 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3247.595 kN

∴ 354.032 ≤ 649.519 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 131.25 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1072.7 / 354.032 = 3.03 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00132 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0093 + 0.0093^2\ ]} = 0.127$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 137.417$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 15.9 / 2 = 92$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc = 343$ mm

$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ ) = 458$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(4)펌프실 수평중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 80.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 110.14 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 155.61 kN
단면높이 = 1100.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75

c = As·fy/(α·fck·b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1020/27.1-1) = 0.1099

∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 318.46 ㎟ [p = 0.00031]

(4/3)필요량 = 318.46 X 4 / 3 = 424.61 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00130]

철근량검토 : 424.61 < 1324.00 < 21318.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 453.969 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 453.969 / 110.141 = 4.12 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3312.547 kN

∴ 155.611 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00130 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0091 + 0.0091^2\ ]} = 0.126$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 62.201$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 15.9 / 2 = 72$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc = 1086$ mm

$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ ) = 1013$ mm

s_1, s_2 > s = 150.0 mm ∴ O.K

(5)펌프실 수평지점부

fck = 27.0 MPa 측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa 설계모멘트 = 233.67 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm 설계전단력 = 329.99 kN
단면높이 = 1100.0 mm φf = 0.85
d' = 100.0 mm φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 27.1 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1000/27.1-1) = 0.1077
∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 691.44 ㎟ [p = 0.00069]

(4/3)필요량 = 691.44 X 4 / 3 = 921.92 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1000 = 3500.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1000 = 20900.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00132]

철근량검토 : 921.92 < 1324.00 < 20900.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 444.966 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 444.966 / 233.674 = 1.9 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3247.595 kN

∴ 329.988 ≤ 649.519 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 131.25 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1072.7 / 329.988 = 3.25 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00132 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0093 + 0.0093^2\ ]} = 0.127$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 134.602$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 15.9 / 2 = 92$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\ Cc = 355$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 468$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(6)집수조 우측 수직지점부(상단)

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 783.58 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 741.74 kN
단면높이 = 1266.7 mm　　φf = 0.85
d' = 100.0 mm　　φs = 0.75

c = As·fy/(α·fck·b) = (3378X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 69.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1166.67/69.3-1) = 0.0475
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2005.46 ㎟ [p = 0.00150]

(4/3)필요량 = 2005.46 X 4 / 3 = 2673.95 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 300 + H 25 @ 300 = 3378.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3378.00 ㎟ [p = 0.00290]

철근량검토 : 2673.95 < 3378.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.134 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.134 / 783.584 = 1.67 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3247.595 kN

∴ 741.742 > 649.519 : 전단철근 필요

Vs = 741.742 - 649.519 = 92.223 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1000 = 1732.051 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 46.11 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1072.7 / 741.742 = 1.45 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00290 + √ [2 × 0.0203 + 0.0203 ^{2}] = 0.182
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.939
fs = M / [As · d · j] = 156.359 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 285 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 403 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(7)집수조 우측 수직중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 80.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 410.47 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 262.69 kN
단면높이 = 1100.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (1910X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 39.2 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1020/39.2-1) = 0.0751
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1195.80 ㎟ [p = 0.00117]

(4/3)필요량 = 1195.8 X 4 / 3 = 1594.4 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 19 @ 300 + H 19 @ 300 = 1910.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1910.00 ㎟ [p = 0.00187]

철근량검토 : 1594.40 < 1910.00 < 21318.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 651.579 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 651.579 / 410.465 = 1.59 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3312.547 kN

∴ 262.6863 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00187 + \sqrt{[\,2 \times 0.0131 + 0.0131^2\,]} = 0.149$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.15 / 3 = 0.95$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 163.889$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 19.1 / 2 = 70$ mm (여기서, d_b = 19)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 304$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 384$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(8)집수조 우측 수직지점부(하단)

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 839.98 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 842.18 kN
단면높이 = 1266.7 mm　　φf = 0.85
d' = 100.0 mm　　φs = 0.75

c = As·fy/(α·fck·b) = (3378X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 69.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1166.67/69.3-1) = 0.0475

∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2152.19 ㎟ [p = 0.00161]

(4/3)필요량 = 2152.19 X 4 / 3 = 2869.59 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 300 + H 25 @ 300 = 3378.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3378.00 ㎟ [p = 0.00290]

철근량검토 : 2869.59 < 3378.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.134 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.134 / 839.98 = 1.55 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3247.595 kN

∴ 842.179 > 649.519 : 전단철근 필요

Vs = 842.179 - 649.519 = 192.66 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1000 = 1732.051 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 96.33 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1072.7 / 842.179 = 1.27 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00290 + √ [2 × 0.0203 + 0.0203 ^{2}] = 0.182
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.939
fs = M / [As · d · j] = 167.826 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 251 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 375 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(9)집수조 우측 수평중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 80.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 153.66 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 188.40 kN
단면높이 = 1100.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 27.1 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1020/27.1-1) = 0.1099
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 444.78 ㎟ [p = 0.00044]

(4/3)필요량 = 444.78 X 4 / 3 = 593.04 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00130]

철근량검토 : 593.04 < 1324.00 < 21318.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 453.969 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 453.969 / 153.664 = 2.95 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3312.547 kN

∴ 188.401 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00130 + \sqrt{[\,2 \times 0.0091 + 0.0091^2\,]} = 0.126$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 87.768$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 15.9 / 2 = 72$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375\,(210 / fst) - 2.5\,Cc = 717$ mm

$s_2 = 300\,(210 / fst) = 718$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(10)집수조 우측 수평지점부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 522.47	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 614.12	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (2580.66666666667X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 52.9 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1000/52.9-1) = 0.0537

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1557.81 ㎟ [p = 0.00156]

(4/3)필요량 = 1557.81 X 4 / 3 = 2077.08 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1000 = 3500.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1000 = 20900.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 22 @ 300 + H 22 @ 300 = 2580.7 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 2580.67 ㎟ [p = 0.00258]

철근량검토 : 2077.08 < 2580.67 < 20900.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 857.694 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 857.694 / 522.465 = 1.64 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3247.595 kN

∴ 614.115 ≤ 649.519 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 131.25 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1072.7 / 614.115 = 1.75 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00258 + √ [2 × 0.0181 + 0.0181 ^{2}] = 0.173
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.17 / 3 = 0.942
fs = M / [As · d · j] = 158.816 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 22.2 / 2 = 89 mm (여기서, d_b = 22)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 274 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 397 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	783.58	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	741.76	kN
단면높이	= 1266.7	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (3378X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 69.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1166.67/69.3-1) = 0.0475

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2005.46 ㎟ [p = 0.00150]

(4/3)필요량 = 2005.46 X 4 / 3 = 2673.95 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 300 + H 25 @ 300 = 3378.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3378.00 ㎟ [p = 0.00290]

철근량검토 : 2673.95 < 3378.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.134 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.134 / 783.584 = 1.67 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 741.764 > 649.519 : 전단철근 필요

Vs = 741.764 - 649.519 = 92.245 Kn
$1/3 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 1/3X√27X1000X1000 = 1732.051 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 46.12 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ ϕVn / Vu = 1072.7 / 741.764 = 1.45 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
$= -7 \times 0.00290 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0203 + 0.0203^2\ ]} = 0.182$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.939$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 156.359 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\ Cc$ = 285 mm
$s_2 = 300 (210 / fst)$ = 403 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(12)집수조 좌측 수직중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 80.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 410.48 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 262.68 kN
단면높이 = 1100.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75

c = As·fy/(α·fck·b) = (1910X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 39.2 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1020/39.2-1) = 0.0751

∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1195.82 ㎟ [p = 0.00117]

(4/3)필요량 = 1195.82 X 4 / 3 = 1594.43 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 19 @ 300 + H 19 @ 300 = 1910.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1910.00 ㎟ [p = 0.00187]

철근량검토 : 1594.43 < 1910.00 < 21318.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 651.579 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 651.579 / 410.475 = 1.59 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3312.547 kN

∴ 262.683 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00187 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0131 + 0.0131^2\ ]} = 0.149$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.15 / 3 = 0.95$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 163.893$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 19.1 / 2 = 70$ mm (여기서, d_b = 19)

$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc = 304$ mm

$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ ) = 384$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	839.98	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	842.19	kN
단면높이	= 1266.7	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (3378X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 69.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1166.67/69.3-1) = 0.0475

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2152.19 ㎟ [p = 0.00161]

(4/3)필요량 = 2152.19 X 4 / 3 = 2869.59 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 300 + H 25 @ 300 = 3378.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3378.00 ㎟ [p = 0.00290]

철근량검토 : 2869.59 < 3378.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.134 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.134 / 839.98 = 1.55 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3247.595 kN

∴ 842.193 > 649.519 : 전단철근 필요

Vs = 842.193 - 649.519 = 192.674 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1000 = 1732.051 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 96.34 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1072.7 / 842.193 = 1.27 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00290 + √ [2 × 0.0203 + 0.0203 ^{2}] = 0.182
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.939
fs = M / [As · d · j] = 167.826 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 251 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 375 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(14)집수조 좌측 수평중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 80.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 153.59 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 205.07 kN
단면높이 = 1100.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 27.1 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1020/27.1-1) = 0.1099
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 444.57 ㎟ [p = 0.00044]

(4/3)필요량 = 444.57 X 4 / 3 = 592.76 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00130]

철근량검토 : 592.76 < 1324.00 < 21318.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 453.969 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 453.969 / 153.591 = 2.96 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3312.547 kN

∴ 205.072 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00130 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0091 + 0.0091^2\ ]} = 0.126$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 87.726$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 15.9 / 2 = 72$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc = 718$ mm

$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ ) = 718$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(15)집수조 좌측 수평지점부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 521.75	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 620.15	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (2580.66666666667X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 52.9 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1000/52.9-1) = 0.0537

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1555.66 ㎟ [p = 0.00156]

(4/3)필요량 = 1555.66 X 4 / 3 = 2074.21 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1000 = 3500.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1000 = 20900.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 22 @ 300 + H 22 @ 300 = 2580.7 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 2580.67 ㎟ [p = 0.00258]

철근량검토 : 2074.21 < 2580.67 < 20900.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 857.694 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 857.694 / 521.754 = 1.64 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3247.595 kN

∴ 620.151 ≤ 649.519 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 131.25 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1072.7 / 620.151 = 1.73 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00258 + \sqrt{[\,2 \times 0.0181 + 0.0181^2\,]} = 0.173$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.17 / 3 = 0.942$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 158.601$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 22.2 / 2 = 89$ mm (여기서, $d_b = 22$)

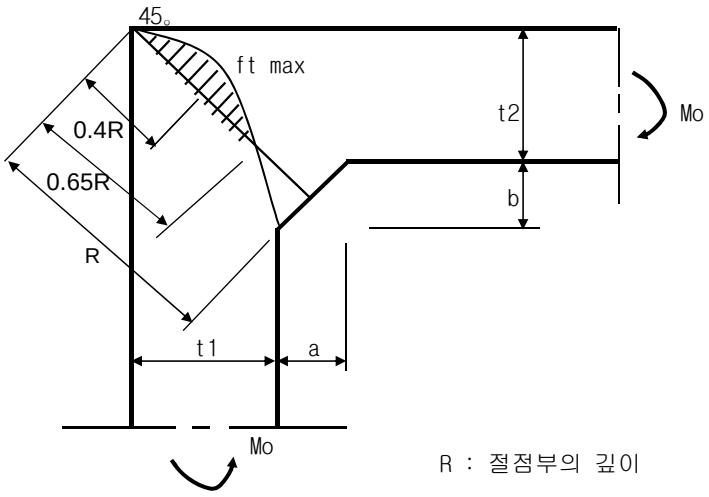
$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 274$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 397$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

10. 우 각 부 보 강

1) 벽 체



a = 500 mm

b = 500 mm

t1 = 1500 mm

t2 = 1300 mm

R : 절점부의 깊이

R : 절점부의 깊이

M_0 = 145.428 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck} = 0.675$ MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2 =$ 2338.5 mm

0.65 R = 1520.0 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 145.428 \times 1000 \times 10^3}{2338.5^2 \times 1520.023}$$

= 0.087 MPa < τc 이므로 우각부 보강 필요없음.

2) 하 단

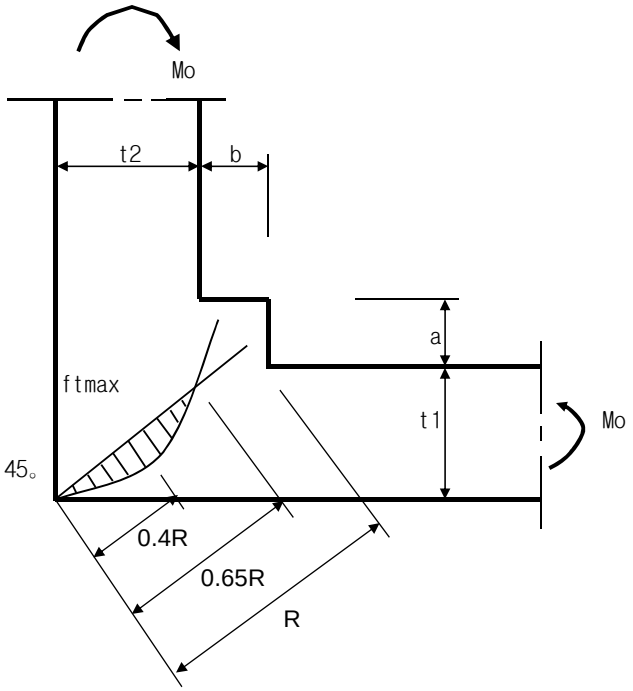
a = 500 mm

b = 500 mm

t1 = 1500 mm

t2 = 1500 mm

R : 절점부의 깊이



M_0 = 621.058 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck}$ = 0.675 MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2$ = 2474.9 mm

0.65 R = 1608.7 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

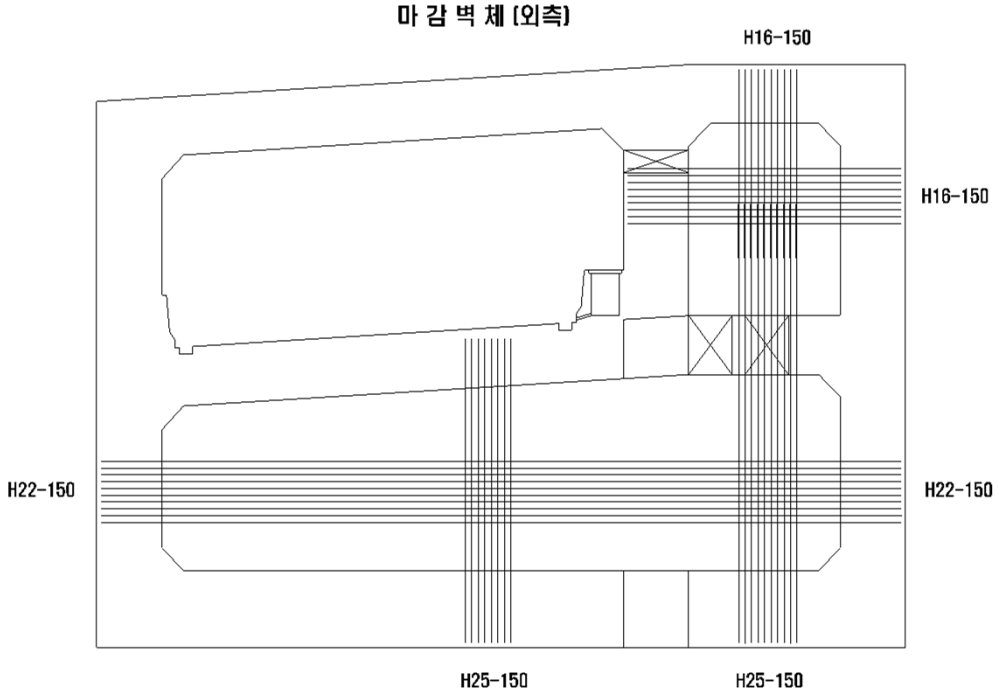
$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 621.058 \times 1000 \times 10^3}{2474.874^2 \times 1608.668}$$

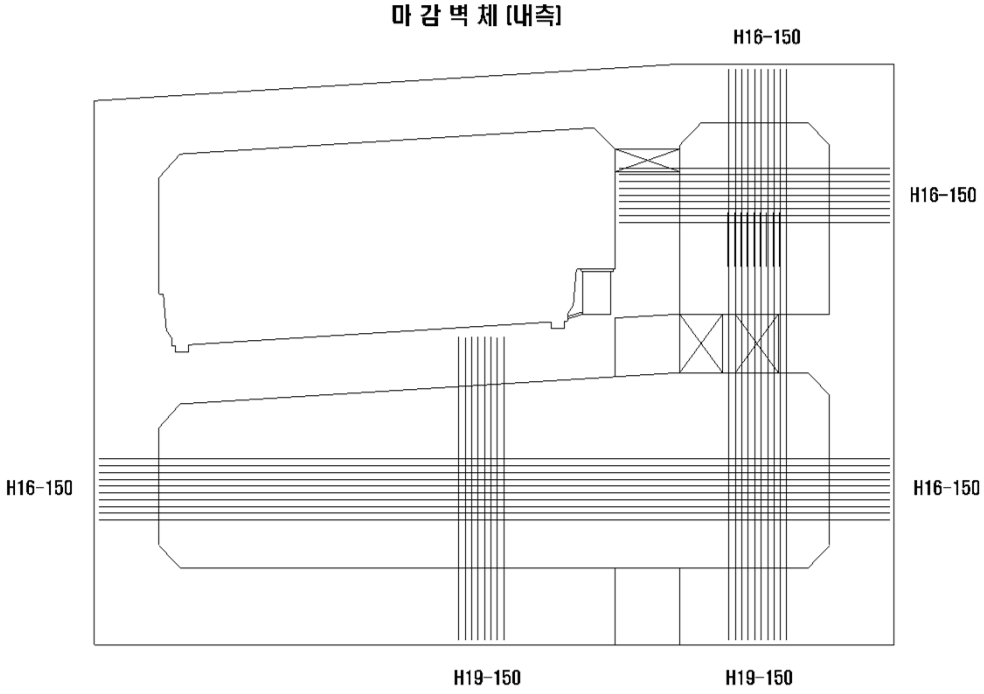
= 0.315 MPa < τc 이므로 우각부 보강 필요없음.

10. 철 근 조 립 도

마 감 벽 체 (외측)



마 감 벽 체 (내측)



11. 구조해석 INPUT DATA

```
;---------------------------------------------------------------------------
;  MIDAS/Civil Text(MCT) File.
;  Date : 2013/7/22
;---------------------------------------------------------------------------

*VERSION
   8.1.5

*UNIT    ; Unit System
; FORCE, LENGTH, HEAT, TEMPER
   KN   , M, KCAL, C

*PROJINFO    ; Project Information
   USER=재형
   ADDRESS=재형엔지니어링

*REBAR-MATL-CODE    ; Rebar Material Code
; CONC_CODE, CONC_MDB, SRC_CODE, SRC_MDB
 KS01-Civil(RC), SD300, KS01-Civil(RC), SD300

*NODE    ; Nodes
; iNO, X, Y, Z
    34, 17.3999999999977, 0, 4.8776137339049
    70, 1.49999999999823, 0, 4.87761373390564
    71, 1.49999999999831, 0, 3.87761373390563
    72, 1.49999999999838, 0, 2.87761373390564
    73, 1.49999999999845, 0, 1.87761373390563
    74, 1.49999999999853, 0, 0.877613733905634
    75, 2.39999999999823, 0, 4.87761373390559
    76, 2.39999999999831, 0, 3.87761373390559
    77, 2.39999999999838, 0, 2.87761373390559
    78, 2.39999999999845, 0, 1.87761373390559
    79, 2.39999999999853, 0, 0.877613733905588
    80, 3.39999999999823, 0, 4.87761373390554
    81, 3.39999999999831, 0, 3.87761373390554
    82, 3.39999999999838, 0, 2.87761373390554
    83, 3.39999999999845, 0, 1.87761373390554
    84, 3.39999999999853, 0, 0.877613733905542
    85, 4.39999999999823, 0, 4.8776137339055
    86, 4.39999999999831, 0, 3.87761373390549
    87, 4.39999999999838, 0, 2.8776137339055
    88, 4.39999999999845, 0, 1.8776137339055
    89, 4.39999999999853, 0, 0.877613733905496
    90, 5.39999999999823, 0, 4.87761373390545
    95, 6.39999999999823, 0, 4.87761373390541
   100, 7.39999999999823, 0, 4.87761373390536
   105, 8.39999999999823, 0, 4.87761373390531
   110, 9.39999999999823, 0, 4.87761373390527
   116, 10.3999999999982, 0, 4.87761373390522
   122, 11.3999999999982, 0, 4.87761373390518
   151, 12.3999999999982, 0, 5.87761373390513
   152, 12.3999999999982, 0, 4.87761373390513
   158, 13.3999999999982, 0, 4.87761373390508
   164, 14.3999999999982, 0, 4.87761373390504
   170, 15.3999999999982, 0, 4.87761373390499
   176, 16.3999999999982, 0, 4.87761373390495
   183, 5.39999999999831, 0, 3.87761373390549
   184, 5.39999999999838, 0, 2.8776137339055
   185, 5.39999999999845, 0, 1.8776137339055
   186, 5.39999999999853, 0, 0.877613733905496
   188, 6.39999999999831, 0, 3.87761373390549
   189, 6.39999999999838, 0, 2.8776137339055
   190, 6.39999999999845, 0, 1.8776137339055
   191, 6.39999999999853, 0, 0.877613733905496
   193, 7.39999999999831, 0, 3.87761373390549
   194, 7.39999999999838, 0, 2.8776137339055
   195, 7.39999999999845, 0, 1.8776137339055
   196, 7.39999999999853, 0, 0.877613733905496
   198, 8.39999999999831, 0, 3.87761373390549
   199, 8.39999999999838, 0, 2.8776137339055
```

200, 8.39999999999845, 0, 1.8776137339055
201, 8.39999999999853, 0, 0.877613733905496
203, 9.39999999999831, 0, 3.87761373390549
204, 9.39999999999838, 0, 2.8776137339055
205, 9.39999999999845, 0, 1.8776137339055
206, 9.39999999999853, 0, 0.877613733905496
208, 10.3999999999983, 0, 3.87761373390549
209, 10.3999999999984, 0, 2.8776137339055
210, 10.3999999999985, 0, 1.8776137339055
211, 10.3999999999985, 0, 0.877613733905496
213, 11.3999999999983, 0, 3.87761373390549
214, 11.3999999999984, 0, 2.8776137339055
215, 11.3999999999985, 0, 1.8776137339055
216, 11.3999999999985, 0, 0.877613733905496
218, 12.3999999999983, 0, 3.87761373390549
219, 12.3999999999984, 0, 2.8776137339055
220, 12.3999999999985, 0, 1.8776137339055
221, 12.3999999999985, 0, 0.877613733905496
223, 13.3999999999983, 0, 3.87761373390549
224, 13.3999999999984, 0, 2.8776137339055
225, 13.3999999999985, 0, 1.8776137339055
226, 13.3999999999985, 0, 0.877613733905496
228, 14.3999999999983, 0, 3.87761373390549
229, 14.3999999999984, 0, 2.8776137339055
230, 14.3999999999985, 0, 1.8776137339055
231, 14.3999999999985, 0, 0.877613733905496
233, 15.3999999999983, 0, 3.87761373390549
234, 15.3999999999984, 0, 2.8776137339055
235, 15.3999999999985, 0, 1.8776137339055
236, 15.3999999999985, 0, 0.877613733905496
238, 16.3999999999983, 0, 3.87761373390549
239, 16.3999999999984, 0, 2.8776137339055
240, 16.3999999999985, 0, 1.8776137339055
241, 16.3999999999985, 0, 0.877613733905496
243, 17.3999999999983, 0, 3.87761373390549
244, 17.3999999999984, 0, 2.8776137339055
245, 17.3999999999985, 0, 1.8776137339055
246, 17.3999999999985, 0, 0.877613733905496
247, 13.3999999999982, 0, 5.87761373390508
248, 14.3999999999982, 0, 5.87761373390504
249, 15.3999999999982, 0, 5.87761373390499
250, 16.3999999999982, 0, 5.87761373390495
251, 17.3999999999977, 0, 5.8776137339049
296, 1.49999999999823, 0, 5.87761373390564
297, 2.39999999999823, 0, 5.87761373390559
298, 3.39999999999823, 0, 5.87761373390554
299, 4.39999999999823, 0, 5.8776137339055
300, 5.39999999999823, 0, 5.87761373390545
301, 6.39999999999823, 0, 5.87761373390541
302, 7.39999999999823, 0, 5.87761373390536
303, 8.39999999999823, 0, 5.87761373390531
304, 9.39999999999823, 0, 5.87761373390527
305, 10.3999999999982, 0, 5.87761373390522
306, 11.3999999999982, 0, 5.87761373390518
331, 13.3999999999982, 0, 6.87761373390508
332, 12.3999999999982, 0, 6.87761373390513
333, 14.3999999999982, 0, 6.87761373390504
334, 15.3999999999982, 0, 6.87761373390499
335, 16.3999999999982, 0, 6.87761373390495
336, 17.3999999999977, 0, 6.8776137339049
367, 1.79999999999831, 0, 3.87761373390562
368, 2.09999999999831, 0, 3.8776137339056
369, 1.49999999999828, 0, 4.21094706723897
370, 1.79999999999828, 0, 4.21094706723895
371, 2.09999999999828, 0, 4.21094706723894
372, 2.39999999999828, 0, 4.21094706723892
373, 1.49999999999826, 0, 4.5442804005723
374, 1.79999999999826, 0, 4.54428040057229
375, 2.09999999999826, 0, 4.54428040057227
376, 2.39999999999826, 0, 4.54428040057226
377, 1.79999999999823, 0, 4.87761373390562
378, 2.09999999999823, 0, 4.8776137339056
379, 1.79999999999838, 0, 2.87761373390562

380, 2.09999999999838, 0, 2.8776137339056
381, 1.49999999999836, 0, 3.21094706723897
382, 1.79999999999836, 0, 3.21094706723895
383, 2.09999999999836, 0, 3.21094706723894
384, 2.39999999999836, 0, 3.21094706723892
385, 1.49999999999833, 0, 3.5442804005723
386, 1.79999999999833, 0, 3.54428040057228
387, 2.09999999999833, 0, 3.54428040057227
388, 2.39999999999833, 0, 3.54428040057225
389, 1.79999999999845, 0, 1.87761373390562
390, 2.09999999999845, 0, 1.8776137339056
391, 1.49999999999843, 0, 2.21094706723897
392, 1.79999999999843, 0, 2.21094706723895
393, 2.09999999999843, 0, 2.21094706723894
394, 2.39999999999843, 0, 2.21094706723892
395, 1.4999999999984, 0, 2.5442804005723
396, 1.7999999999984, 0, 2.54428040057229
397, 2.0999999999984, 0, 2.54428040057227
398, 2.39999999999841, 0, 2.54428040057226
399, 1.79999999999853, 0, 0.877613733905618
400, 2.09999999999853, 0, 0.877613733905603
401, 1.4999999999985, 0, 1.21094706723897
402, 1.7999999999985, 0, 1.21094706723895
403, 2.0999999999985, 0, 1.21094706723894
404, 2.3999999999985, 0, 1.21094706723892
405, 1.49999999999848, 0, 1.5442804005723
406, 1.79999999999848, 0, 1.54428040057229
407, 2.09999999999848, 0, 1.54428040057227
408, 2.39999999999848, 0, 1.54428040057225
409, 2.73333333333186, 0, 0.877613733905573
410, 3.06666666666519, 0, 0.877613733905557
411, 2.73333333333184, 0, 1.21094706723891
412, 3.06666666666517, 0, 1.21094706723889
413, 3.3999999999985, 0, 1.21094706723888
414, 2.73333333333181, 0, 1.54428040057224
415, 3.06666666666515, 0, 1.54428040057222
416, 3.39999999999848, 0, 1.54428040057221
417, 2.73333333333179, 0, 1.87761373390557
418, 3.06666666666512, 0, 1.87761373390556
419, 2.73333333333176, 0, 2.21094706723891
420, 3.0666666666651, 0, 2.21094706723889
421, 3.39999999999843, 0, 2.21094706723888
422, 2.73333333333174, 0, 2.54428040057224
423, 3.06666666666507, 0, 2.54428040057222
424, 3.39999999999841, 0, 2.54428040057221
425, 2.73333333333171, 0, 2.87761373390557
426, 3.06666666666505, 0, 2.87761373390556
427, 2.73333333333169, 0, 3.21094706723891
428, 3.06666666666502, 0, 3.21094706723889
429, 3.39999999999836, 0, 3.21094706723888
430, 2.73333333333166, 0, 3.54428040057224
431, 3.066666666665, 0, 3.54428040057222
432, 3.39999999999833, 0, 3.54428040057221
433, 2.73333333333164, 0, 3.87761373390557
434, 3.06666666666497, 0, 3.87761373390556
435, 2.73333333333162, 0, 4.21094706723891
436, 3.06666666666495, 0, 4.21094706723889
437, 3.39999999999828, 0, 4.21094706723887
438, 2.73333333333159, 0, 4.54428040057224
439, 3.06666666666492, 0, 4.54428040057222
440, 3.39999999999826, 0, 4.54428040057221
441, 2.73333333333157, 0, 4.87761373390557
442, 3.0666666666649, 0, 4.87761373390556
443, 3.73333333333164, 0, 3.87761373390553
444, 4.06666666666497, 0, 3.87761373390551
445, 3.73333333333162, 0, 4.21094706723886
446, 4.06666666666495, 0, 4.21094706723884
447, 4.39999999999828, 0, 4.21094706723883
448, 3.73333333333159, 0, 4.54428040057219
449, 4.06666666666492, 0, 4.54428040057218
450, 4.39999999999826, 0, 4.54428040057216
451, 3.73333333333157, 0, 4.87761373390553
452, 4.0666666666649, 0, 4.87761373390551

453, 3.73333333333171, 0, 2.87761373390553
454, 4.06666666666505, 0, 2.87761373390551
455, 3.73333333333169, 0, 3.21094706723886
456, 4.06666666666502, 0, 3.21094706723885
457, 4.39999999999836, 0, 3.21094706723883
458, 3.73333333333166, 0, 3.54428040057219
459, 4.066666666665, 0, 3.54428040057218
460, 4.39999999999833, 0, 3.54428040057216
461, 3.73333333333179, 0, 1.87761373390553
462, 4.06666666666512, 0, 1.87761373390551
463, 3.73333333333176, 0, 2.21094706723886
464, 4.0666666666651, 0, 2.21094706723885
465, 4.39999999999843, 0, 2.21094706723883
466, 3.73333333333174, 0, 2.54428040057219
467, 4.06666666666507, 0, 2.54428040057218
468, 4.39999999999841, 0, 2.54428040057216
469, 3.73333333333186, 0, 0.877613733905527
470, 4.06666666666519, 0, 0.877613733905512
471, 3.73333333333184, 0, 1.21094706723886
472, 4.06666666666517, 0, 1.21094706723884
473, 4.3999999999985, 0, 1.21094706723883
474, 3.73333333333181, 0, 1.54428040057219
475, 4.06666666666515, 0, 1.54428040057218
476, 4.39999999999848, 0, 1.54428040057216
477, 4.73333333333164, 0, 3.87761373390549
478, 5.06666666666497, 0, 3.87761373390549
479, 4.73333333333161, 0, 4.21094706723882
480, 5.06666666666495, 0, 4.21094706723882
481, 5.39999999999828, 0, 4.21094706723881
482, 4.73333333333159, 0, 4.54428040057215
483, 5.06666666666492, 0, 4.54428040057214
484, 5.39999999999826, 0, 4.54428040057213
485, 4.73333333333157, 0, 4.87761373390548
486, 5.0666666666649, 0, 4.87761373390547
487, 4.73333333333171, 0, 2.8776137339055
488, 5.06666666666505, 0, 2.8776137339055
489, 4.73333333333169, 0, 3.21094706723883
490, 5.06666666666502, 0, 3.21094706723883
491, 5.39999999999836, 0, 3.21094706723883
492, 4.73333333333166, 0, 3.54428040057216
493, 5.066666666665, 0, 3.54428040057216
494, 5.39999999999833, 0, 3.54428040057216
495, 4.73333333333179, 0, 1.8776137339055
496, 5.06666666666512, 0, 1.8776137339055
497, 4.73333333333176, 0, 2.21094706723883
498, 5.0666666666651, 0, 2.21094706723883
499, 5.39999999999843, 0, 2.21094706723883
500, 4.73333333333174, 0, 2.54428040057216
501, 5.06666666666507, 0, 2.54428040057216
502, 5.39999999999841, 0, 2.54428040057216
503, 4.73333333333186, 0, 0.877613733905496
504, 5.06666666666519, 0, 0.877613733905496
505, 4.73333333333184, 0, 1.21094706723883
506, 5.06666666666517, 0, 1.21094706723883
507, 5.3999999999985, 0, 1.21094706723883
508, 4.73333333333181, 0, 1.54428040057216
509, 5.06666666666515, 0, 1.54428040057216
510, 5.39999999999848, 0, 1.54428040057216
511, 5.73333333333164, 0, 3.87761373390549
512, 6.06666666666497, 0, 3.87761373390549
513, 5.73333333333161, 0, 4.21094706723881
514, 6.06666666666495, 0, 4.2109470672388
515, 6.39999999999828, 0, 4.2109470672388
516, 5.73333333333159, 0, 4.54428040057212
517, 6.06666666666492, 0, 4.54428040057211
518, 6.39999999999826, 0, 4.5442804005721
519, 5.73333333333157, 0, 4.87761373390544
520, 6.0666666666649, 0, 4.87761373390542
521, 5.73333333333171, 0, 2.8776137339055
522, 6.06666666666505, 0, 2.8776137339055
523, 5.73333333333169, 0, 3.21094706723883
524, 6.06666666666502, 0, 3.21094706723883
525, 6.39999999999836, 0, 3.21094706723883

526, 5.73333333333166, 0, 3.54428040057216
527, 6.066666666665, 0, 3.54428040057216
528, 6.39999999999833, 0, 3.54428040057216
529, 5.73333333333179, 0, 1.8776137339055
530, 6.06666666666512, 0, 1.8776137339055
531, 5.73333333333176, 0, 2.21094706723883
532, 6.0666666666651, 0, 2.21094706723883
533, 6.39999999999843, 0, 2.21094706723883
534, 5.73333333333174, 0, 2.54428040057216
535, 6.06666666666507, 0, 2.54428040057216
536, 6.39999999999841, 0, 2.54428040057216
537, 5.73333333333186, 0, 0.877613733905496
538, 6.06666666666519, 0, 0.877613733905496
539, 5.73333333333184, 0, 1.21094706723883
540, 6.06666666666517, 0, 1.21094706723883
541, 6.3999999999985, 0, 1.21094706723883
542, 5.73333333333181, 0, 1.54428040057216
543, 6.06666666666515, 0, 1.54428040057216
544, 6.39999999999848, 0, 1.54428040057216
545, 6.73333333333164, 0, 3.87761373390549
546, 7.06666666666497, 0, 3.87761373390549
547, 6.73333333333161, 0, 4.21094706723879
548, 7.06666666666495, 0, 4.21094706723879
549, 7.39999999999828, 0, 4.21094706723878
550, 6.73333333333159, 0, 4.54428040057209
551, 7.06666666666492, 0, 4.54428040057208
552, 7.39999999999826, 0, 4.54428040057207
553, 6.73333333333157, 0, 4.87761373390539
554, 7.0666666666649, 0, 4.87761373390537
555, 6.73333333333171, 0, 2.8776137339055
556, 7.06666666666505, 0, 2.8776137339055
557, 6.73333333333169, 0, 3.21094706723883
558, 7.06666666666502, 0, 3.21094706723883
559, 7.39999999999836, 0, 3.21094706723883
560, 6.73333333333166, 0, 3.54428040057216
561, 7.066666666665, 0, 3.54428040057216
562, 7.39999999999833, 0, 3.54428040057216
563, 6.73333333333179, 0, 1.8776137339055
564, 7.06666666666512, 0, 1.8776137339055
565, 6.73333333333176, 0, 2.21094706723883
566, 7.0666666666651, 0, 2.21094706723883
567, 7.39999999999843, 0, 2.21094706723883
568, 6.73333333333174, 0, 2.54428040057216
569, 7.06666666666507, 0, 2.54428040057216
570, 7.39999999999841, 0, 2.54428040057216
571, 6.73333333333186, 0, 0.877613733905496
572, 7.06666666666519, 0, 0.877613733905496
573, 6.73333333333184, 0, 1.21094706723883
574, 7.06666666666517, 0, 1.21094706723883
575, 7.3999999999985, 0, 1.21094706723883
576, 6.73333333333181, 0, 1.54428040057216
577, 7.06666666666515, 0, 1.54428040057216
578, 7.39999999999848, 0, 1.54428040057216
579, 7.73333333333164, 0, 3.87761373390549
580, 8.06666666666497, 0, 3.87761373390549
581, 7.73333333333162, 0, 4.21094706723878
582, 8.06666666666495, 0, 4.21094706723877
583, 8.39999999999828, 0, 4.21094706723877
584, 7.73333333333159, 0, 4.54428040057206
585, 8.06666666666493, 0, 4.54428040057205
586, 8.39999999999826, 0, 4.54428040057204
587, 7.73333333333157, 0, 4.87761373390534
588, 8.0666666666649, 0, 4.87761373390533
589, 7.73333333333171, 0, 2.8776137339055
590, 8.06666666666505, 0, 2.8776137339055
591, 7.73333333333169, 0, 3.21094706723883
592, 8.06666666666502, 0, 3.21094706723883
593, 8.39999999999836, 0, 3.21094706723883
594, 7.73333333333167, 0, 3.54428040057216
595, 8.066666666665, 0, 3.54428040057216
596, 8.39999999999833, 0, 3.54428040057216
597, 7.73333333333179, 0, 1.8776137339055
598, 8.06666666666512, 0, 1.8776137339055

599, 7.73333333333176, 0, 2.21094706723883
600, 8.0666666666651, 0, 2.21094706723883
601, 8.39999999999843, 0, 2.21094706723883
602, 7.73333333333174, 0, 2.54428040057216
603, 8.06666666666507, 0, 2.54428040057216
604, 8.39999999999841, 0, 2.54428040057216
605, 7.73333333333186, 0, 0.877613733905496
606, 8.06666666666519, 0, 0.877613733905496
607, 7.73333333333184, 0, 1.21094706723883
608, 8.06666666666517, 0, 1.21094706723883
609, 8.3999999999985, 0, 1.21094706723883
610, 7.73333333333181, 0, 1.54428040057216
611, 8.06666666666515, 0, 1.54428040057216
612, 8.39999999999848, 0, 1.54428040057216
613, 8.73333333333164, 0, 3.87761373390549
614, 9.06666666666497, 0, 3.87761373390549
615, 8.73333333333162, 0, 4.21094706723876
616, 9.06666666666495, 0, 4.21094706723876
617, 9.39999999999828, 0, 4.21094706723875
618, 8.73333333333159, 0, 4.54428040057203
619, 9.06666666666493, 0, 4.54428040057202
620, 9.39999999999826, 0, 4.54428040057201
621, 8.73333333333157, 0, 4.8776137339053
622, 9.0666666666649, 0, 4.87761373390528
623, 8.73333333333172, 0, 2.8776137339055
624, 9.06666666666505, 0, 2.8776137339055
625, 8.73333333333169, 0, 3.21094706723883
626, 9.06666666666502, 0, 3.21094706723883
627, 9.39999999999836, 0, 3.21094706723883
628, 8.73333333333167, 0, 3.54428040057216
629, 9.066666666665, 0, 3.54428040057216
630, 9.39999999999833, 0, 3.54428040057216
631, 8.73333333333179, 0, 1.8776137339055
632, 9.06666666666512, 0, 1.8776137339055
633, 8.73333333333176, 0, 2.21094706723883
634, 9.0666666666651, 0, 2.21094706723883
635, 9.39999999999843, 0, 2.21094706723883
636, 8.73333333333174, 0, 2.54428040057216
637, 9.06666666666507, 0, 2.54428040057216
638, 9.39999999999841, 0, 2.54428040057216
639, 8.73333333333186, 0, 0.877613733905496
640, 9.06666666666519, 0, 0.877613733905496
641, 8.73333333333184, 0, 1.21094706723883
642, 9.06666666666517, 0, 1.21094706723883
643, 9.3999999999985, 0, 1.21094706723883
644, 8.73333333333181, 0, 1.54428040057216
645, 9.06666666666514, 0, 1.54428040057216
646, 9.39999999999848, 0, 1.54428040057216
647, 9.73333333333164, 0, 3.87761373390549
648, 10.066666666665, 0, 3.87761373390549
649, 9.73333333333161, 0, 4.21094706723875
650, 10.0666666666649, 0, 4.21094706723874
651, 10.3999999999983, 0, 4.21094706723874
652, 9.73333333333159, 0, 4.544280400572
653, 10.0666666666649, 0, 4.54428040057199
654, 10.3999999999983, 0, 4.54428040057198
655, 9.73333333333157, 0, 4.87761373390525
656, 10.0666666666649, 0, 4.87761373390524
657, 9.73333333333172, 0, 2.8776137339055
658, 10.066666666665, 0, 2.8776137339055
659, 9.73333333333169, 0, 3.21094706723883
660, 10.066666666665, 0, 3.21094706723883
661, 10.3999999999984, 0, 3.21094706723883
662, 9.73333333333167, 0, 3.54428040057216
663, 10.066666666665, 0, 3.54428040057216
664, 10.3999999999983, 0, 3.54428040057216
665, 9.73333333333179, 0, 1.8776137339055
666, 10.0666666666651, 0, 1.8776137339055
667, 9.73333333333176, 0, 2.21094706723883
668, 10.0666666666651, 0, 2.21094706723883
669, 10.3999999999984, 0, 2.21094706723883
670, 9.73333333333174, 0, 2.54428040057216
671, 10.0666666666651, 0, 2.54428040057216

672, 10.3999999999984, 0, 2.54428040057216
673, 9.73333333333186, 0, 0.877613733905496
674, 10.0666666666652, 0, 0.877613733905496
675, 9.73333333333184, 0, 1.21094706723883
676, 10.0666666666652, 0, 1.21094706723883
677, 10.3999999999985, 0, 1.21094706723883
678, 9.73333333333181, 0, 1.54428040057216
679, 10.0666666666651, 0, 1.54428040057216
680, 10.3999999999985, 0, 1.54428040057216
681, 10.7333333333316, 0, 3.87761373390549
682, 11.066666666665, 0, 3.87761373390549
683, 10.7333333333316, 0, 4.21094706723873
684, 11.0666666666649, 0, 4.21094706723873
685, 11.3999999999983, 0, 4.21094706723872
686, 10.7333333333316, 0, 4.54428040057197
687, 11.0666666666649, 0, 4.54428040057196
688, 11.3999999999983, 0, 4.54428040057195
689, 10.7333333333316, 0, 4.87761373390521
690, 11.0666666666649, 0, 4.87761373390519
691, 10.7333333333317, 0, 2.8776137339055
692, 11.066666666665, 0, 2.8776137339055
693, 10.7333333333317, 0, 3.21094706723883
694, 11.066666666665, 0, 3.21094706723883
695, 11.3999999999984, 0, 3.21094706723883
696, 10.7333333333317, 0, 3.54428040057216
697, 11.066666666665, 0, 3.54428040057216
698, 11.3999999999983, 0, 3.54428040057216
699, 10.7333333333318, 0, 1.8776137339055
700, 11.0666666666651, 0, 1.8776137339055
701, 10.7333333333318, 0, 2.21094706723883
702, 11.0666666666651, 0, 2.21094706723883
703, 11.3999999999984, 0, 2.21094706723883
704, 10.7333333333317, 0, 2.54428040057216
705, 11.0666666666651, 0, 2.54428040057216
706, 11.3999999999984, 0, 2.54428040057216
707, 10.7333333333319, 0, 0.877613733905496
708, 11.0666666666652, 0, 0.877613733905496
709, 10.7333333333318, 0, 1.21094706723883
710, 11.0666666666652, 0, 1.21094706723883
711, 11.3999999999985, 0, 1.21094706723883
712, 10.7333333333318, 0, 1.54428040057216
713, 11.0666666666651, 0, 1.54428040057216
714, 11.3999999999985, 0, 1.54428040057216
715, 11.7333333333316, 0, 3.87761373390549
716, 12.066666666665, 0, 3.87761373390549
717, 11.7333333333316, 0, 4.21094706723872
718, 12.066666666665, 0, 4.21094706723871
719, 12.3999999999983, 0, 4.21094706723871
720, 11.7333333333316, 0, 4.54428040057194
721, 12.0666666666649, 0, 4.54428040057193
722, 12.3999999999983, 0, 4.54428040057192
723, 11.7333333333316, 0, 4.87761373390516
724, 12.0666666666649, 0, 4.87761373390514
725, 11.7333333333317, 0, 2.8776137339055
726, 12.066666666665, 0, 2.8776137339055
727, 11.7333333333317, 0, 3.21094706723883
728, 12.066666666665, 0, 3.21094706723883
729, 12.3999999999984, 0, 3.21094706723883
730, 11.7333333333317, 0, 3.54428040057216
731, 12.066666666665, 0, 3.54428040057216
732, 12.3999999999983, 0, 3.54428040057216
733, 11.7333333333318, 0, 1.8776137339055
734, 12.0666666666651, 0, 1.8776137339055
735, 11.7333333333318, 0, 2.21094706723883
736, 12.0666666666651, 0, 2.21094706723883
737, 12.3999999999984, 0, 2.21094706723883
738, 11.7333333333317, 0, 2.54428040057216
739, 12.0666666666651, 0, 2.54428040057216
740, 12.3999999999984, 0, 2.54428040057216
741, 11.7333333333319, 0, 0.877613733905496
742, 12.0666666666652, 0, 0.877613733905496
743, 11.7333333333318, 0, 1.21094706723883
744, 12.0666666666652, 0, 1.21094706723883

745, 12.3999999999985, 0, 1.21094706723883
746, 11.7333333333318, 0, 1.54428040057216
747, 12.0666666666651, 0, 1.54428040057216
748, 12.3999999999985, 0, 1.54428040057216
749, 12.7333333333316, 0, 3.87761373390549
750, 13.066666666665, 0, 3.87761373390549
751, 12.7333333333316, 0, 4.2109470672387
752, 13.066666666665, 0, 4.2109470672387
753, 13.3999999999983, 0, 4.21094706723869
754, 12.7333333333316, 0, 4.54428040057191
755, 13.0666666666649, 0, 4.5442804005719
756, 13.3999999999983, 0, 4.54428040057189
757, 12.7333333333316, 0, 4.87761373390511
758, 13.0666666666649, 0, 4.8776137339051
759, 12.7333333333317, 0, 2.8776137339055
760, 13.066666666665, 0, 2.8776137339055
761, 12.7333333333317, 0, 3.21094706723883
762, 13.066666666665, 0, 3.21094706723883
763, 13.3999999999984, 0, 3.21094706723883
764, 12.7333333333317, 0, 3.54428040057216
765, 13.066666666665, 0, 3.54428040057216
766, 13.3999999999983, 0, 3.54428040057216
767, 12.7333333333318, 0, 1.8776137339055
768, 13.0666666666651, 0, 1.8776137339055
769, 12.7333333333318, 0, 2.21094706723883
770, 13.0666666666651, 0, 2.21094706723883
771, 13.3999999999984, 0, 2.21094706723883
772, 12.7333333333317, 0, 2.54428040057216
773, 13.0666666666651, 0, 2.54428040057216
774, 13.3999999999984, 0, 2.54428040057216
775, 12.7333333333319, 0, 0.877613733905496
776, 13.0666666666652, 0, 0.877613733905496
777, 12.7333333333318, 0, 1.21094706723883
778, 13.0666666666652, 0, 1.21094706723883
779, 13.3999999999985, 0, 1.21094706723883
780, 12.7333333333318, 0, 1.54428040057216
781, 13.0666666666651, 0, 1.54428040057216
782, 13.3999999999985, 0, 1.54428040057216
783, 13.7333333333316, 0, 3.87761373390549
784, 14.066666666665, 0, 3.87761373390549
785, 13.7333333333316, 0, 4.21094706723869
786, 14.0666666666649, 0, 4.21094706723868
787, 14.3999999999983, 0, 4.21094706723868
788, 13.7333333333316, 0, 4.54428040057188
789, 14.0666666666649, 0, 4.54428040057187
790, 14.3999999999983, 0, 4.54428040057186
791, 13.7333333333316, 0, 4.87761373390507
792, 14.0666666666649, 0, 4.87761373390505
793, 13.7333333333317, 0, 2.8776137339055
794, 14.066666666665, 0, 2.8776137339055
795, 13.7333333333317, 0, 3.21094706723883
796, 14.066666666665, 0, 3.21094706723883
797, 14.3999999999984, 0, 3.21094706723883
798, 13.7333333333317, 0, 3.54428040057216
799, 14.066666666665, 0, 3.54428040057216
800, 14.3999999999983, 0, 3.54428040057216
801, 13.7333333333318, 0, 1.8776137339055
802, 14.0666666666651, 0, 1.8776137339055
803, 13.7333333333318, 0, 2.21094706723883
804, 14.0666666666651, 0, 2.21094706723883
805, 14.3999999999984, 0, 2.21094706723883
806, 13.7333333333317, 0, 2.54428040057216
807, 14.0666666666651, 0, 2.54428040057216
808, 14.3999999999984, 0, 2.54428040057216
809, 13.7333333333319, 0, 0.877613733905496
810, 14.0666666666652, 0, 0.877613733905496
811, 13.7333333333318, 0, 1.21094706723883
812, 14.0666666666652, 0, 1.21094706723883
813, 14.3999999999985, 0, 1.21094706723883
814, 13.7333333333318, 0, 1.54428040057216
815, 14.0666666666651, 0, 1.54428040057216
816, 14.3999999999985, 0, 1.54428040057216
817, 14.7333333333316, 0, 3.87761373390549

818, 15.066666666665, 0, 3.87761373390549
819, 14.7333333333316, 0, 4.21094706723867
820, 15.0666666666649, 0, 4.21094706723867
821, 15.3999999999983, 0, 4.21094706723866
822, 14.7333333333316, 0, 4.54428040057185
823, 15.0666666666649, 0, 4.54428040057184
824, 15.3999999999983, 0, 4.54428040057183
825, 14.7333333333316, 0, 4.87761373390502
826, 15.0666666666649, 0, 4.87761373390501
827, 14.7333333333317, 0, 2.8776137339055
828, 15.066666666665, 0, 2.8776137339055
829, 14.7333333333317, 0, 3.21094706723883
830, 15.066666666665, 0, 3.21094706723883
831, 15.3999999999984, 0, 3.21094706723883
832, 14.7333333333317, 0, 3.54428040057216
833, 15.066666666665, 0, 3.54428040057216
834, 15.3999999999983, 0, 3.54428040057216
835, 14.7333333333318, 0, 1.8776137339055
836, 15.0666666666651, 0, 1.8776137339055
837, 14.7333333333318, 0, 2.21094706723883
838, 15.0666666666651, 0, 2.21094706723883
839, 15.3999999999984, 0, 2.21094706723883
840, 14.7333333333317, 0, 2.54428040057216
841, 15.0666666666651, 0, 2.54428040057216
842, 15.3999999999984, 0, 2.54428040057216
843, 14.7333333333319, 0, 0.877613733905496
844, 15.0666666666652, 0, 0.877613733905496
845, 14.7333333333318, 0, 1.21094706723883
846, 15.0666666666652, 0, 1.21094706723883
847, 15.3999999999985, 0, 1.21094706723883
848, 14.7333333333318, 0, 1.54428040057216
849, 15.0666666666651, 0, 1.54428040057216
850, 15.3999999999985, 0, 1.54428040057216
851, 15.7333333333316, 0, 3.87761373390549
852, 16.066666666665, 0, 3.87761373390549
853, 15.7333333333316, 0, 4.21094706723866
854, 16.0666666666649, 0, 4.21094706723865
855, 16.3999999999983, 0, 4.21094706723864
856, 15.7333333333316, 0, 4.54428040057182
857, 16.0666666666649, 0, 4.54428040057181
858, 16.3999999999983, 0, 4.5442804005718
859, 15.7333333333316, 0, 4.87761373390498
860, 16.0666666666649, 0, 4.87761373390496
861, 15.7333333333317, 0, 2.8776137339055
862, 16.0666666666651, 0, 2.8776137339055
863, 15.7333333333317, 0, 3.21094706723883
864, 16.066666666665, 0, 3.21094706723883
865, 16.3999999999984, 0, 3.21094706723883
866, 15.7333333333317, 0, 3.54428040057216
867, 16.066666666665, 0, 3.54428040057216
868, 16.3999999999983, 0, 3.54428040057216
869, 15.7333333333318, 0, 1.8776137339055
870, 16.0666666666651, 0, 1.8776137339055
871, 15.7333333333318, 0, 2.21094706723883
872, 16.0666666666651, 0, 2.21094706723883
873, 16.3999999999984, 0, 2.21094706723883
874, 15.7333333333317, 0, 2.54428040057216
875, 16.0666666666651, 0, 2.54428040057216
876, 16.3999999999984, 0, 2.54428040057216
877, 15.7333333333319, 0, 0.877613733905496
878, 16.0666666666652, 0, 0.877613733905496
879, 15.7333333333318, 0, 1.21094706723883
880, 16.0666666666652, 0, 1.21094706723883
881, 16.3999999999985, 0, 1.21094706723883
882, 15.7333333333318, 0, 1.54428040057216
883, 16.0666666666651, 0, 1.54428040057216
884, 16.3999999999985, 0, 1.54428040057216
885, 16.7333333333316, 0, 3.87761373390549
886, 17.066666666665, 0, 3.87761373390549
887, 16.7333333333315, 0, 4.21094706723864
888, 17.0666666666648, 0, 4.21094706723864
889, 17.3999999999981, 0, 4.21094706723863
890, 16.7333333333315, 0, 4.54428040057179

891, 17.0666666666647, 0, 4.54428040057178
892, 17.3999999999979, 0, 4.54428040057177
893, 16.7333333333314, 0, 4.87761373390493
894, 17.0666666666645, 0, 4.87761373390492
895, 16.7333333333317, 0, 2.8776137339055
896, 17.0666666666651, 0, 2.8776137339055
897, 16.7333333333317, 0, 3.21094706723883
898, 17.066666666665, 0, 3.21094706723883
899, 17.3999999999984, 0, 3.21094706723883
900, 16.7333333333317, 0, 3.54428040057216
901, 17.066666666665, 0, 3.54428040057216
902, 17.3999999999983, 0, 3.54428040057216
903, 16.7333333333318, 0, 1.8776137339055
904, 17.0666666666651, 0, 1.8776137339055
905, 16.7333333333318, 0, 2.21094706723883
906, 17.0666666666651, 0, 2.21094706723883
907, 17.3999999999984, 0, 2.21094706723883
908, 16.7333333333317, 0, 2.54428040057216
909, 17.0666666666651, 0, 2.54428040057216
910, 17.3999999999984, 0, 2.54428040057216
911, 16.7333333333319, 0, 0.877613733905496
912, 17.0666666666652, 0, 0.877613733905496
913, 16.7333333333318, 0, 1.21094706723883
914, 17.0666666666652, 0, 1.21094706723883
915, 17.3999999999985, 0, 1.21094706723883
916, 16.7333333333318, 0, 1.54428040057216
917, 17.0666666666651, 0, 1.54428040057216
918, 17.3999999999985, 0, 1.54428040057216
919, 12.3999999999982, 0, 5.21094706723846
920, 12.7333333333316, 0, 5.21094706723845
921, 13.0666666666649, 0, 5.21094706723843
922, 13.3999999999982, 0, 5.21094706723842
923, 12.3999999999982, 0, 5.5442804005718
924, 12.7333333333315, 0, 5.54428040057178
925, 13.0666666666649, 0, 5.54428040057177
926, 13.3999999999982, 0, 5.54428040057175
927, 12.7333333333315, 0, 5.87761373390511
928, 13.0666666666649, 0, 5.8776137339051
929, 13.7333333333316, 0, 5.2109470672384
930, 14.0666666666649, 0, 5.21094706723839
931, 14.3999999999982, 0, 5.21094706723837
932, 13.7333333333316, 0, 5.54428040057174
933, 14.0666666666649, 0, 5.54428040057172
934, 14.3999999999982, 0, 5.5442804005717
935, 13.7333333333316, 0, 5.87761373390507
936, 14.0666666666649, 0, 5.87761373390505
937, 14.7333333333316, 0, 5.21094706723836
938, 15.0666666666649, 0, 5.21094706723834
939, 15.3999999999982, 0, 5.21094706723833
940, 14.7333333333316, 0, 5.54428040057169
941, 15.0666666666649, 0, 5.54428040057167
942, 15.3999999999982, 0, 5.54428040057166
943, 14.7333333333316, 0, 5.87761373390502
944, 15.0666666666649, 0, 5.87761373390501
945, 15.7333333333316, 0, 5.21094706723831
946, 16.0666666666649, 0, 5.21094706723829
947, 16.3999999999982, 0, 5.21094706723828
948, 15.7333333333316, 0, 5.54428040057164
949, 16.0666666666649, 0, 5.54428040057163
950, 16.3999999999982, 0, 5.54428040057161
951, 15.7333333333316, 0, 5.87761373390498
952, 16.0666666666649, 0, 5.87761373390496
953, 16.7333333333314, 0, 5.21094706723826
954, 17.0666666666645, 0, 5.21094706723825
955, 17.3999999999977, 0, 5.21094706723823
956, 16.7333333333314, 0, 5.5442804005716
957, 17.0666666666645, 0, 5.54428040057158
958, 17.3999999999977, 0, 5.54428040057157
959, 16.7333333333314, 0, 5.87761373390493
960, 17.0666666666645, 0, 5.87761373390492
961, 1.49999999999823, 0, 5.21094706723897
962, 1.79999999999823, 0, 5.21094706723895
963, 2.09999999999823, 0, 5.21094706723894

964, 2.39999999999823, 0, 5.21094706723892
965, 1.49999999999823, 0, 5.5442804005723
966, 1.79999999999823, 0, 5.54428040057229
967, 2.09999999999823, 0, 5.54428040057227
968, 2.39999999999823, 0, 5.54428040057226
969, 1.79999999999823, 0, 5.87761373390562
970, 2.09999999999823, 0, 5.8776137339056
971, 2.73333333333157, 0, 5.21094706723891
972, 3.0666666666649, 0, 5.21094706723889
973, 3.39999999999823, 0, 5.21094706723888
974, 2.73333333333157, 0, 5.54428040057224
975, 3.0666666666649, 0, 5.54428040057222
976, 3.39999999999823, 0, 5.54428040057221
977, 2.73333333333157, 0, 5.87761373390557
978, 3.0666666666649, 0, 5.87761373390556
979, 3.73333333333157, 0, 5.21094706723886
980, 4.0666666666649, 0, 5.21094706723885
981, 4.39999999999823, 0, 5.21094706723883
982, 3.73333333333157, 0, 5.54428040057219
983, 4.0666666666649, 0, 5.54428040057218
984, 4.39999999999823, 0, 5.54428040057216
985, 3.73333333333157, 0, 5.87761373390553
986, 4.0666666666649, 0, 5.87761373390551
987, 4.73333333333157, 0, 5.21094706723881
988, 5.0666666666649, 0, 5.2109470672388
989, 5.39999999999823, 0, 5.21094706723878
990, 4.73333333333157, 0, 5.54428040057215
991, 5.0666666666649, 0, 5.54428040057213
992, 5.39999999999823, 0, 5.54428040057212
993, 4.73333333333157, 0, 5.87761373390548
994, 5.0666666666649, 0, 5.87761373390547
995, 5.73333333333157, 0, 5.21094706723877
996, 6.0666666666649, 0, 5.21094706723875
997, 6.39999999999823, 0, 5.21094706723874
998, 5.73333333333157, 0, 5.5442804005721
999, 6.0666666666649, 0, 5.54428040057209
1000, 6.39999999999823, 0, 5.54428040057207
1001, 5.73333333333157, 0, 5.87761373390544
1002, 6.0666666666649, 0, 5.87761373390542
1003, 6.73333333333157, 0, 5.21094706723872
1004, 7.0666666666649, 0, 5.21094706723871
1005, 7.39999999999823, 0, 5.21094706723869
1006, 6.73333333333157, 0, 5.54428040057206
1007, 7.0666666666649, 0, 5.54428040057204
1008, 7.39999999999823, 0, 5.54428040057203
1009, 6.73333333333157, 0, 5.87761373390539
1010, 7.0666666666649, 0, 5.87761373390537
1011, 7.73333333333157, 0, 5.21094706723868
1012, 8.0666666666649, 0, 5.21094706723866
1013, 8.39999999999823, 0, 5.21094706723865
1014, 7.73333333333157, 0, 5.54428040057201
1015, 8.0666666666649, 0, 5.544280400572
1016, 8.39999999999823, 0, 5.54428040057198
1017, 7.73333333333157, 0, 5.87761373390534
1018, 8.0666666666649, 0, 5.87761373390533
1019, 8.73333333333157, 0, 5.21094706723863
1020, 9.0666666666649, 0, 5.21094706723862
1021, 9.39999999999823, 0, 5.2109470672386
1022, 8.73333333333157, 0, 5.54428040057196
1023, 9.0666666666649, 0, 5.54428040057195
1024, 9.39999999999823, 0, 5.54428040057193
1025, 8.73333333333157, 0, 5.8776137339053
1026, 9.0666666666649, 0, 5.87761373390528
1027, 9.73333333333157, 0, 5.21094706723859
1028, 10.0666666666649, 0, 5.21094706723857
1029, 10.3999999999982, 0, 5.21094706723855
1030, 9.73333333333157, 0, 5.54428040057192
1031, 10.0666666666649, 0, 5.5442804005719
1032, 10.3999999999982, 0, 5.54428040057189
1033, 9.73333333333157, 0, 5.87761373390525
1034, 10.0666666666649, 0, 5.87761373390524
1035, 10.7333333333316, 0, 5.21094706723854
1036, 11.0666666666649, 0, 5.21094706723852

1037, 11.3999999999982, 0, 5.21094706723851
1038, 10.7333333333316, 0, 5.54428040057187
1039, 11.0666666666649, 0, 5.54428040057186
1040, 11.3999999999982, 0, 5.54428040057184
1041, 10.7333333333316, 0, 5.87761373390521
1042, 11.0666666666649, 0, 5.87761373390519
1043, 11.7333333333316, 0, 5.21094706723849
1044, 12.0666666666649, 0, 5.21094706723848
1045, 11.7333333333316, 0, 5.54428040057183
1046, 12.0666666666649, 0, 5.54428040057181
1047, 11.7333333333315, 0, 5.87761373390516
1048, 12.0666666666649, 0, 5.87761373390514
1179, 12.3999999999982, 0, 6.21094706723846
1180, 12.7333333333315, 0, 6.21094706723845
1181, 13.0666666666649, 0, 6.21094706723843
1182, 13.3999999999982, 0, 6.21094706723842
1183, 12.3999999999982, 0, 6.5442804005718
1184, 12.7333333333315, 0, 6.54428040057178
1185, 13.0666666666649, 0, 6.54428040057177
1186, 13.3999999999982, 0, 6.54428040057175
1187, 12.7333333333315, 0, 6.87761373390511
1188, 13.0666666666649, 0, 6.8776137339051
1189, 13.7333333333316, 0, 6.2109470672384
1190, 14.0666666666649, 0, 6.21094706723839
1191, 14.3999999999982, 0, 6.21094706723837
1192, 13.7333333333316, 0, 6.54428040057174
1193, 14.0666666666649, 0, 6.54428040057172
1194, 14.3999999999982, 0, 6.5442804005717
1195, 13.7333333333316, 0, 6.87761373390507
1196, 14.0666666666649, 0, 6.87761373390505
1197, 14.7333333333316, 0, 6.21094706723836
1198, 15.0666666666649, 0, 6.21094706723834
1199, 15.3999999999982, 0, 6.21094706723833
1200, 14.7333333333316, 0, 6.54428040057169
1201, 15.0666666666649, 0, 6.54428040057167
1202, 15.3999999999982, 0, 6.54428040057166
1203, 14.7333333333316, 0, 6.87761373390502
1204, 15.0666666666649, 0, 6.87761373390501
1205, 15.7333333333316, 0, 6.21094706723831
1206, 16.0666666666649, 0, 6.21094706723829
1207, 16.3999999999982, 0, 6.21094706723828
1208, 15.7333333333316, 0, 6.54428040057164
1209, 16.0666666666649, 0, 6.54428040057163
1210, 16.3999999999982, 0, 6.54428040057161
1211, 15.7333333333316, 0, 6.87761373390498
1212, 16.0666666666649, 0, 6.87761373390496
1213, 16.7333333333314, 0, 6.21094706723826
1214, 17.0666666666645, 0, 6.21094706723825
1215, 17.3999999999977, 0, 6.21094706723823
1216, 16.7333333333314, 0, 6.5442804005716
1217, 17.0666666666645, 0, 6.54428040057158
1218, 17.3999999999977, 0, 6.54428040057157
1219, 16.7333333333314, 0, 6.87761373390493
1220, 17.0666666666645, 0, 6.87761373390492
1221, 12.7333333333315, 0, 7.21094706723845
1222, 12.3999999999982, 0, 7.21094706723846
1223, 13.7333333333316, 0, 7.2109470672384
1224, 13.3999999999982, 0, 7.21094706723842
1225, 14.7333333333316, 0, 7.21094706723836
1226, 14.3999999999982, 0, 7.21094706723837
1227, 15.7333333333316, 0, 7.21094706723831
1228, 15.3999999999982, 0, 7.21094706723833
1229, 16.7333333333314, 0, 7.21094706723826
1230, 16.3999999999982, 0, 7.21094706723828
1231, 13.0666666666649, 0, 7.21094706723843
1232, 12.7333333333315, 0, 7.54428040057178
1233, 12.3999999999982, 0, 7.5442804005718
1234, 13.0666666666649, 0, 7.54428040057177
1235, 13.3999999999982, 0, 7.54428040057175
1236, 12.7333333333315, 0, 7.87761373390511
1237, 12.3999999999982, 0, 7.87761373390513
1238, 13.0666666666649, 0, 7.8776137339051
1239, 13.3999999999982, 0, 7.87761373390508

1240, 14.0666666666649, 0, 7.21094706723839
1241, 13.7333333333316, 0, 7.54428040057174
1242, 14.0666666666649, 0, 7.54428040057172
1243, 14.3999999999982, 0, 7.5442804005717
1244, 13.7333333333316, 0, 7.87761373390507
1245, 14.0666666666649, 0, 7.87761373390505
1246, 14.3999999999982, 0, 7.87761373390504
1247, 15.0666666666649, 0, 7.21094706723834
1248, 14.7333333333316, 0, 7.54428040057169
1249, 15.0666666666649, 0, 7.54428040057167
1250, 15.3999999999982, 0, 7.54428040057166
1251, 14.7333333333316, 0, 7.87761373390502
1252, 15.0666666666649, 0, 7.87761373390501
1253, 15.3999999999982, 0, 7.87761373390499
1254, 16.0666666666649, 0, 7.21094706723829
1255, 15.7333333333316, 0, 7.54428040057164
1256, 16.0666666666649, 0, 7.54428040057163
1257, 16.3999999999982, 0, 7.54428040057161
1258, 15.7333333333316, 0, 7.87761373390498
1259, 16.0666666666649, 0, 7.87761373390496
1260, 16.3999999999982, 0, 7.87761373390495
1261, 17.0666666666645, 0, 7.21094706723825
1262, 17.3999999999977, 0, 7.21094706723823
1263, 16.7333333333314, 0, 7.5442804005716
1264, 17.0666666666645, 0, 7.54428040057158
1265, 17.3999999999977, 0, 7.54428040057157
1266, 16.7333333333314, 0, 7.87761373390493
1267, 17.0666666666645, 0, 7.87761373390492
1268, 17.3999999999977, 0, 7.8776137339049
1269, 12.7333333333315, 0, 8.21094706723845
1270, 12.3999999999982, 0, 8.21094706723846
1271, 13.7333333333316, 0, 8.2109470672384
1272, 13.3999999999982, 0, 8.21094706723842
1273, 14.7333333333316, 0, 8.21094706723835
1274, 14.3999999999982, 0, 8.21094706723837
1275, 15.7333333333316, 0, 8.21094706723831
1276, 15.3999999999982, 0, 8.21094706723833
1277, 16.7333333333314, 0, 8.21094706723826
1278, 16.3999999999982, 0, 8.21094706723828
1279, 13.0666666666649, 0, 8.21094706723843
1280, 12.7333333333315, 0, 8.54428040057178
1281, 12.3999999999982, 0, 8.5442804005718
1282, 13.0666666666649, 0, 8.54428040057176
1283, 13.3999999999982, 0, 8.54428040057175
1284, 12.7333333333315, 0, 8.87761373390511
1285, 12.3999999999982, 0, 8.87761373390513
1286, 13.0666666666649, 0, 8.8776137339051
1287, 13.3999999999982, 0, 8.87761373390508
1288, 14.0666666666649, 0, 8.21094706723839
1289, 13.7333333333316, 0, 8.54428040057174
1290, 14.0666666666649, 0, 8.54428040057172
1291, 14.3999999999982, 0, 8.5442804005717
1292, 13.7333333333316, 0, 8.87761373390507
1293, 14.0666666666649, 0, 8.87761373390505
1294, 14.3999999999982, 0, 8.87761373390504
1295, 15.0666666666649, 0, 8.21094706723834
1296, 14.7333333333316, 0, 8.54428040057169
1297, 15.0666666666649, 0, 8.54428040057167
1298, 15.3999999999982, 0, 8.54428040057166
1299, 14.7333333333316, 0, 8.87761373390502
1300, 15.0666666666649, 0, 8.87761373390501
1301, 15.3999999999982, 0, 8.87761373390499
1302, 16.0666666666649, 0, 8.21094706723829
1303, 15.7333333333316, 0, 8.54428040057164
1304, 16.0666666666649, 0, 8.54428040057163
1305, 16.3999999999982, 0, 8.54428040057161
1306, 15.7333333333316, 0, 8.87761373390498
1307, 16.0666666666649, 0, 8.87761373390496
1308, 16.3999999999982, 0, 8.87761373390495
1309, 17.0666666666645, 0, 8.21094706723825
1310, 17.3999999999977, 0, 8.21094706723823
1311, 16.7333333333314, 0, 8.5442804005716
1312, 17.0666666666645, 0, 8.54428040057158

1313, 17.3999999999977, 0, 8.54428040057157
1314, 16.7333333333314, 0, 8.87761373390493
1315, 17.0666666666645, 0, 8.87761373390492
1316, 17.3999999999977, 0, 8.8776137339049
1317, 12.7333333333315, 0, 9.21094706723845
1318, 12.3999999999982, 0, 9.21094706723846
1319, 13.7333333333316, 0, 9.2109470672384
1320, 13.3999999999982, 0, 9.21094706723842
1321, 14.7333333333316, 0, 9.21094706723835
1322, 14.3999999999982, 0, 9.21094706723837
1323, 15.7333333333316, 0, 9.21094706723831
1324, 15.3999999999982, 0, 9.21094706723833
1325, 16.7333333333314, 0, 9.21094706723826
1326, 16.3999999999982, 0, 9.21094706723828
1327, 13.0666666666649, 0, 9.21094706723843
1328, 12.7333333333315, 0, 9.54428040057178
1329, 12.3999999999982, 0, 9.5442804005718
1330, 13.0666666666649, 0, 9.54428040057176
1331, 13.3999999999982, 0, 9.54428040057175
1332, 12.7333333333315, 0, 9.87761373390511
1333, 12.3999999999982, 0, 9.87761373390513
1334, 13.0666666666649, 0, 9.8776137339051
1335, 13.3999999999982, 0, 9.87761373390508
1336, 14.0666666666649, 0, 9.21094706723839
1337, 13.7333333333316, 0, 9.54428040057174
1338, 14.0666666666649, 0, 9.54428040057172
1339, 14.3999999999982, 0, 9.5442804005717
1340, 13.7333333333316, 0, 9.87761373390507
1341, 14.0666666666649, 0, 9.87761373390505
1342, 14.3999999999982, 0, 9.87761373390504
1343, 15.0666666666649, 0, 9.21094706723834
1344, 14.7333333333316, 0, 9.54428040057169
1345, 15.0666666666649, 0, 9.54428040057167
1346, 15.3999999999982, 0, 9.54428040057166
1347, 14.7333333333316, 0, 9.87761373390502
1348, 15.0666666666649, 0, 9.87761373390501
1349, 15.3999999999982, 0, 9.87761373390499
1350, 16.0666666666649, 0, 9.21094706723829
1351, 15.7333333333316, 0, 9.54428040057164
1352, 16.0666666666649, 0, 9.54428040057163
1353, 16.3999999999982, 0, 9.54428040057161
1354, 15.7333333333316, 0, 9.87761373390498
1355, 16.0666666666649, 0, 9.87761373390496
1356, 16.3999999999982, 0, 9.87761373390495
1357, 17.0666666666645, 0, 9.21094706723825
1358, 17.3999999999977, 0, 9.21094706723823
1359, 16.7333333333314, 0, 9.5442804005716
1360, 17.0666666666645, 0, 9.54428040057158
1361, 17.3999999999977, 0, 9.54428040057157
1362, 16.7333333333314, 0, 9.87761373390493
1363, 17.0666666666645, 0, 9.87761373390492
1364, 17.3999999999977, 0, 9.8776137339049
1365, 12.7333333333315, 0, 10.2109470672384
1366, 12.3999999999982, 0, 10.2109470672385
1367, 13.7333333333316, 0, 10.2109470672384
1368, 13.3999999999982, 0, 10.2109470672384
1369, 14.7333333333316, 0, 10.2109470672384
1370, 14.3999999999982, 0, 10.2109470672384
1371, 15.7333333333316, 0, 10.2109470672383
1372, 15.3999999999982, 0, 10.2109470672383
1373, 16.7333333333314, 0, 10.2109470672383
1374, 16.3999999999982, 0, 10.2109470672383
1375, 13.0666666666649, 0, 10.2109470672384
1376, 12.7333333333315, 0, 10.5442804005718
1377, 12.3999999999982, 0, 10.5442804005718
1378, 13.0666666666649, 0, 10.5442804005718
1379, 13.3999999999982, 0, 10.5442804005718
1380, 12.7333333333315, 0, 10.8776137339051
1381, 12.3999999999982, 0, 10.8776137339051
1382, 13.0666666666649, 0, 10.8776137339051
1383, 13.3999999999982, 0, 10.8776137339051
1384, 14.0666666666649, 0, 10.2109470672384
1385, 13.7333333333316, 0, 10.5442804005717

1386, 14.0666666666649, 0, 10.5442804005717
1387, 14.3999999999982, 0, 10.5442804005717
1388, 13.7333333333316, 0, 10.8776137339051
1389, 14.0666666666649, 0, 10.8776137339051
1390, 14.3999999999982, 0, 10.877613733905
1391, 15.0666666666649, 0, 10.2109470672383
1392, 14.7333333333316, 0, 10.5442804005717
1393, 15.0666666666649, 0, 10.5442804005717
1394, 15.3999999999982, 0, 10.5442804005717
1395, 14.7333333333316, 0, 10.877613733905
1396, 15.0666666666649, 0, 10.877613733905
1397, 15.3999999999982, 0, 10.877613733905
1398, 16.0666666666649, 0, 10.2109470672383
1399, 15.7333333333316, 0, 10.5442804005716
1400, 16.0666666666649, 0, 10.5442804005716
1401, 16.3999999999982, 0, 10.5442804005716
1402, 15.7333333333316, 0, 10.877613733905
1403, 16.0666666666649, 0, 10.877613733905
1404, 16.3999999999982, 0, 10.8776137339049
1405, 17.0666666666645, 0, 10.2109470672382
1406, 17.3999999999977, 0, 10.2109470672382
1407, 16.7333333333314, 0, 10.5442804005716
1408, 17.0666666666645, 0, 10.5442804005716
1409, 17.3999999999977, 0, 10.5442804005716
1410, 16.7333333333314, 0, 10.8776137339049
1411, 17.0666666666645, 0, 10.8776137339049
1412, 17.3999999999977, 0, 10.8776137339049
1413, 12.7333333333315, 0, 11.2776137339051
1414, 12.3999999999982, 0, 11.2776137339051
1415, 13.0666666666648, 0, 11.2776137339051
1416, 13.3999999999982, 0, 11.2776137339051
1417, 13.7333333333315, 0, 11.2776137339051
1418, 14.0666666666648, 0, 11.2776137339051
1419, 14.3999999999982, 0, 11.2776137339051
1420, 14.7333333333315, 0, 11.2776137339051
1421, 15.0666666666648, 0, 11.2776137339051
1422, 15.3999999999982, 0, 11.2776137339051
1423, 15.7333333333315, 0, 11.2776137339051
1424, 16.0666666666648, 0, 11.2776137339051
1425, 16.3999999999981, 0, 11.2776137339051
1426, 16.7333333333315, 0, 11.2776137339051
1427, 17.0666666666648, 0, 11.2776137339051
1428, 17.3999999999981, 0, 11.2776137339051
1429, 12.3999999999982, 0, 0.477613733905129
1430, 12.7333333333315, 0, 0.477613733905114
1431, 13.0666666666649, 0, 0.477613733905098
1432, 13.3999999999982, 0, 0.477613733905082
1433, 13.7333333333316, 0, 0.477613733905068
1434, 14.0666666666649, 0, 0.477613733905052
1435, 14.3999999999982, 0, 0.477613733905036
1436, 14.7333333333316, 0, 0.477613733905022
1437, 15.0666666666649, 0, 0.477613733905008
1438, 15.3999999999982, 0, 0.477613733904992
1439, 15.7333333333316, 0, 0.477613733904976
1440, 16.0666666666649, 0, 0.477613733904962
1441, 16.3999999999982, 0, 0.477613733904946
1442, 16.7333333333314, 0, 0.47761373390493
1443, 17.0666666666645, 0, 0.477613733904915
1444, 17.3999999999977, 0, 0.477613733904901
1445, 12.3999999999982, 0, 0.0776137339051285
1446, 12.7333333333315, 0, 0.0776137339051143
1447, 13.0666666666649, 0, 0.0776137339050983
1448, 13.3999999999982, 0, 0.0776137339050823
1449, 13.7333333333316, 0, 0.0776137339050681
1450, 14.0666666666649, 0, 0.0776137339050521
1451, 14.3999999999982, 0, 0.0776137339050361
1452, 14.7333333333316, 0, 0.0776137339050219
1453, 15.0666666666649, 0, 0.0776137339050077
1454, 15.3999999999982, 0, 0.0776137339049917
1455, 15.7333333333316, 0, 0.0776137339049757
1456, 16.0666666666649, 0, 0.0776137339049615
1457, 16.3999999999982, 0, 0.0776137339049455
1458, 16.7333333333314, 0, 0.0776137339049295

```
  1459, 17.0666666666645, 0, 0.0776137339049153
  1460, 17.3999999999977, 0, 0.0776137339049011
  1461, 12.0666666666682, 0, 0.477613733905129
  1462, 12.0666666666682, 0, 0.0776137339051285
  1463, 11.7333333333382, 0, 0.477613733905129
  1464, 11.7333333333382, 0, 0.0776137339051285
  1465, 11.4000000000082, 0, 0.477613733905129
  1466, 11.4000000000082, 0, 0.0776137339051285
  1467, 11.0666666666782, 0, 0.477613733905129
  1468, 11.0666666666782, 0, 0.0776137339051285
  1469, 10.7333333333482, 0, 0.477613733905129
  1470, 10.7333333333482, 0, 0.0776137339051285
  1471, 10.4000000000182, 0, 0.477613733905129
  1472, 10.4000000000182, 0, 0.0776137339051285
  1473, 10.0666666666882, 0, 0.477613733905129
  1474, 10.0666666666882, 0, 0.0776137339051285
  1475, 9.73333333335816, 0, 0.477613733905129
  1476, 9.73333333335816, 0, 0.0776137339051285
  1477, 9.40000000002816, 0, 0.477613733905129
  1478, 9.40000000002816, 0, 0.0776137339051285
  1479, 9.06666666669816, 0, 0.477613733905129
  1480, 9.06666666669816, 0, 0.0776137339051285
  1481, 8.73333333336816, 0, 0.477613733905129
  1482, 8.73333333336816, 0, 0.0776137339051285
  1483, 8.40000000003816, 0, 0.477613733905129
  1484, 8.40000000003816, 0, 0.0776137339051285
  1485, 8.06666666670816, 0, 0.477613733905129
  1486, 8.06666666670816, 0, 0.0776137339051285
  1487, 7.73333333337816, 0, 0.477613733905129
  1488, 7.73333333337816, 0, 0.0776137339051285
  1489, 7.40000000004816, 0, 0.477613733905129
  1490, 7.40000000004816, 0, 0.0776137339051285
  1491, 7.06666666671816, 0, 0.477613733905129
  1492, 7.06666666671816, 0, 0.0776137339051285
  1493, 6.73333333338816, 0, 0.477613733905129
  1494, 6.73333333338816, 0, 0.0776137339051285
  1495, 6.40000000005816, 0, 0.477613733905129
  1496, 6.40000000005816, 0, 0.0776137339051285
  1497, 6.06666666672816, 0, 0.477613733905129
  1498, 6.06666666672816, 0, 0.0776137339051285
  1499, 5.73333333339816, 0, 0.477613733905129
  1500, 5.73333333339816, 0, 0.0776137339051285
  1501, 5.40000000006816, 0, 0.477613733905129
  1502, 5.40000000006816, 0, 0.0776137339051285
  1503, 5.06666666673816, 0, 0.477613733905129
  1504, 5.06666666673816, 0, 0.0776137339051285
  1505, 4.73333333340816, 0, 0.477613733905129
  1506, 4.73333333340816, 0, 0.0776137339051285
  1507, 4.40000000007816, 0, 0.477613733905129
  1508, 4.40000000007816, 0, 0.0776137339051285
  1509, 4.06666666674816, 0, 0.477613733905129
  1510, 4.06666666674816, 0, 0.0776137339051285
  1511, 3.73333333341816, 0, 0.477613733905129
  1512, 3.73333333341816, 0, 0.0776137339051285
  1513, 3.40000000008816, 0, 0.477613733905129
  1514, 3.40000000008816, 0, 0.0776137339051285
  1515, 3.06666666675816, 0, 0.477613733905129
  1516, 3.06666666675816, 0, 0.0776137339051285
  1517, 2.73333333342816, 0, 0.477613733905129
  1518, 2.73333333342816, 0, 0.0776137339051285
  1519, 2.40000000009816, 0, 0.477613733905129
  1520, 2.40000000009816, 0, 0.0776137339051285
  1521, 2.10000000009816, 0, 0.477613733905129
  1522, 2.10000000009816, 0, 0.0776137339051285
  1523, 1.80000000009816, 0, 0.477613733905129
  1524, 1.80000000009816, 0, 0.0776137339051285
  1525, 1.50000000009816, 0, 0.477613733905129
  1526, 1.50000000009816, 0, 0.0776137339051285

*ELEMENT    ; Elements
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL, iOPT(EXVAL2) ; Frame  Element
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL, EXVAL2, bLMT ; Comp/Tens Truss
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID             ; Planar Element
```

```
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, iN7, iN8     ; Solid  Element
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, REF, RPX, RPY, RPZ, iSUB, EXVAL  ; Frame(Ref. Point)
   402, PLATE ,    1,     1,    71,   367,   370,   369,     1
   403, PLATE ,    1,     1,    72,   379,   382,   381,     1
   404, PLATE ,    1,     1,    73,   389,   392,   391,     1
   405, PLATE ,    1,     1,    74,   399,   402,   401,     1
   408, PLATE ,    1,     1,    79,   409,   411,   404,     1
   409, PLATE ,    1,     1,    78,   417,   419,   394,     1
   410, PLATE ,    1,     1,    77,   425,   427,   384,     1
   411, PLATE ,    1,     1,    76,   433,   435,   372,     1
   427, PLATE ,    1,     1,    81,   443,   445,   437,     1
   428, PLATE ,    1,     1,    82,   453,   455,   429,     1
   429, PLATE ,    1,     1,    83,   461,   463,   421,     1
   430, PLATE ,    1,     1,    84,   469,   471,   413,     1
   438, PLATE ,    1,     1,    86,   477,   479,   447,     1
   439, PLATE ,    1,     1,    87,   487,   489,   457,     1
   440, PLATE ,    1,     1,    88,   495,   497,   465,     1
   441, PLATE ,    1,     1,    89,   503,   505,   473,     1
   449, PLATE ,    1,     1,   183,   511,   513,   481,     1
   450, PLATE ,    1,     1,   184,   521,   523,   491,     1
   451, PLATE ,    1,     1,   185,   529,   531,   499,     1
   452, PLATE ,    1,     1,   186,   537,   539,   507,     1
   460, PLATE ,    1,     1,   188,   545,   547,   515,     1
   461, PLATE ,    1,     1,   189,   555,   557,   525,     1
   462, PLATE ,    1,     1,   190,   563,   565,   533,     1
   463, PLATE ,    1,     1,   191,   571,   573,   541,     1
   471, PLATE ,    1,     1,   193,   579,   581,   549,     1
   472, PLATE ,    1,     1,   194,   589,   591,   559,     1
   473, PLATE ,    1,     1,   195,   597,   599,   567,     1
   474, PLATE ,    1,     1,   196,   605,   607,   575,     1
   482, PLATE ,    1,     1,   198,   613,   615,   583,     1
   483, PLATE ,    1,     1,   199,   623,   625,   593,     1
   484, PLATE ,    1,     1,   200,   631,   633,   601,     1
   485, PLATE ,    1,     1,   201,   639,   641,   609,     1
   493, PLATE ,    1,     1,   203,   647,   649,   617,     1
   494, PLATE ,    1,     1,   204,   657,   659,   627,     1
   495, PLATE ,    1,     1,   205,   665,   667,   635,     1
   496, PLATE ,    1,     1,   206,   673,   675,   643,     1
   504, PLATE ,    1,     1,   208,   681,   683,   651,     1
   505, PLATE ,    1,     1,   209,   691,   693,   661,     1
   506, PLATE ,    1,     1,   210,   699,   701,   669,     1
   507, PLATE ,    1,     1,   211,   707,   709,   677,     1
   515, PLATE ,    1,     1,   213,   715,   717,   685,     1
   516, PLATE ,    1,     1,   214,   725,   727,   695,     1
   517, PLATE ,    1,     1,   215,   733,   735,   703,     1
   518, PLATE ,    1,     1,   216,   741,   743,   711,     1
   526, PLATE ,    1,     1,   218,   749,   751,   719,     1
   527, PLATE ,    1,     1,   219,   759,   761,   729,     1
   528, PLATE ,    1,     1,   220,   767,   769,   737,     1
   529, PLATE ,    1,     1,   221,   775,   777,   745,     1
   537, PLATE ,    1,     1,   223,   783,   785,   753,     1
   538, PLATE ,    1,     1,   224,   793,   795,   763,     1
   539, PLATE ,    1,     1,   225,   801,   803,   771,     1
   540, PLATE ,    1,     1,   226,   809,   811,   779,     1
   548, PLATE ,    1,     1,   228,   817,   819,   787,     1
   549, PLATE ,    1,     1,   229,   827,   829,   797,     1
   550, PLATE ,    1,     1,   230,   835,   837,   805,     1
   551, PLATE ,    1,     1,   231,   843,   845,   813,     1
   559, PLATE ,    1,     1,   233,   851,   853,   821,     1
   560, PLATE ,    1,     1,   234,   861,   863,   831,     1
   561, PLATE ,    1,     1,   235,   869,   871,   839,     1
   562, PLATE ,    1,     1,   236,   877,   879,   847,     1
   570, PLATE ,    1,     1,   238,   885,   887,   855,     1
   571, PLATE ,    1,     1,   239,   895,   897,   865,     1
   572, PLATE ,    1,     1,   240,   903,   905,   873,     1
   573, PLATE ,    1,     1,   241,   911,   913,   881,     1
   575, PLATE ,    1,     1,   152,   757,   920,   919,     1
   576, PLATE ,    1,     1,   158,   791,   929,   922,     1
   577, PLATE ,    1,     1,   164,   825,   937,   931,     1
   578, PLATE ,    1,     1,   170,   859,   945,   939,     1
   579, PLATE ,    1,     1,   176,   893,   953,   947,     1
   617, PLATE ,    1,     1,    70,   377,   962,   961,     1
   618, PLATE ,    1,     1,    75,   441,   971,   964,     1
```

619, PLATE , 1, 1, 80, 451, 979, 973, 1
620, PLATE , 1, 1, 85, 485, 987, 981, 1
621, PLATE , 1, 1, 90, 519, 995, 989, 1
622, PLATE , 1, 1, 95, 553, 1003, 997, 1
623, PLATE , 1, 1, 100, 587, 1011, 1005, 1
624, PLATE , 1, 1, 105, 621, 1019, 1013, 1
625, PLATE , 1, 1, 110, 655, 1027, 1021, 1
626, PLATE , 1, 1, 116, 689, 1035, 1029, 1
627, PLATE , 1, 1, 122, 723, 1043, 1037, 1
650, PLATE , 1, 1, 151, 927, 1180, 1179, 1
651, PLATE , 1, 1, 247, 935, 1189, 1182, 1
652, PLATE , 1, 1, 248, 943, 1197, 1191, 1
653, PLATE , 1, 1, 249, 951, 1205, 1199, 1
654, PLATE , 1, 1, 250, 959, 1213, 1207, 1
680, PLATE , 1, 1, 367, 368, 371, 370, 1
681, PLATE , 1, 1, 368, 76, 372, 371, 1
682, PLATE , 1, 1, 369, 370, 374, 373, 1
683, PLATE , 1, 1, 370, 371, 375, 374, 1
684, PLATE , 1, 1, 371, 372, 376, 375, 1
685, PLATE , 1, 1, 373, 374, 377, 70, 1
686, PLATE , 1, 1, 374, 375, 378, 377, 1
687, PLATE , 1, 1, 375, 376, 75, 378, 1
688, PLATE , 1, 1, 379, 380, 383, 382, 1
689, PLATE , 1, 1, 380, 77, 384, 383, 1
690, PLATE , 1, 1, 381, 382, 386, 385, 1
691, PLATE , 1, 1, 382, 383, 387, 386, 1
692, PLATE , 1, 1, 383, 384, 388, 387, 1
693, PLATE , 1, 1, 385, 386, 367, 71, 1
694, PLATE , 1, 1, 386, 387, 368, 367, 1
695, PLATE , 1, 1, 387, 388, 76, 368, 1
696, PLATE , 1, 1, 389, 390, 393, 392, 1
697, PLATE , 1, 1, 390, 78, 394, 393, 1
698, PLATE , 1, 1, 391, 392, 396, 395, 1
699, PLATE , 1, 1, 392, 393, 397, 396, 1
700, PLATE , 1, 1, 393, 394, 398, 397, 1
701, PLATE , 1, 1, 395, 396, 379, 72, 1
702, PLATE , 1, 1, 396, 397, 380, 379, 1
703, PLATE , 1, 1, 397, 398, 77, 380, 1
704, PLATE , 1, 1, 399, 400, 403, 402, 1
705, PLATE , 1, 1, 400, 79, 404, 403, 1
706, PLATE , 1, 1, 401, 402, 406, 405, 1
707, PLATE , 1, 1, 402, 403, 407, 406, 1
708, PLATE , 1, 1, 403, 404, 408, 407, 1
709, PLATE , 1, 1, 405, 406, 389, 73, 1
710, PLATE , 1, 1, 406, 407, 390, 389, 1
711, PLATE , 1, 1, 407, 408, 78, 390, 1
712, PLATE , 1, 1, 409, 410, 412, 411, 1
713, PLATE , 1, 1, 410, 84, 413, 412, 1
714, PLATE , 1, 1, 404, 411, 414, 408, 1
715, PLATE , 1, 1, 411, 412, 415, 414, 1
716, PLATE , 1, 1, 412, 413, 416, 415, 1
717, PLATE , 1, 1, 408, 414, 417, 78, 1
718, PLATE , 1, 1, 414, 415, 418, 417, 1
719, PLATE , 1, 1, 415, 416, 83, 418, 1
720, PLATE , 1, 1, 417, 418, 420, 419, 1
721, PLATE , 1, 1, 418, 83, 421, 420, 1
722, PLATE , 1, 1, 394, 419, 422, 398, 1
723, PLATE , 1, 1, 419, 420, 423, 422, 1
724, PLATE , 1, 1, 420, 421, 424, 423, 1
725, PLATE , 1, 1, 398, 422, 425, 77, 1
726, PLATE , 1, 1, 422, 423, 426, 425, 1
727, PLATE , 1, 1, 423, 424, 82, 426, 1
728, PLATE , 1, 1, 425, 426, 428, 427, 1
729, PLATE , 1, 1, 426, 82, 429, 428, 1
730, PLATE , 1, 1, 384, 427, 430, 388, 1
731, PLATE , 1, 1, 427, 428, 431, 430, 1
732, PLATE , 1, 1, 428, 429, 432, 431, 1
733, PLATE , 1, 1, 388, 430, 433, 76, 1
734, PLATE , 1, 1, 430, 431, 434, 433, 1
735, PLATE , 1, 1, 431, 432, 81, 434, 1
736, PLATE , 1, 1, 433, 434, 436, 435, 1
737, PLATE , 1, 1, 434, 81, 437, 436, 1
738, PLATE , 1, 1, 372, 435, 438, 376, 1

739, PLATE , 1, 1, 435, 436, 439, 438, 1
740, PLATE , 1, 1, 436, 437, 440, 439, 1
741, PLATE , 1, 1, 376, 438, 441, 75, 1
742, PLATE , 1, 1, 438, 439, 442, 441, 1
743, PLATE , 1, 1, 439, 440, 80, 442, 1
744, PLATE , 1, 1, 443, 444, 446, 445, 1
745, PLATE , 1, 1, 444, 86, 447, 446, 1
746, PLATE , 1, 1, 437, 445, 448, 440, 1
747, PLATE , 1, 1, 445, 446, 449, 448, 1
748, PLATE , 1, 1, 446, 447, 450, 449, 1
749, PLATE , 1, 1, 440, 448, 451, 80, 1
750, PLATE , 1, 1, 448, 449, 452, 451, 1
751, PLATE , 1, 1, 449, 450, 85, 452, 1
752, PLATE , 1, 1, 453, 454, 456, 455, 1
753, PLATE , 1, 1, 454, 87, 457, 456, 1
754, PLATE , 1, 1, 429, 455, 458, 432, 1
755, PLATE , 1, 1, 455, 456, 459, 458, 1
756, PLATE , 1, 1, 456, 457, 460, 459, 1
757, PLATE , 1, 1, 432, 458, 443, 81, 1
758, PLATE , 1, 1, 458, 459, 444, 443, 1
759, PLATE , 1, 1, 459, 460, 86, 444, 1
760, PLATE , 1, 1, 461, 462, 464, 463, 1
761, PLATE , 1, 1, 462, 88, 465, 464, 1
762, PLATE , 1, 1, 421, 463, 466, 424, 1
763, PLATE , 1, 1, 463, 464, 467, 466, 1
764, PLATE , 1, 1, 464, 465, 468, 467, 1
765, PLATE , 1, 1, 424, 466, 453, 82, 1
766, PLATE , 1, 1, 466, 467, 454, 453, 1
767, PLATE , 1, 1, 467, 468, 87, 454, 1
768, PLATE , 1, 1, 469, 470, 472, 471, 1
769, PLATE , 1, 1, 470, 89, 473, 472, 1
770, PLATE , 1, 1, 413, 471, 474, 416, 1
771, PLATE , 1, 1, 471, 472, 475, 474, 1
772, PLATE , 1, 1, 472, 473, 476, 475, 1
773, PLATE , 1, 1, 416, 474, 461, 83, 1
774, PLATE , 1, 1, 474, 475, 462, 461, 1
775, PLATE , 1, 1, 475, 476, 88, 462, 1
776, PLATE , 1, 1, 477, 478, 480, 479, 1
777, PLATE , 1, 1, 478, 183, 481, 480, 1
778, PLATE , 1, 1, 447, 479, 482, 450, 1
779, PLATE , 1, 1, 479, 480, 483, 482, 1
780, PLATE , 1, 1, 480, 481, 484, 483, 1
781, PLATE , 1, 1, 450, 482, 485, 85, 1
782, PLATE , 1, 1, 482, 483, 486, 485, 1
783, PLATE , 1, 1, 483, 484, 90, 486, 1
784, PLATE , 1, 1, 487, 488, 490, 489, 1
785, PLATE , 1, 1, 488, 184, 491, 490, 1
786, PLATE , 1, 1, 457, 489, 492, 460, 1
787, PLATE , 1, 1, 489, 490, 493, 492, 1
788, PLATE , 1, 1, 490, 491, 494, 493, 1
789, PLATE , 1, 1, 460, 492, 477, 86, 1
790, PLATE , 1, 1, 492, 493, 478, 477, 1
791, PLATE , 1, 1, 493, 494, 183, 478, 1
792, PLATE , 1, 1, 495, 496, 498, 497, 1
793, PLATE , 1, 1, 496, 185, 499, 498, 1
794, PLATE , 1, 1, 465, 497, 500, 468, 1
795, PLATE , 1, 1, 497, 498, 501, 500, 1
796, PLATE , 1, 1, 498, 499, 502, 501, 1
797, PLATE , 1, 1, 468, 500, 487, 87, 1
798, PLATE , 1, 1, 500, 501, 488, 487, 1
799, PLATE , 1, 1, 501, 502, 184, 488, 1
800, PLATE , 1, 1, 503, 504, 506, 505, 1
801, PLATE , 1, 1, 504, 186, 507, 506, 1
802, PLATE , 1, 1, 473, 505, 508, 476, 1
803, PLATE , 1, 1, 505, 506, 509, 508, 1
804, PLATE , 1, 1, 506, 507, 510, 509, 1
805, PLATE , 1, 1, 476, 508, 495, 88, 1
806, PLATE , 1, 1, 508, 509, 496, 495, 1
807, PLATE , 1, 1, 509, 510, 185, 496, 1
808, PLATE , 1, 1, 511, 512, 514, 513, 1
809, PLATE , 1, 1, 512, 188, 515, 514, 1
810, PLATE , 1, 1, 481, 513, 516, 484, 1
811, PLATE , 1, 1, 513, 514, 517, 516, 1

812, PLATE , 1, 1, 514, 515, 518, 517, 1
813, PLATE , 1, 1, 484, 516, 519, 90, 1
814, PLATE , 1, 1, 516, 517, 520, 519, 1
815, PLATE , 1, 1, 517, 518, 95, 520, 1
816, PLATE , 1, 1, 521, 522, 524, 523, 1
817, PLATE , 1, 1, 522, 189, 525, 524, 1
818, PLATE , 1, 1, 491, 523, 526, 494, 1
819, PLATE , 1, 1, 523, 524, 527, 526, 1
820, PLATE , 1, 1, 524, 525, 528, 527, 1
821, PLATE , 1, 1, 494, 526, 511, 183, 1
822, PLATE , 1, 1, 526, 527, 512, 511, 1
823, PLATE , 1, 1, 527, 528, 188, 512, 1
824, PLATE , 1, 1, 529, 530, 532, 531, 1
825, PLATE , 1, 1, 530, 190, 533, 532, 1
826, PLATE , 1, 1, 499, 531, 534, 502, 1
827, PLATE , 1, 1, 531, 532, 535, 534, 1
828, PLATE , 1, 1, 532, 533, 536, 535, 1
829, PLATE , 1, 1, 502, 534, 521, 184, 1
830, PLATE , 1, 1, 534, 535, 522, 521, 1
831, PLATE , 1, 1, 535, 536, 189, 522, 1
832, PLATE , 1, 1, 537, 538, 540, 539, 1
833, PLATE , 1, 1, 538, 191, 541, 540, 1
834, PLATE , 1, 1, 507, 539, 542, 510, 1
835, PLATE , 1, 1, 539, 540, 543, 542, 1
836, PLATE , 1, 1, 540, 541, 544, 543, 1
837, PLATE , 1, 1, 510, 542, 529, 185, 1
838, PLATE , 1, 1, 542, 543, 530, 529, 1
839, PLATE , 1, 1, 543, 544, 190, 530, 1
840, PLATE , 1, 1, 545, 546, 548, 547, 1
841, PLATE , 1, 1, 546, 193, 549, 548, 1
842, PLATE , 1, 1, 515, 547, 550, 518, 1
843, PLATE , 1, 1, 547, 548, 551, 550, 1
844, PLATE , 1, 1, 548, 549, 552, 551, 1
845, PLATE , 1, 1, 518, 550, 553, 95, 1
846, PLATE , 1, 1, 550, 551, 554, 553, 1
847, PLATE , 1, 1, 551, 552, 100, 554, 1
848, PLATE , 1, 1, 555, 556, 558, 557, 1
849, PLATE , 1, 1, 556, 194, 559, 558, 1
850, PLATE , 1, 1, 525, 557, 560, 528, 1
851, PLATE , 1, 1, 557, 558, 561, 560, 1
852, PLATE , 1, 1, 558, 559, 562, 561, 1
853, PLATE , 1, 1, 528, 560, 545, 188, 1
854, PLATE , 1, 1, 560, 561, 546, 545, 1
855, PLATE , 1, 1, 561, 562, 193, 546, 1
856, PLATE , 1, 1, 563, 564, 566, 565, 1
857, PLATE , 1, 1, 564, 195, 567, 566, 1
858, PLATE , 1, 1, 533, 565, 568, 536, 1
859, PLATE , 1, 1, 565, 566, 569, 568, 1
860, PLATE , 1, 1, 566, 567, 570, 569, 1
861, PLATE , 1, 1, 536, 568, 555, 189, 1
862, PLATE , 1, 1, 568, 569, 556, 555, 1
863, PLATE , 1, 1, 569, 570, 194, 556, 1
864, PLATE , 1, 1, 571, 572, 574, 573, 1
865, PLATE , 1, 1, 572, 196, 575, 574, 1
866, PLATE , 1, 1, 541, 573, 576, 544, 1
867, PLATE , 1, 1, 573, 574, 577, 576, 1
868, PLATE , 1, 1, 574, 575, 578, 577, 1
869, PLATE , 1, 1, 544, 576, 563, 190, 1
870, PLATE , 1, 1, 576, 577, 564, 563, 1
871, PLATE , 1, 1, 577, 578, 195, 564, 1
872, PLATE , 1, 1, 579, 580, 582, 581, 1
873, PLATE , 1, 1, 580, 198, 583, 582, 1
874, PLATE , 1, 1, 549, 581, 584, 552, 1
875, PLATE , 1, 1, 581, 582, 585, 584, 1
876, PLATE , 1, 1, 582, 583, 586, 585, 1
877, PLATE , 1, 1, 552, 584, 587, 100, 1
878, PLATE , 1, 1, 584, 585, 588, 587, 1
879, PLATE , 1, 1, 585, 586, 105, 588, 1
880, PLATE , 1, 1, 589, 590, 592, 591, 1
881, PLATE , 1, 1, 590, 199, 593, 592, 1
882, PLATE , 1, 1, 559, 591, 594, 562, 1
883, PLATE , 1, 1, 591, 592, 595, 594, 1
884, PLATE , 1, 1, 592, 593, 596, 595, 1

885, PLATE , 1, 1, 562, 594, 579, 193, 1
886, PLATE , 1, 1, 594, 595, 580, 579, 1
887, PLATE , 1, 1, 595, 596, 198, 580, 1
888, PLATE , 1, 1, 597, 598, 600, 599, 1
889, PLATE , 1, 1, 598, 200, 601, 600, 1
890, PLATE , 1, 1, 567, 599, 602, 570, 1
891, PLATE , 1, 1, 599, 600, 603, 602, 1
892, PLATE , 1, 1, 600, 601, 604, 603, 1
893, PLATE , 1, 1, 570, 602, 589, 194, 1
894, PLATE , 1, 1, 602, 603, 590, 589, 1
895, PLATE , 1, 1, 603, 604, 199, 590, 1
896, PLATE , 1, 1, 605, 606, 608, 607, 1
897, PLATE , 1, 1, 606, 201, 609, 608, 1
898, PLATE , 1, 1, 575, 607, 610, 578, 1
899, PLATE , 1, 1, 607, 608, 611, 610, 1
900, PLATE , 1, 1, 608, 609, 612, 611, 1
901, PLATE , 1, 1, 578, 610, 597, 195, 1
902, PLATE , 1, 1, 610, 611, 598, 597, 1
903, PLATE , 1, 1, 611, 612, 200, 598, 1
904, PLATE , 1, 1, 613, 614, 616, 615, 1
905, PLATE , 1, 1, 614, 203, 617, 616, 1
906, PLATE , 1, 1, 583, 615, 618, 586, 1
907, PLATE , 1, 1, 615, 616, 619, 618, 1
908, PLATE , 1, 1, 616, 617, 620, 619, 1
909, PLATE , 1, 1, 586, 618, 621, 105, 1
910, PLATE , 1, 1, 618, 619, 622, 621, 1
911, PLATE , 1, 1, 619, 620, 110, 622, 1
912, PLATE , 1, 1, 623, 624, 626, 625, 1
913, PLATE , 1, 1, 624, 204, 627, 626, 1
914, PLATE , 1, 1, 593, 625, 628, 596, 1
915, PLATE , 1, 1, 625, 626, 629, 628, 1
916, PLATE , 1, 1, 626, 627, 630, 629, 1
917, PLATE , 1, 1, 596, 628, 613, 198, 1
918, PLATE , 1, 1, 628, 629, 614, 613, 1
919, PLATE , 1, 1, 629, 630, 203, 614, 1
920, PLATE , 1, 1, 631, 632, 634, 633, 1
921, PLATE , 1, 1, 632, 205, 635, 634, 1
922, PLATE , 1, 1, 601, 633, 636, 604, 1
923, PLATE , 1, 1, 633, 634, 637, 636, 1
924, PLATE , 1, 1, 634, 635, 638, 637, 1
925, PLATE , 1, 1, 604, 636, 623, 199, 1
926, PLATE , 1, 1, 636, 637, 624, 623, 1
927, PLATE , 1, 1, 637, 638, 204, 624, 1
928, PLATE , 1, 1, 639, 640, 642, 641, 1
929, PLATE , 1, 1, 640, 206, 643, 642, 1
930, PLATE , 1, 1, 609, 641, 644, 612, 1
931, PLATE , 1, 1, 641, 642, 645, 644, 1
932, PLATE , 1, 1, 642, 643, 646, 645, 1
933, PLATE , 1, 1, 612, 644, 631, 200, 1
934, PLATE , 1, 1, 644, 645, 632, 631, 1
935, PLATE , 1, 1, 645, 646, 205, 632, 1
936, PLATE , 1, 1, 647, 648, 650, 649, 1
937, PLATE , 1, 1, 648, 208, 651, 650, 1
938, PLATE , 1, 1, 617, 649, 652, 620, 1
939, PLATE , 1, 1, 649, 650, 653, 652, 1
940, PLATE , 1, 1, 650, 651, 654, 653, 1
941, PLATE , 1, 1, 620, 652, 655, 110, 1
942, PLATE , 1, 1, 652, 653, 656, 655, 1
943, PLATE , 1, 1, 653, 654, 116, 656, 1
944, PLATE , 1, 1, 657, 658, 660, 659, 1
945, PLATE , 1, 1, 658, 209, 661, 660, 1
946, PLATE , 1, 1, 627, 659, 662, 630, 1
947, PLATE , 1, 1, 659, 660, 663, 662, 1
948, PLATE , 1, 1, 660, 661, 664, 663, 1
949, PLATE , 1, 1, 630, 662, 647, 203, 1
950, PLATE , 1, 1, 662, 663, 648, 647, 1
951, PLATE , 1, 1, 663, 664, 208, 648, 1
952, PLATE , 1, 1, 665, 666, 668, 667, 1
953, PLATE , 1, 1, 666, 210, 669, 668, 1
954, PLATE , 1, 1, 635, 667, 670, 638, 1
955, PLATE , 1, 1, 667, 668, 671, 670, 1
956, PLATE , 1, 1, 668, 669, 672, 671, 1
957, PLATE , 1, 1, 638, 670, 657, 204, 1

```
 958, PLATE ,    1,    1,  670,  671,  658,  657,    1
 959, PLATE ,    1,    1,  671,  672,  209,  658,    1
 960, PLATE ,    1,    1,  673,  674,  676,  675,    1
 961, PLATE ,    1,    1,  674,  211,  677,  676,    1
 962, PLATE ,    1,    1,  643,  675,  678,  646,    1
 963, PLATE ,    1,    1,  675,  676,  679,  678,    1
 964, PLATE ,    1,    1,  676,  677,  680,  679,    1
 965, PLATE ,    1,    1,  646,  678,  665,  205,    1
 966, PLATE ,    1,    1,  678,  679,  666,  665,    1
 967, PLATE ,    1,    1,  679,  680,  210,  666,    1
 968, PLATE ,    1,    1,  681,  682,  684,  683,    1
 969, PLATE ,    1,    1,  682,  213,  685,  684,    1
 970, PLATE ,    1,    1,  651,  683,  686,  654,    1
 971, PLATE ,    1,    1,  683,  684,  687,  686,    1
 972, PLATE ,    1,    1,  684,  685,  688,  687,    1
 973, PLATE ,    1,    1,  654,  686,  689,  116,    1
 974, PLATE ,    1,    1,  686,  687,  690,  689,    1
 975, PLATE ,    1,    1,  687,  688,  122,  690,    1
 976, PLATE ,    1,    1,  691,  692,  694,  693,    1
 977, PLATE ,    1,    1,  692,  214,  695,  694,    1
 978, PLATE ,    1,    1,  661,  693,  696,  664,    1
 979, PLATE ,    1,    1,  693,  694,  697,  696,    1
 980, PLATE ,    1,    1,  694,  695,  698,  697,    1
 981, PLATE ,    1,    1,  664,  696,  681,  208,    1
 982, PLATE ,    1,    1,  696,  697,  682,  681,    1
 983, PLATE ,    1,    1,  697,  698,  213,  682,    1
 984, PLATE ,    1,    1,  699,  700,  702,  701,    1
 985, PLATE ,    1,    1,  700,  215,  703,  702,    1
 986, PLATE ,    1,    1,  669,  701,  704,  672,    1
 987, PLATE ,    1,    1,  701,  702,  705,  704,    1
 988, PLATE ,    1,    1,  702,  703,  706,  705,    1
 989, PLATE ,    1,    1,  672,  704,  691,  209,    1
 990, PLATE ,    1,    1,  704,  705,  692,  691,    1
 991, PLATE ,    1,    1,  705,  706,  214,  692,    1
 992, PLATE ,    1,    1,  707,  708,  710,  709,    1
 993, PLATE ,    1,    1,  708,  216,  711,  710,    1
 994, PLATE ,    1,    1,  677,  709,  712,  680,    1
 995, PLATE ,    1,    1,  709,  710,  713,  712,    1
 996, PLATE ,    1,    1,  710,  711,  714,  713,    1
 997, PLATE ,    1,    1,  680,  712,  699,  210,    1
 998, PLATE ,    1,    1,  712,  713,  700,  699,    1
 999, PLATE ,    1,    1,  713,  714,  215,  700,    1
1000, PLATE ,    1,    1,  715,  716,  718,  717,    1
1001, PLATE ,    1,    1,  716,  218,  719,  718,    1
1002, PLATE ,    1,    1,  685,  717,  720,  688,    1
1003, PLATE ,    1,    1,  717,  718,  721,  720,    1
1004, PLATE ,    1,    1,  718,  719,  722,  721,    1
1005, PLATE ,    1,    1,  688,  720,  723,  122,    1
1006, PLATE ,    1,    1,  720,  721,  724,  723,    1
1007, PLATE ,    1,    1,  721,  722,  152,  724,    1
1008, PLATE ,    1,    1,  725,  726,  728,  727,    1
1009, PLATE ,    1,    1,  726,  219,  729,  728,    1
1010, PLATE ,    1,    1,  695,  727,  730,  698,    1
1011, PLATE ,    1,    1,  727,  728,  731,  730,    1
1012, PLATE ,    1,    1,  728,  729,  732,  731,    1
1013, PLATE ,    1,    1,  698,  730,  715,  213,    1
1014, PLATE ,    1,    1,  730,  731,  716,  715,    1
1015, PLATE ,    1,    1,  731,  732,  218,  716,    1
1016, PLATE ,    1,    1,  733,  734,  736,  735,    1
1017, PLATE ,    1,    1,  734,  220,  737,  736,    1
1018, PLATE ,    1,    1,  703,  735,  738,  706,    1
1019, PLATE ,    1,    1,  735,  736,  739,  738,    1
1020, PLATE ,    1,    1,  736,  737,  740,  739,    1
1021, PLATE ,    1,    1,  706,  738,  725,  214,    1
1022, PLATE ,    1,    1,  738,  739,  726,  725,    1
1023, PLATE ,    1,    1,  739,  740,  219,  726,    1
1024, PLATE ,    1,    1,  741,  742,  744,  743,    1
1025, PLATE ,    1,    1,  742,  221,  745,  744,    1
1026, PLATE ,    1,    1,  711,  743,  746,  714,    1
1027, PLATE ,    1,    1,  743,  744,  747,  746,    1
1028, PLATE ,    1,    1,  744,  745,  748,  747,    1
1029, PLATE ,    1,    1,  714,  746,  733,  215,    1
1030, PLATE ,    1,    1,  746,  747,  734,  733,    1
```

```
1031, PLATE ,    1,    1,   747,   748,   220,   734,    1
1032, PLATE ,    1,    1,   749,   750,   752,   751,    1
1033, PLATE ,    1,    1,   750,   223,   753,   752,    1
1034, PLATE ,    1,    1,   719,   751,   754,   722,    1
1035, PLATE ,    1,    1,   751,   752,   755,   754,    1
1036, PLATE ,    1,    1,   752,   753,   756,   755,    1
1037, PLATE ,    1,    1,   722,   754,   757,   152,    1
1038, PLATE ,    1,    1,   754,   755,   758,   757,    1
1039, PLATE ,    1,    1,   755,   756,   158,   758,    1
1040, PLATE ,    1,    1,   759,   760,   762,   761,    1
1041, PLATE ,    1,    1,   760,   224,   763,   762,    1
1042, PLATE ,    1,    1,   729,   761,   764,   732,    1
1043, PLATE ,    1,    1,   761,   762,   765,   764,    1
1044, PLATE ,    1,    1,   762,   763,   766,   765,    1
1045, PLATE ,    1,    1,   732,   764,   749,   218,    1
1046, PLATE ,    1,    1,   764,   765,   750,   749,    1
1047, PLATE ,    1,    1,   765,   766,   223,   750,    1
1048, PLATE ,    1,    1,   767,   768,   770,   769,    1
1049, PLATE ,    1,    1,   768,   225,   771,   770,    1
1050, PLATE ,    1,    1,   737,   769,   772,   740,    1
1051, PLATE ,    1,    1,   769,   770,   773,   772,    1
1052, PLATE ,    1,    1,   770,   771,   774,   773,    1
1053, PLATE ,    1,    1,   740,   772,   759,   219,    1
1054, PLATE ,    1,    1,   772,   773,   760,   759,    1
1055, PLATE ,    1,    1,   773,   774,   224,   760,    1
1056, PLATE ,    1,    1,   775,   776,   778,   777,    1
1057, PLATE ,    1,    1,   776,   226,   779,   778,    1
1058, PLATE ,    1,    1,   745,   777,   780,   748,    1
1059, PLATE ,    1,    1,   777,   778,   781,   780,    1
1060, PLATE ,    1,    1,   778,   779,   782,   781,    1
1061, PLATE ,    1,    1,   748,   780,   767,   220,    1
1062, PLATE ,    1,    1,   780,   781,   768,   767,    1
1063, PLATE ,    1,    1,   781,   782,   225,   768,    1
1064, PLATE ,    1,    1,   783,   784,   786,   785,    1
1065, PLATE ,    1,    1,   784,   228,   787,   786,    1
1066, PLATE ,    1,    1,   753,   785,   788,   756,    1
1067, PLATE ,    1,    1,   785,   786,   789,   788,    1
1068, PLATE ,    1,    1,   786,   787,   790,   789,    1
1069, PLATE ,    1,    1,   756,   788,   791,   158,    1
1070, PLATE ,    1,    1,   788,   789,   792,   791,    1
1071, PLATE ,    1,    1,   789,   790,   164,   792,    1
1072, PLATE ,    1,    1,   793,   794,   796,   795,    1
1073, PLATE ,    1,    1,   794,   229,   797,   796,    1
1074, PLATE ,    1,    1,   763,   795,   798,   766,    1
1075, PLATE ,    1,    1,   795,   796,   799,   798,    1
1076, PLATE ,    1,    1,   796,   797,   800,   799,    1
1077, PLATE ,    1,    1,   766,   798,   783,   223,    1
1078, PLATE ,    1,    1,   798,   799,   784,   783,    1
1079, PLATE ,    1,    1,   799,   800,   228,   784,    1
1080, PLATE ,    1,    1,   801,   802,   804,   803,    1
1081, PLATE ,    1,    1,   802,   230,   805,   804,    1
1082, PLATE ,    1,    1,   771,   803,   806,   774,    1
1083, PLATE ,    1,    1,   803,   804,   807,   806,    1
1084, PLATE ,    1,    1,   804,   805,   808,   807,    1
1085, PLATE ,    1,    1,   774,   806,   793,   224,    1
1086, PLATE ,    1,    1,   806,   807,   794,   793,    1
1087, PLATE ,    1,    1,   807,   808,   229,   794,    1
1088, PLATE ,    1,    1,   809,   810,   812,   811,    1
1089, PLATE ,    1,    1,   810,   231,   813,   812,    1
1090, PLATE ,    1,    1,   779,   811,   814,   782,    1
1091, PLATE ,    1,    1,   811,   812,   815,   814,    1
1092, PLATE ,    1,    1,   812,   813,   816,   815,    1
1093, PLATE ,    1,    1,   782,   814,   801,   225,    1
1094, PLATE ,    1,    1,   814,   815,   802,   801,    1
1095, PLATE ,    1,    1,   815,   816,   230,   802,    1
1096, PLATE ,    1,    1,   817,   818,   820,   819,    1
1097, PLATE ,    1,    1,   818,   233,   821,   820,    1
1098, PLATE ,    1,    1,   787,   819,   822,   790,    1
1099, PLATE ,    1,    1,   819,   820,   823,   822,    1
1100, PLATE ,    1,    1,   820,   821,   824,   823,    1
1101, PLATE ,    1,    1,   790,   822,   825,   164,    1
1102, PLATE ,    1,    1,   822,   823,   826,   825,    1
1103, PLATE ,    1,    1,   823,   824,   170,   826,    1
```

1104, PLATE , 1, 1, 827, 828, 830, 829, 1
1105, PLATE , 1, 1, 828, 234, 831, 830, 1
1106, PLATE , 1, 1, 797, 829, 832, 800, 1
1107, PLATE , 1, 1, 829, 830, 833, 832, 1
1108, PLATE , 1, 1, 830, 831, 834, 833, 1
1109, PLATE , 1, 1, 800, 832, 817, 228, 1
1110, PLATE , 1, 1, 832, 833, 818, 817, 1
1111, PLATE , 1, 1, 833, 834, 233, 818, 1
1112, PLATE , 1, 1, 835, 836, 838, 837, 1
1113, PLATE , 1, 1, 836, 235, 839, 838, 1
1114, PLATE , 1, 1, 805, 837, 840, 808, 1
1115, PLATE , 1, 1, 837, 838, 841, 840, 1
1116, PLATE , 1, 1, 838, 839, 842, 841, 1
1117, PLATE , 1, 1, 808, 840, 827, 229, 1
1118, PLATE , 1, 1, 840, 841, 828, 827, 1
1119, PLATE , 1, 1, 841, 842, 234, 828, 1
1120, PLATE , 1, 1, 843, 844, 846, 845, 1
1121, PLATE , 1, 1, 844, 236, 847, 846, 1
1122, PLATE , 1, 1, 813, 845, 848, 816, 1
1123, PLATE , 1, 1, 845, 846, 849, 848, 1
1124, PLATE , 1, 1, 846, 847, 850, 849, 1
1125, PLATE , 1, 1, 816, 848, 835, 230, 1
1126, PLATE , 1, 1, 848, 849, 836, 835, 1
1127, PLATE , 1, 1, 849, 850, 235, 836, 1
1128, PLATE , 1, 1, 851, 852, 854, 853, 1
1129, PLATE , 1, 1, 852, 238, 855, 854, 1
1130, PLATE , 1, 1, 821, 853, 856, 824, 1
1131, PLATE , 1, 1, 853, 854, 857, 856, 1
1132, PLATE , 1, 1, 854, 855, 858, 857, 1
1133, PLATE , 1, 1, 824, 856, 859, 170, 1
1134, PLATE , 1, 1, 856, 857, 860, 859, 1
1135, PLATE , 1, 1, 857, 858, 176, 860, 1
1136, PLATE , 1, 1, 861, 862, 864, 863, 1
1137, PLATE , 1, 1, 862, 239, 865, 864, 1
1138, PLATE , 1, 1, 831, 863, 866, 834, 1
1139, PLATE , 1, 1, 863, 864, 867, 866, 1
1140, PLATE , 1, 1, 864, 865, 868, 867, 1
1141, PLATE , 1, 1, 834, 866, 851, 233, 1
1142, PLATE , 1, 1, 866, 867, 852, 851, 1
1143, PLATE , 1, 1, 867, 868, 238, 852, 1
1144, PLATE , 1, 1, 869, 870, 872, 871, 1
1145, PLATE , 1, 1, 870, 240, 873, 872, 1
1146, PLATE , 1, 1, 839, 871, 874, 842, 1
1147, PLATE , 1, 1, 871, 872, 875, 874, 1
1148, PLATE , 1, 1, 872, 873, 876, 875, 1
1149, PLATE , 1, 1, 842, 874, 861, 234, 1
1150, PLATE , 1, 1, 874, 875, 862, 861, 1
1151, PLATE , 1, 1, 875, 876, 239, 862, 1
1152, PLATE , 1, 1, 877, 878, 880, 879, 1
1153, PLATE , 1, 1, 878, 241, 881, 880, 1
1154, PLATE , 1, 1, 847, 879, 882, 850, 1
1155, PLATE , 1, 1, 879, 880, 883, 882, 1
1156, PLATE , 1, 1, 880, 881, 884, 883, 1
1157, PLATE , 1, 1, 850, 882, 869, 235, 1
1158, PLATE , 1, 1, 882, 883, 870, 869, 1
1159, PLATE , 1, 1, 883, 884, 240, 870, 1
1160, PLATE , 1, 1, 885, 886, 888, 887, 1
1161, PLATE , 1, 1, 886, 243, 889, 888, 1
1162, PLATE , 1, 1, 855, 887, 890, 858, 1
1163, PLATE , 1, 1, 887, 888, 891, 890, 1
1164, PLATE , 1, 1, 888, 889, 892, 891, 1
1165, PLATE , 1, 1, 858, 890, 893, 176, 1
1166, PLATE , 1, 1, 890, 891, 894, 893, 1
1167, PLATE , 1, 1, 891, 892, 34, 894, 1
1168, PLATE , 1, 1, 895, 896, 898, 897, 1
1169, PLATE , 1, 1, 896, 244, 899, 898, 1
1170, PLATE , 1, 1, 865, 897, 900, 868, 1
1171, PLATE , 1, 1, 897, 898, 901, 900, 1
1172, PLATE , 1, 1, 898, 899, 902, 901, 1
1173, PLATE , 1, 1, 868, 900, 885, 238, 1
1174, PLATE , 1, 1, 900, 901, 886, 885, 1
1175, PLATE , 1, 1, 901, 902, 243, 886, 1
1176, PLATE , 1, 1, 903, 904, 906, 905, 1

```
1177, PLATE ,    1,    1,  904,  245,  907,  906,    1
1178, PLATE ,    1,    1,  873,  905,  908,  876,    1
1179, PLATE ,    1,    1,  905,  906,  909,  908,    1
1180, PLATE ,    1,    1,  906,  907,  910,  909,    1
1181, PLATE ,    1,    1,  876,  908,  895,  239,    1
1182, PLATE ,    1,    1,  908,  909,  896,  895,    1
1183, PLATE ,    1,    1,  909,  910,  244,  896,    1
1184, PLATE ,    1,    1,  911,  912,  914,  913,    1
1185, PLATE ,    1,    1,  912,  246,  915,  914,    1
1186, PLATE ,    1,    1,  881,  913,  916,  884,    1
1187, PLATE ,    1,    1,  913,  914,  917,  916,    1
1188, PLATE ,    1,    1,  914,  915,  918,  917,    1
1189, PLATE ,    1,    1,  884,  916,  903,  240,    1
1190, PLATE ,    1,    1,  916,  917,  904,  903,    1
1191, PLATE ,    1,    1,  917,  918,  245,  904,    1
1192, PLATE ,    1,    1,  757,  758,  921,  920,    1
1193, PLATE ,    1,    1,  758,  158,  922,  921,    1
1194, PLATE ,    1,    1,  919,  920,  924,  923,    1
1195, PLATE ,    1,    1,  920,  921,  925,  924,    1
1196, PLATE ,    1,    1,  921,  922,  926,  925,    1
1197, PLATE ,    1,    1,  923,  924,  927,  151,    1
1198, PLATE ,    1,    1,  924,  925,  928,  927,    1
1199, PLATE ,    1,    1,  925,  926,  247,  928,    1
1200, PLATE ,    1,    1,  791,  792,  930,  929,    1
1201, PLATE ,    1,    1,  792,  164,  931,  930,    1
1202, PLATE ,    1,    1,  922,  929,  932,  926,    1
1203, PLATE ,    1,    1,  929,  930,  933,  932,    1
1204, PLATE ,    1,    1,  930,  931,  934,  933,    1
1205, PLATE ,    1,    1,  926,  932,  935,  247,    1
1206, PLATE ,    1,    1,  932,  933,  936,  935,    1
1207, PLATE ,    1,    1,  933,  934,  248,  936,    1
1208, PLATE ,    1,    1,  825,  826,  938,  937,    1
1209, PLATE ,    1,    1,  826,  170,  939,  938,    1
1210, PLATE ,    1,    1,  931,  937,  940,  934,    1
1211, PLATE ,    1,    1,  937,  938,  941,  940,    1
1212, PLATE ,    1,    1,  938,  939,  942,  941,    1
1213, PLATE ,    1,    1,  934,  940,  943,  248,    1
1214, PLATE ,    1,    1,  940,  941,  944,  943,    1
1215, PLATE ,    1,    1,  941,  942,  249,  944,    1
1216, PLATE ,    1,    1,  859,  860,  946,  945,    1
1217, PLATE ,    1,    1,  860,  176,  947,  946,    1
1218, PLATE ,    1,    1,  939,  945,  948,  942,    1
1219, PLATE ,    1,    1,  945,  946,  949,  948,    1
1220, PLATE ,    1,    1,  946,  947,  950,  949,    1
1221, PLATE ,    1,    1,  942,  948,  951,  249,    1
1222, PLATE ,    1,    1,  948,  949,  952,  951,    1
1223, PLATE ,    1,    1,  949,  950,  250,  952,    1
1224, PLATE ,    1,    1,  893,  894,  954,  953,    1
1225, PLATE ,    1,    1,  894,   34,  955,  954,    1
1226, PLATE ,    1,    1,  947,  953,  956,  950,    1
1227, PLATE ,    1,    1,  953,  954,  957,  956,    1
1228, PLATE ,    1,    1,  954,  955,  958,  957,    1
1229, PLATE ,    1,    1,  950,  956,  959,  250,    1
1230, PLATE ,    1,    1,  956,  957,  960,  959,    1
1231, PLATE ,    1,    1,  957,  958,  251,  960,    1
1232, PLATE ,    1,    1,  377,  378,  963,  962,    1
1233, PLATE ,    1,    1,  378,   75,  964,  963,    1
1234, PLATE ,    1,    1,  961,  962,  966,  965,    1
1235, PLATE ,    1,    1,  962,  963,  967,  966,    1
1236, PLATE ,    1,    1,  963,  964,  968,  967,    1
1237, PLATE ,    1,    1,  965,  966,  969,  296,    1
1238, PLATE ,    1,    1,  966,  967,  970,  969,    1
1239, PLATE ,    1,    1,  967,  968,  297,  970,    1
1240, PLATE ,    1,    1,  441,  442,  972,  971,    1
1241, PLATE ,    1,    1,  442,   80,  973,  972,    1
1242, PLATE ,    1,    1,  964,  971,  974,  968,    1
1243, PLATE ,    1,    1,  971,  972,  975,  974,    1
1244, PLATE ,    1,    1,  972,  973,  976,  975,    1
1245, PLATE ,    1,    1,  968,  974,  977,  297,    1
1246, PLATE ,    1,    1,  974,  975,  978,  977,    1
1247, PLATE ,    1,    1,  975,  976,  298,  978,    1
1248, PLATE ,    1,    1,  451,  452,  980,  979,    1
1249, PLATE ,    1,    1,  452,   85,  981,  980,    1
```

1250, PLATE , 1, 1, 973, 979, 982, 976, 1
1251, PLATE , 1, 1, 979, 980, 983, 982, 1
1252, PLATE , 1, 1, 980, 981, 984, 983, 1
1253, PLATE , 1, 1, 976, 982, 985, 298, 1
1254, PLATE , 1, 1, 982, 983, 986, 985, 1
1255, PLATE , 1, 1, 983, 984, 299, 986, 1
1256, PLATE , 1, 1, 485, 486, 988, 987, 1
1257, PLATE , 1, 1, 486, 90, 989, 988, 1
1258, PLATE , 1, 1, 981, 987, 990, 984, 1
1259, PLATE , 1, 1, 987, 988, 991, 990, 1
1260, PLATE , 1, 1, 988, 989, 992, 991, 1
1261, PLATE , 1, 1, 984, 990, 993, 299, 1
1262, PLATE , 1, 1, 990, 991, 994, 993, 1
1263, PLATE , 1, 1, 991, 992, 300, 994, 1
1264, PLATE , 1, 1, 519, 520, 996, 995, 1
1265, PLATE , 1, 1, 520, 95, 997, 996, 1
1266, PLATE , 1, 1, 989, 995, 998, 992, 1
1267, PLATE , 1, 1, 995, 996, 999, 998, 1
1268, PLATE , 1, 1, 996, 997, 1000, 999, 1
1269, PLATE , 1, 1, 992, 998, 1001, 300, 1
1270, PLATE , 1, 1, 998, 999, 1002, 1001, 1
1271, PLATE , 1, 1, 999, 1000, 301, 1002, 1
1272, PLATE , 1, 1, 553, 554, 1004, 1003, 1
1273, PLATE , 1, 1, 554, 100, 1005, 1004, 1
1274, PLATE , 1, 1, 997, 1003, 1006, 1000, 1
1275, PLATE , 1, 1, 1003, 1004, 1007, 1006, 1
1276, PLATE , 1, 1, 1004, 1005, 1008, 1007, 1
1277, PLATE , 1, 1, 1000, 1006, 1009, 301, 1
1278, PLATE , 1, 1, 1006, 1007, 1010, 1009, 1
1279, PLATE , 1, 1, 1007, 1008, 302, 1010, 1
1280, PLATE , 1, 1, 587, 588, 1012, 1011, 1
1281, PLATE , 1, 1, 588, 105, 1013, 1012, 1
1282, PLATE , 1, 1, 1005, 1011, 1014, 1008, 1
1283, PLATE , 1, 1, 1011, 1012, 1015, 1014, 1
1284, PLATE , 1, 1, 1012, 1013, 1016, 1015, 1
1285, PLATE , 1, 1, 1008, 1014, 1017, 302, 1
1286, PLATE , 1, 1, 1014, 1015, 1018, 1017, 1
1287, PLATE , 1, 1, 1015, 1016, 303, 1018, 1
1288, PLATE , 1, 1, 621, 622, 1020, 1019, 1
1289, PLATE , 1, 1, 622, 110, 1021, 1020, 1
1290, PLATE , 1, 1, 1013, 1019, 1022, 1016, 1
1291, PLATE , 1, 1, 1019, 1020, 1023, 1022, 1
1292, PLATE , 1, 1, 1020, 1021, 1024, 1023, 1
1293, PLATE , 1, 1, 1016, 1022, 1025, 303, 1
1294, PLATE , 1, 1, 1022, 1023, 1026, 1025, 1
1295, PLATE , 1, 1, 1023, 1024, 304, 1026, 1
1296, PLATE , 1, 1, 655, 656, 1028, 1027, 1
1297, PLATE , 1, 1, 656, 116, 1029, 1028, 1
1298, PLATE , 1, 1, 1021, 1027, 1030, 1024, 1
1299, PLATE , 1, 1, 1027, 1028, 1031, 1030, 1
1300, PLATE , 1, 1, 1028, 1029, 1032, 1031, 1
1301, PLATE , 1, 1, 1024, 1030, 1033, 304, 1
1302, PLATE , 1, 1, 1030, 1031, 1034, 1033, 1
1303, PLATE , 1, 1, 1031, 1032, 305, 1034, 1
1304, PLATE , 1, 1, 689, 690, 1036, 1035, 1
1305, PLATE , 1, 1, 690, 122, 1037, 1036, 1
1306, PLATE , 1, 1, 1029, 1035, 1038, 1032, 1
1307, PLATE , 1, 1, 1035, 1036, 1039, 1038, 1
1308, PLATE , 1, 1, 1036, 1037, 1040, 1039, 1
1309, PLATE , 1, 1, 1032, 1038, 1041, 305, 1
1310, PLATE , 1, 1, 1038, 1039, 1042, 1041, 1
1311, PLATE , 1, 1, 1039, 1040, 306, 1042, 1
1312, PLATE , 1, 1, 723, 724, 1044, 1043, 1
1313, PLATE , 1, 1, 724, 152, 919, 1044, 1
1314, PLATE , 1, 1, 1037, 1043, 1045, 1040, 1
1315, PLATE , 1, 1, 1043, 1044, 1046, 1045, 1
1316, PLATE , 1, 1, 1044, 919, 923, 1046, 1
1317, PLATE , 1, 1, 1040, 1045, 1047, 306, 1
1318, PLATE , 1, 1, 1045, 1046, 1048, 1047, 1
1319, PLATE , 1, 1, 1046, 923, 151, 1048, 1
1448, PLATE , 1, 1, 927, 928, 1181, 1180, 1
1449, PLATE , 1, 1, 928, 247, 1182, 1181, 1
1450, PLATE , 1, 1, 1179, 1180, 1184, 1183, 1

1451, PLATE , 1, 1, 1180, 1181, 1185, 1184, 1
1452, PLATE , 1, 1, 1181, 1182, 1186, 1185, 1
1453, PLATE , 1, 1, 1183, 1184, 1187, 332, 1
1454, PLATE , 1, 1, 1184, 1185, 1188, 1187, 1
1455, PLATE , 1, 1, 1185, 1186, 331, 1188, 1
1456, PLATE , 1, 1, 935, 936, 1190, 1189, 1
1457, PLATE , 1, 1, 936, 248, 1191, 1190, 1
1458, PLATE , 1, 1, 1182, 1189, 1192, 1186, 1
1459, PLATE , 1, 1, 1189, 1190, 1193, 1192, 1
1460, PLATE , 1, 1, 1190, 1191, 1194, 1193, 1
1461, PLATE , 1, 1, 1186, 1192, 1195, 331, 1
1462, PLATE , 1, 1, 1192, 1193, 1196, 1195, 1
1463, PLATE , 1, 1, 1193, 1194, 333, 1196, 1
1464, PLATE , 1, 1, 943, 944, 1198, 1197, 1
1465, PLATE , 1, 1, 944, 249, 1199, 1198, 1
1466, PLATE , 1, 1, 1191, 1197, 1200, 1194, 1
1467, PLATE , 1, 1, 1197, 1198, 1201, 1200, 1
1468, PLATE , 1, 1, 1198, 1199, 1202, 1201, 1
1469, PLATE , 1, 1, 1194, 1200, 1203, 333, 1
1470, PLATE , 1, 1, 1200, 1201, 1204, 1203, 1
1471, PLATE , 1, 1, 1201, 1202, 334, 1204, 1
1472, PLATE , 1, 1, 951, 952, 1206, 1205, 1
1473, PLATE , 1, 1, 952, 250, 1207, 1206, 1
1474, PLATE , 1, 1, 1199, 1205, 1208, 1202, 1
1475, PLATE , 1, 1, 1205, 1206, 1209, 1208, 1
1476, PLATE , 1, 1, 1206, 1207, 1210, 1209, 1
1477, PLATE , 1, 1, 1202, 1208, 1211, 334, 1
1478, PLATE , 1, 1, 1208, 1209, 1212, 1211, 1
1479, PLATE , 1, 1, 1209, 1210, 335, 1212, 1
1480, PLATE , 1, 1, 959, 960, 1214, 1213, 1
1481, PLATE , 1, 1, 960, 251, 1215, 1214, 1
1482, PLATE , 1, 1, 1207, 1213, 1216, 1210, 1
1483, PLATE , 1, 1, 1213, 1214, 1217, 1216, 1
1484, PLATE , 1, 1, 1214, 1215, 1218, 1217, 1
1485, PLATE , 1, 1, 1210, 1216, 1219, 335, 1
1486, PLATE , 1, 1, 1216, 1217, 1220, 1219, 1
1487, PLATE , 1, 1, 1217, 1218, 336, 1220, 1
1488, PLATE , 1, 1, 332, 1187, 1221, 1222, 1
1489, PLATE , 1, 1, 331, 1195, 1223, 1224, 1
1490, PLATE , 1, 1, 333, 1203, 1225, 1226, 1
1491, PLATE , 1, 1, 334, 1211, 1227, 1228, 1
1492, PLATE , 1, 1, 335, 1219, 1229, 1230, 1
1493, PLATE , 1, 1, 1187, 1188, 1231, 1221, 1
1494, PLATE , 1, 1, 1188, 331, 1224, 1231, 1
1495, PLATE , 1, 1, 1222, 1221, 1232, 1233, 1
1496, PLATE , 1, 1, 1221, 1231, 1234, 1232, 1
1497, PLATE , 1, 1, 1231, 1224, 1235, 1234, 1
1498, PLATE , 1, 1, 1233, 1232, 1236, 1237, 1
1499, PLATE , 1, 1, 1232, 1234, 1238, 1236, 1
1500, PLATE , 1, 1, 1234, 1235, 1239, 1238, 1
1501, PLATE , 1, 1, 1195, 1196, 1240, 1223, 1
1502, PLATE , 1, 1, 1196, 333, 1226, 1240, 1
1503, PLATE , 1, 1, 1224, 1223, 1241, 1235, 1
1504, PLATE , 1, 1, 1223, 1240, 1242, 1241, 1
1505, PLATE , 1, 1, 1240, 1226, 1243, 1242, 1
1506, PLATE , 1, 1, 1235, 1241, 1244, 1239, 1
1507, PLATE , 1, 1, 1241, 1242, 1245, 1244, 1
1508, PLATE , 1, 1, 1242, 1243, 1246, 1245, 1
1509, PLATE , 1, 1, 1203, 1204, 1247, 1225, 1
1510, PLATE , 1, 1, 1204, 334, 1228, 1247, 1
1511, PLATE , 1, 1, 1226, 1225, 1248, 1243, 1
1512, PLATE , 1, 1, 1225, 1247, 1249, 1248, 1
1513, PLATE , 1, 1, 1247, 1228, 1250, 1249, 1
1514, PLATE , 1, 1, 1243, 1248, 1251, 1246, 1
1515, PLATE , 1, 1, 1248, 1249, 1252, 1251, 1
1516, PLATE , 1, 1, 1249, 1250, 1253, 1252, 1
1517, PLATE , 1, 1, 1211, 1212, 1254, 1227, 1
1518, PLATE , 1, 1, 1212, 335, 1230, 1254, 1
1519, PLATE , 1, 1, 1228, 1227, 1255, 1250, 1
1520, PLATE , 1, 1, 1227, 1254, 1256, 1255, 1
1521, PLATE , 1, 1, 1254, 1230, 1257, 1256, 1
1522, PLATE , 1, 1, 1250, 1255, 1258, 1253, 1
1523, PLATE , 1, 1, 1255, 1256, 1259, 1258, 1

```
1524, PLATE ,    1,    1, 1256, 1257, 1260, 1259,    1
1525, PLATE ,    1,    1, 1219, 1220, 1261, 1229,    1
1526, PLATE ,    1,    1, 1220,  336, 1262, 1261,    1
1527, PLATE ,    1,    1, 1230, 1229, 1263, 1257,    1
1528, PLATE ,    1,    1, 1229, 1261, 1264, 1263,    1
1529, PLATE ,    1,    1, 1261, 1262, 1265, 1264,    1
1530, PLATE ,    1,    1, 1257, 1263, 1266, 1260,    1
1531, PLATE ,    1,    1, 1263, 1264, 1267, 1266,    1
1532, PLATE ,    1,    1, 1264, 1265, 1268, 1267,    1
1533, PLATE ,    1,    1, 1237, 1236, 1269, 1270,    1
1534, PLATE ,    1,    1, 1239, 1244, 1271, 1272,    1
1535, PLATE ,    1,    1, 1246, 1251, 1273, 1274,    1
1536, PLATE ,    1,    1, 1253, 1258, 1275, 1276,    1
1537, PLATE ,    1,    1, 1260, 1266, 1277, 1278,    1
1538, PLATE ,    1,    1, 1236, 1238, 1279, 1269,    1
1539, PLATE ,    1,    1, 1238, 1239, 1272, 1279,    1
1540, PLATE ,    1,    1, 1270, 1269, 1280, 1281,    1
1541, PLATE ,    1,    1, 1269, 1279, 1282, 1280,    1
1542, PLATE ,    1,    1, 1279, 1272, 1283, 1282,    1
1543, PLATE ,    1,    1, 1281, 1280, 1284, 1285,    1
1544, PLATE ,    1,    1, 1280, 1282, 1286, 1284,    1
1545, PLATE ,    1,    1, 1282, 1283, 1287, 1286,    1
1546, PLATE ,    1,    1, 1244, 1245, 1288, 1271,    1
1547, PLATE ,    1,    1, 1245, 1246, 1274, 1288,    1
1548, PLATE ,    1,    1, 1272, 1271, 1289, 1283,    1
1549, PLATE ,    1,    1, 1271, 1288, 1290, 1289,    1
1550, PLATE ,    1,    1, 1288, 1274, 1291, 1290,    1
1551, PLATE ,    1,    1, 1283, 1289, 1292, 1287,    1
1552, PLATE ,    1,    1, 1289, 1290, 1293, 1292,    1
1553, PLATE ,    1,    1, 1290, 1291, 1294, 1293,    1
1554, PLATE ,    1,    1, 1251, 1252, 1295, 1273,    1
1555, PLATE ,    1,    1, 1252, 1253, 1276, 1295,    1
1556, PLATE ,    1,    1, 1274, 1273, 1296, 1291,    1
1557, PLATE ,    1,    1, 1273, 1295, 1297, 1296,    1
1558, PLATE ,    1,    1, 1295, 1276, 1298, 1297,    1
1559, PLATE ,    1,    1, 1291, 1296, 1299, 1294,    1
1560, PLATE ,    1,    1, 1296, 1297, 1300, 1299,    1
1561, PLATE ,    1,    1, 1297, 1298, 1301, 1300,    1
1562, PLATE ,    1,    1, 1258, 1259, 1302, 1275,    1
1563, PLATE ,    1,    1, 1259, 1260, 1278, 1302,    1
1564, PLATE ,    1,    1, 1276, 1275, 1303, 1298,    1
1565, PLATE ,    1,    1, 1275, 1302, 1304, 1303,    1
1566, PLATE ,    1,    1, 1302, 1278, 1305, 1304,    1
1567, PLATE ,    1,    1, 1298, 1303, 1306, 1301,    1
1568, PLATE ,    1,    1, 1303, 1304, 1307, 1306,    1
1569, PLATE ,    1,    1, 1304, 1305, 1308, 1307,    1
1570, PLATE ,    1,    1, 1266, 1267, 1309, 1277,    1
1571, PLATE ,    1,    1, 1267, 1268, 1310, 1309,    1
1572, PLATE ,    1,    1, 1278, 1277, 1311, 1305,    1
1573, PLATE ,    1,    1, 1277, 1309, 1312, 1311,    1
1574, PLATE ,    1,    1, 1309, 1310, 1313, 1312,    1
1575, PLATE ,    1,    1, 1305, 1311, 1314, 1308,    1
1576, PLATE ,    1,    1, 1311, 1312, 1315, 1314,    1
1577, PLATE ,    1,    1, 1312, 1313, 1316, 1315,    1
1578, PLATE ,    1,    1, 1285, 1284, 1317, 1318,    1
1579, PLATE ,    1,    1, 1287, 1292, 1319, 1320,    1
1580, PLATE ,    1,    1, 1294, 1299, 1321, 1322,    1
1581, PLATE ,    1,    1, 1301, 1306, 1323, 1324,    1
1582, PLATE ,    1,    1, 1308, 1314, 1325, 1326,    1
1583, PLATE ,    1,    1, 1284, 1286, 1327, 1317,    1
1584, PLATE ,    1,    1, 1286, 1287, 1320, 1327,    1
1585, PLATE ,    1,    1, 1318, 1317, 1328, 1329,    1
1586, PLATE ,    1,    1, 1317, 1327, 1330, 1328,    1
1587, PLATE ,    1,    1, 1327, 1320, 1331, 1330,    1
1588, PLATE ,    1,    1, 1329, 1328, 1332, 1333,    1
1589, PLATE ,    1,    1, 1328, 1330, 1334, 1332,    1
1590, PLATE ,    1,    1, 1330, 1331, 1335, 1334,    1
1591, PLATE ,    1,    1, 1292, 1293, 1336, 1319,    1
1592, PLATE ,    1,    1, 1293, 1294, 1322, 1336,    1
1593, PLATE ,    1,    1, 1320, 1319, 1337, 1331,    1
1594, PLATE ,    1,    1, 1319, 1336, 1338, 1337,    1
1595, PLATE ,    1,    1, 1336, 1322, 1339, 1338,    1
1596, PLATE ,    1,    1, 1331, 1337, 1340, 1335,    1
```

1597, PLATE , 1, 1, 1337, 1338, 1341, 1340, 1
1598, PLATE , 1, 1, 1338, 1339, 1342, 1341, 1
1599, PLATE , 1, 1, 1299, 1300, 1343, 1321, 1
1600, PLATE , 1, 1, 1300, 1301, 1324, 1343, 1
1601, PLATE , 1, 1, 1322, 1321, 1344, 1339, 1
1602, PLATE , 1, 1, 1321, 1343, 1345, 1344, 1
1603, PLATE , 1, 1, 1343, 1324, 1346, 1345, 1
1604, PLATE , 1, 1, 1339, 1344, 1347, 1342, 1
1605, PLATE , 1, 1, 1344, 1345, 1348, 1347, 1
1606, PLATE , 1, 1, 1345, 1346, 1349, 1348, 1
1607, PLATE , 1, 1, 1306, 1307, 1350, 1323, 1
1608, PLATE , 1, 1, 1307, 1308, 1326, 1350, 1
1609, PLATE , 1, 1, 1324, 1323, 1351, 1346, 1
1610, PLATE , 1, 1, 1323, 1350, 1352, 1351, 1
1611, PLATE , 1, 1, 1350, 1326, 1353, 1352, 1
1612, PLATE , 1, 1, 1346, 1351, 1354, 1349, 1
1613, PLATE , 1, 1, 1351, 1352, 1355, 1354, 1
1614, PLATE , 1, 1, 1352, 1353, 1356, 1355, 1
1615, PLATE , 1, 1, 1314, 1315, 1357, 1325, 1
1616, PLATE , 1, 1, 1315, 1316, 1358, 1357, 1
1617, PLATE , 1, 1, 1326, 1325, 1359, 1353, 1
1618, PLATE , 1, 1, 1325, 1357, 1360, 1359, 1
1619, PLATE , 1, 1, 1357, 1358, 1361, 1360, 1
1620, PLATE , 1, 1, 1353, 1359, 1362, 1356, 1
1621, PLATE , 1, 1, 1359, 1360, 1363, 1362, 1
1622, PLATE , 1, 1, 1360, 1361, 1364, 1363, 1
1623, PLATE , 1, 1, 1333, 1332, 1365, 1366, 1
1624, PLATE , 1, 1, 1335, 1340, 1367, 1368, 1
1625, PLATE , 1, 1, 1342, 1347, 1369, 1370, 1
1626, PLATE , 1, 1, 1349, 1354, 1371, 1372, 1
1627, PLATE , 1, 1, 1356, 1362, 1373, 1374, 1
1628, PLATE , 1, 1, 1332, 1334, 1375, 1365, 1
1629, PLATE , 1, 1, 1334, 1335, 1368, 1375, 1
1630, PLATE , 1, 1, 1366, 1365, 1376, 1377, 1
1631, PLATE , 1, 1, 1365, 1375, 1378, 1376, 1
1632, PLATE , 1, 1, 1375, 1368, 1379, 1378, 1
1633, PLATE , 1, 1, 1377, 1376, 1380, 1381, 1
1634, PLATE , 1, 1, 1376, 1378, 1382, 1380, 1
1635, PLATE , 1, 1, 1378, 1379, 1383, 1382, 1
1636, PLATE , 1, 1, 1340, 1341, 1384, 1367, 1
1637, PLATE , 1, 1, 1341, 1342, 1370, 1384, 1
1638, PLATE , 1, 1, 1368, 1367, 1385, 1379, 1
1639, PLATE , 1, 1, 1367, 1384, 1386, 1385, 1
1640, PLATE , 1, 1, 1384, 1370, 1387, 1386, 1
1641, PLATE , 1, 1, 1379, 1385, 1388, 1383, 1
1642, PLATE , 1, 1, 1385, 1386, 1389, 1388, 1
1643, PLATE , 1, 1, 1386, 1387, 1390, 1389, 1
1644, PLATE , 1, 1, 1347, 1348, 1391, 1369, 1
1645, PLATE , 1, 1, 1348, 1349, 1372, 1391, 1
1646, PLATE , 1, 1, 1370, 1369, 1392, 1387, 1
1647, PLATE , 1, 1, 1369, 1391, 1393, 1392, 1
1648, PLATE , 1, 1, 1391, 1372, 1394, 1393, 1
1649, PLATE , 1, 1, 1387, 1392, 1395, 1390, 1
1650, PLATE , 1, 1, 1392, 1393, 1396, 1395, 1
1651, PLATE , 1, 1, 1393, 1394, 1397, 1396, 1
1652, PLATE , 1, 1, 1354, 1355, 1398, 1371, 1
1653, PLATE , 1, 1, 1355, 1356, 1374, 1398, 1
1654, PLATE , 1, 1, 1372, 1371, 1399, 1394, 1
1655, PLATE , 1, 1, 1371, 1398, 1400, 1399, 1
1656, PLATE , 1, 1, 1398, 1374, 1401, 1400, 1
1657, PLATE , 1, 1, 1394, 1399, 1402, 1397, 1
1658, PLATE , 1, 1, 1399, 1400, 1403, 1402, 1
1659, PLATE , 1, 1, 1400, 1401, 1404, 1403, 1
1660, PLATE , 1, 1, 1362, 1363, 1405, 1373, 1
1661, PLATE , 1, 1, 1363, 1364, 1406, 1405, 1
1662, PLATE , 1, 1, 1374, 1373, 1407, 1401, 1
1663, PLATE , 1, 1, 1373, 1405, 1408, 1407, 1
1664, PLATE , 1, 1, 1405, 1406, 1409, 1408, 1
1665, PLATE , 1, 1, 1401, 1407, 1410, 1404, 1
1666, PLATE , 1, 1, 1407, 1408, 1411, 1410, 1
1667, PLATE , 1, 1, 1408, 1409, 1412, 1411, 1
1668, PLATE , 1, 1, 1381, 1380, 1413, 1414, 1
1669, PLATE , 1, 1, 1380, 1382, 1415, 1413, 1

1670, PLATE , 1, 1, 1382, 1383, 1416, 1415, 1
1671, PLATE , 1, 1, 1383, 1388, 1417, 1416, 1
1672, PLATE , 1, 1, 1388, 1389, 1418, 1417, 1
1673, PLATE , 1, 1, 1389, 1390, 1419, 1418, 1
1674, PLATE , 1, 1, 1390, 1395, 1420, 1419, 1
1675, PLATE , 1, 1, 1395, 1396, 1421, 1420, 1
1676, PLATE , 1, 1, 1396, 1397, 1422, 1421, 1
1677, PLATE , 1, 1, 1397, 1402, 1423, 1422, 1
1678, PLATE , 1, 1, 1402, 1403, 1424, 1423, 1
1679, PLATE , 1, 1, 1403, 1404, 1425, 1424, 1
1680, PLATE , 1, 1, 1404, 1410, 1426, 1425, 1
1681, PLATE , 1, 1, 1410, 1411, 1427, 1426, 1
1682, PLATE , 1, 1, 1411, 1412, 1428, 1427, 1
1683, PLATE , 1, 1, 1429, 1430, 775, 221, 1
1684, PLATE , 1, 1, 1430, 1431, 776, 775, 1
1685, PLATE , 1, 1, 1431, 1432, 226, 776, 1
1686, PLATE , 1, 1, 1432, 1433, 809, 226, 1
1687, PLATE , 1, 1, 1433, 1434, 810, 809, 1
1688, PLATE , 1, 1, 1434, 1435, 231, 810, 1
1689, PLATE , 1, 1, 1435, 1436, 843, 231, 1
1690, PLATE , 1, 1, 1436, 1437, 844, 843, 1
1691, PLATE , 1, 1, 1437, 1438, 236, 844, 1
1692, PLATE , 1, 1, 1438, 1439, 877, 236, 1
1693, PLATE , 1, 1, 1439, 1440, 878, 877, 1
1694, PLATE , 1, 1, 1440, 1441, 241, 878, 1
1695, PLATE , 1, 1, 1441, 1442, 911, 241, 1
1696, PLATE , 1, 1, 1442, 1443, 912, 911, 1
1697, PLATE , 1, 1, 1443, 1444, 246, 912, 1
1698, PLATE , 1, 1, 1445, 1446, 1430, 1429, 1
1699, PLATE , 1, 1, 1446, 1447, 1431, 1430, 1
1700, PLATE , 1, 1, 1447, 1448, 1432, 1431, 1
1701, PLATE , 1, 1, 1448, 1449, 1433, 1432, 1
1702, PLATE , 1, 1, 1449, 1450, 1434, 1433, 1
1703, PLATE , 1, 1, 1450, 1451, 1435, 1434, 1
1704, PLATE , 1, 1, 1451, 1452, 1436, 1435, 1
1705, PLATE , 1, 1, 1452, 1453, 1437, 1436, 1
1706, PLATE , 1, 1, 1453, 1454, 1438, 1437, 1
1707, PLATE , 1, 1, 1454, 1455, 1439, 1438, 1
1708, PLATE , 1, 1, 1455, 1456, 1440, 1439, 1
1709, PLATE , 1, 1, 1456, 1457, 1441, 1440, 1
1710, PLATE , 1, 1, 1457, 1458, 1442, 1441, 1
1711, PLATE , 1, 1, 1458, 1459, 1443, 1442, 1
1712, PLATE , 1, 1, 1459, 1460, 1444, 1443, 1
1713, PLATE , 1, 1, 1461, 1429, 221, 742, 1
1714, PLATE , 1, 1, 1462, 1445, 1429, 1461, 1
1715, PLATE , 1, 1, 1463, 1461, 742, 741, 1
1716, PLATE , 1, 1, 1464, 1462, 1461, 1463, 1
1717, PLATE , 1, 1, 1465, 1463, 741, 216, 1
1718, PLATE , 1, 1, 1466, 1464, 1463, 1465, 1
1719, PLATE , 1, 1, 1467, 1465, 216, 708, 1
1720, PLATE , 1, 1, 1468, 1466, 1465, 1467, 1
1721, PLATE , 1, 1, 1469, 1467, 708, 707, 1
1722, PLATE , 1, 1, 1470, 1468, 1467, 1469, 1
1723, PLATE , 1, 1, 1471, 1469, 707, 211, 1
1724, PLATE , 1, 1, 1472, 1470, 1469, 1471, 1
1725, PLATE , 1, 1, 1473, 1471, 211, 674, 1
1726, PLATE , 1, 1, 1474, 1472, 1471, 1473, 1
1727, PLATE , 1, 1, 1475, 1473, 674, 673, 1
1728, PLATE , 1, 1, 1476, 1474, 1473, 1475, 1
1729, PLATE , 1, 1, 1477, 1475, 673, 206, 1
1730, PLATE , 1, 1, 1478, 1476, 1475, 1477, 1
1731, PLATE , 1, 1, 1479, 1477, 206, 640, 1
1732, PLATE , 1, 1, 1480, 1478, 1477, 1479, 1
1733, PLATE , 1, 1, 1481, 1479, 640, 639, 1
1734, PLATE , 1, 1, 1482, 1480, 1479, 1481, 1
1735, PLATE , 1, 1, 1483, 1481, 639, 201, 1
1736, PLATE , 1, 1, 1484, 1482, 1481, 1483, 1
1737, PLATE , 1, 1, 1485, 1483, 201, 606, 1
1738, PLATE , 1, 1, 1486, 1484, 1483, 1485, 1
1739, PLATE , 1, 1, 1487, 1485, 606, 605, 1
1740, PLATE , 1, 1, 1488, 1486, 1485, 1487, 1
1741, PLATE , 1, 1, 1489, 1487, 605, 196, 1
1742, PLATE , 1, 1, 1490, 1488, 1487, 1489, 1

```
  1743, PLATE ,    1,     1,  1491,  1489,   196,   572,     1
  1744, PLATE ,    1,     1,  1492,  1490,  1489,  1491,     1
  1745, PLATE ,    1,     1,  1493,  1491,   572,   571,     1
  1746, PLATE ,    1,     1,  1494,  1492,  1491,  1493,     1
  1747, PLATE ,    1,     1,  1495,  1493,   571,   191,     1
  1748, PLATE ,    1,     1,  1496,  1494,  1493,  1495,     1
  1749, PLATE ,    1,     1,  1497,  1495,   191,   538,     1
  1750, PLATE ,    1,     1,  1498,  1496,  1495,  1497,     1
  1751, PLATE ,    1,     1,  1499,  1497,   538,   537,     1
  1752, PLATE ,    1,     1,  1500,  1498,  1497,  1499,     1
  1753, PLATE ,    1,     1,  1501,  1499,   537,   186,     1
  1754, PLATE ,    1,     1,  1502,  1500,  1499,  1501,     1
  1755, PLATE ,    1,     1,  1503,  1501,   186,   504,     1
  1756, PLATE ,    1,     1,  1504,  1502,  1501,  1503,     1
  1757, PLATE ,    1,     1,  1505,  1503,   504,   503,     1
  1758, PLATE ,    1,     1,  1506,  1504,  1503,  1505,     1
  1759, PLATE ,    1,     1,  1507,  1505,   503,    89,     1
  1760, PLATE ,    1,     1,  1508,  1506,  1505,  1507,     1
  1761, PLATE ,    1,     1,  1509,  1507,    89,   470,     1
  1762, PLATE ,    1,     1,  1510,  1508,  1507,  1509,     1
  1763, PLATE ,    1,     1,  1511,  1509,   470,   469,     1
  1764, PLATE ,    1,     1,  1512,  1510,  1509,  1511,     1
  1765, PLATE ,    1,     1,  1513,  1511,   469,    84,     1
  1766, PLATE ,    1,     1,  1514,  1512,  1511,  1513,     1
  1767, PLATE ,    1,     1,  1515,  1513,    84,   410,     1
  1768, PLATE ,    1,     1,  1516,  1514,  1513,  1515,     1
  1769, PLATE ,    1,     1,  1517,  1515,   410,   409,     1
  1770, PLATE ,    1,     1,  1518,  1516,  1515,  1517,     1
  1771, PLATE ,    1,     1,  1519,  1517,   409,    79,     1
  1772, PLATE ,    1,     1,  1520,  1518,  1517,  1519,     1
  1773, PLATE ,    1,     1,  1521,  1519,    79,   400,     1
  1774, PLATE ,    1,     1,  1522,  1520,  1519,  1521,     1
  1775, PLATE ,    1,     1,  1523,  1521,   400,   399,     1
  1776, PLATE ,    1,     1,  1524,  1522,  1521,  1523,     1
  1777, PLATE ,    1,     1,  1525,  1523,   399,    74,     1
  1778, PLATE ,    1,     1,  1526,  1524,  1523,  1525,     1

*GROUP    ; Group
; NAME, NODE_LIST, ELEM_LIST, PLANE_TYPE
   0         , , , 0

*MATERIAL    ; Material
; iMAT, TYPE, MNAME, SPHEAT, HEATCO, PLAST, TUNIT, bMASS, DAMPRATIO, [DATA1]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, SPHEAT, HEATCO, PLAST, TUNIT, bMASS, DAMPRATIO, [DATA2], [DATA2] ; SRC
; [DATA1] : 1, DB, NAME, CODE
; [DATA1] : 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN, MASS
; [DATA1] : 3, Ex, Ey, Ez, Tx, Ty, Tz, Sxy, Sxz, Syz, Pxy, Pxz, Pyz, DEN, MASS   ; Orthotropic
; [DATA2] : 1, DB, NAME, CODE or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN, MASS
    1, USER , C27               , 0, 0, , C, NO, 0, 2, 2.6702e+007,  0.18, 1.0000e-005,    25,     0

*MATL-COLOR
; iMAT, W_R, W_G, W_B, HF_R, HF_G, HF_B, HE_R, HE_G, HE_B, bBLEND, FACT
    1, 255,   0,   0,    0, 255,   0,    0,   0, 255,  NO, 0.5

*THICKNESS    ; Thickness
; iTHK, TYPE, bSAME, THIK-IN, THIK-OUT, bOFFSET, OFFTYPE, VALUE ; TYPE=VALUE
; iTHK, TYPE, SUBTYPE, RPOS, WEIGHT                             ; TYPE=STIFFENED, SUBTYPE=VALUE
;       SHAPE, THIK-IN, THIK-OUT, HU, HL                        ;      for yz section
;       SHAPE, THIK-IN, THIK-OUT, HU, HL                        ;      for xz section
; iTHK, TYPE, SUBTYPE, RPOS, PLATETHIK                          ; TYPE=STIFFENED, SUBTYPE=USER
;       bRIB {, SHAPE, DIST, SIZE1, SIZE2, ..., SIZE6}          ;      for yz section
;       bRIB {, SHAPE, DIST, SIZE2, SIZE2, ..., SIZE6}          ;      for xz section
; iTHK, TYPE, SUBTYPE, RPOS, PLATETHIK, DBNAME                  ; TYPE=STIFFENED, SUBTYPE=DB
;       bRIB {, SHAPE, DIST, SNAME}                             ;      for yz section
;       bRIB {, SHAPE, DIST, SNAME}                             ;      for xz section
    1, VALUE, YES, 1.1, 0,  NO, 0, 0

*THIK-COLOR
; iTHK, W_R, W_G, W_B, HF_R, HF_G, HF_B, HE_R, HE_G, HE_B, bBLEND, FACT
    1, 255,   0,   0,    0, 255,   0,    0,   0, 255,  NO, 0.5

*STLDCASE    ; Static Load Cases
; LCNAME, LCTYPE, DESC
```

```
   활하중 측압, USER,
   토압(지하수위 X), USER,
   토압(지하수위 O), USER,
   수압 , USER,


*CONSTRAINT    ; Supports
; NODE_LIST, CONST(Dx,Dy,Dz,Rx,Ry,Rz), GROUP
   34 70to74 151 243to251 296to306 332 336 369 373 381 385 391 395 , 111111,
   401 405 889to928by13 892to970by26 899 907to994by29 910 927to951by8 , 111111,
   952 955to1048by31 958to961 969to1009by8 978 1002to1042by8 1025 , 111111,
   1033 1041 1047 1179 1183 1215 1218 1222to1366by48 1233to1377by48 , 111111,
   1237to1381by48 1262to1406by48 1265to1409by48 1268 1316 1364 , 111111,
   1412to1428 1444to1460 1462to1524by2 1525 1526, 111111,

*USE-STLD, 활하중 측압

*PRESSURE    ; Pressure Loads
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, LTYP, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, PU, P1, P2, P3, P4, GROUP  ; ETYP=PLATE, LTYP=FACE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, LTYP, iEDGE, DIR, VX, VY, VZ, PU, P1, P2, GROUP          ; ETYP=PLATE, LTYP=EDGE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, iEDGE, DIR, VX, VY, VZ, PU, P1, P2, GROUP                ; ETYP=PLANE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, iFACE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, PU, P1, P2, P3, P4, GROUP ; ETYP=SOLID
; [PLATE] : plate, plane stress, [PLANE] : axisymmetric, plane strain
   402, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   403, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   404, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   405, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   408, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   409, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   410, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   411, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   427, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   428, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   429, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   430, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   438, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   439, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   440, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   441, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   449, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   450, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   451, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   452, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   460, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   461, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   462, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   463, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   471, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   472, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   473, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   474, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   482, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   483, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   484, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   485, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   493, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   494, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   495, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   496, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   504, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   505, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   506, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   507, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   515, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   516, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   517, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   518, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   526, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   527, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   528, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   529, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   537, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
   538, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
```

539, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
540, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
548, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
549, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
550, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
551, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
559, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
560, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
561, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
562, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
570, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
571, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
572, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
573, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
575, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
576, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
577, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
578, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
579, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
617, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
618, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
619, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
620, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
621, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
622, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
623, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
624, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
625, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
626, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
627, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
650, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
651, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
652, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
653, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
654, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
680, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
681, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
682, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
683, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
684, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
685, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
686, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
687, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
688, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
689, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
690, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
691, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
692, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
693, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
694, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
695, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
696, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
697, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
698, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
699, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
700, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
701, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
702, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
703, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
704, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
705, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
706, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
707, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
708, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
709, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
710, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
711, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
712, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
713, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
714, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
715, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
716, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
717, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

718, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
719, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
720, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
721, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
722, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
723, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
724, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
725, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
726, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
727, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
728, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
729, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
730, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
731, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
732, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
733, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
734, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
735, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
736, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
737, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
738, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
739, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
740, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
741, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
742, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
743, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
744, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
745, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
746, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
747, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
748, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
749, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
750, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
751, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
752, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
753, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
754, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
755, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
756, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
757, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
758, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
759, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
760, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
761, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
762, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
763, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
764, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
765, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
766, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
767, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
768, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
769, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
770, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
771, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
772, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
773, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
774, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
775, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
776, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
777, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
778, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
779, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
780, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
781, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
782, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
783, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
784, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
785, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
786, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
787, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
788, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
789, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
790, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

791, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
792, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
793, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
794, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
795, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
796, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
797, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
798, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
799, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
800, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
801, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
802, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
803, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
804, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
805, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
806, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
807, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
808, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
809, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
810, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
811, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
812, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
813, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
814, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
815, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
816, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
817, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
818, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
819, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
820, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
821, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
822, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
823, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
824, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
825, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
826, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
827, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
828, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
829, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
830, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
831, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
832, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
833, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
834, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
835, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
836, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
837, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
838, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
839, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
840, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
841, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
842, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
843, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
844, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
845, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
846, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
847, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
848, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
849, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
850, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
851, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
852, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
853, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
854, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
855, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
856, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
857, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
858, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
859, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
860, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
861, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
862, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
863, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

```
864, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
865, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
866, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
867, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
868, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
869, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
870, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
871, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
872, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
873, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
874, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
875, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
876, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
877, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
878, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
879, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
880, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
881, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
882, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
883, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
884, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
885, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
886, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
887, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
888, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
889, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
890, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
891, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
892, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
893, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
894, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
895, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
896, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
897, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
898, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
899, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
900, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
901, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
902, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
903, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
904, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
905, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
906, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
907, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
908, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
909, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
910, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
911, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
912, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
913, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
914, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
915, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
916, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
917, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
918, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
919, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
920, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
921, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
922, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
923, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
924, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
925, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
926, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
927, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
928, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
929, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
930, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
931, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
932, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
933, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
934, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
935, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
936, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
```

937, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
938, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
939, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
940, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
941, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
942, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
943, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
944, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
945, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
946, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
947, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
948, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
949, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
950, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
951, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
952, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
953, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
954, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
955, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
956, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
957, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
958, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
959, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
960, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
961, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
962, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
963, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
964, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
965, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
966, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
967, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
968, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
969, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
970, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
971, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
972, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
973, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
974, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
975, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
976, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
977, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
978, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
979, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
980, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
981, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
982, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
983, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
984, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
985, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
986, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
987, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
988, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
989, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
990, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
991, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
992, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
993, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
994, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
995, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
996, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
997, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
998, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
999, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1000, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1001, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1002, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1003, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1004, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1005, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1006, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1007, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1008, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1009, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

1010, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1011, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1012, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1013, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1014, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1015, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1016, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1017, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1018, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1019, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1020, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1021, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1022, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1023, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1024, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1025, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1026, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1027, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1028, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1029, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1030, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1031, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1032, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1033, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1034, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1035, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1036, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1037, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1038, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1039, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1040, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1041, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1042, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1043, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1044, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1045, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1046, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1047, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1048, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1049, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1050, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1051, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1052, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1053, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1054, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1055, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1056, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1057, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1058, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1059, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1060, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1061, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1062, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1063, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1064, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1065, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1066, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1067, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1068, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1069, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1070, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1071, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1072, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1073, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1074, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1075, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1076, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1077, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1078, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1079, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1080, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1081, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1082, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

1083, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1084, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1085, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1086, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1087, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1088, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1089, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1090, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1091, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1092, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1093, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1094, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1095, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1096, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1097, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1098, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1099, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1100, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1101, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1102, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1103, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1104, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1105, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1106, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1107, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1108, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1109, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1110, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1111, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1112, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1113, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1114, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1115, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1116, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1117, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1118, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1119, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1120, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1121, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1122, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1123, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1124, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1125, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1126, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1127, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1128, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1129, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1130, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1131, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1132, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1133, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1134, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1135, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1136, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1137, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1138, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1139, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1140, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1141, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1142, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1143, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1144, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1145, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1146, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1147, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1148, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1149, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1150, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1151, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1152, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1153, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1154, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1155, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

1156, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1157, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1158, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1159, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1160, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1161, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1162, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1163, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1164, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1165, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1166, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1167, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1168, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1169, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1170, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1171, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1172, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1173, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1174, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1175, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1176, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1177, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1178, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1179, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1180, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1181, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1182, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1183, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1184, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1185, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1186, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1187, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1188, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1189, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1190, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1191, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1192, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1193, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1194, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1195, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1196, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1197, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1198, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1199, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1200, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1201, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1202, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1203, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1204, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1205, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1206, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1207, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1208, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1209, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1210, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1211, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1212, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1213, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1214, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1215, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1216, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1217, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1218, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1219, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1220, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1221, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1222, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1223, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1224, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1225, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1226, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1227, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1228, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

1229, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1230, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1231, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1232, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1233, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1234, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1235, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1236, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1237, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1238, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1239, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1240, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1241, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1242, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1243, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1244, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1245, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1246, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1247, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1248, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1249, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1250, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1251, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1252, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1253, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1254, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1255, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1256, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1257, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1258, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1259, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1260, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1261, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1262, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1263, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1264, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1265, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1266, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1267, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1268, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1269, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1270, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1271, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1272, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1273, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1274, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1275, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1276, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1277, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1278, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1279, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1280, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1281, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1282, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1283, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1284, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1285, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1286, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1287, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1288, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1289, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1290, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1291, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1292, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1293, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1294, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1295, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1296, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1297, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1298, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1299, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1300, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1301, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

1302, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1303, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1304, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1305, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1306, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1307, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1308, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1309, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1310, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1311, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1312, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1313, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1314, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1315, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1316, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1317, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1318, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1319, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1448, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1449, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1450, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1451, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1452, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1453, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1454, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1455, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1456, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1457, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1458, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1459, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1460, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1461, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1462, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1463, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1464, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1465, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1466, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1467, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1468, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1469, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1470, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1471, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1472, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1473, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1474, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1475, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1476, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1477, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1478, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1479, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1480, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1481, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1482, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1483, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1484, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1485, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1486, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1487, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1488, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1489, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1490, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1491, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1492, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1493, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1494, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1495, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1496, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1497, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1498, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1499, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1500, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1501, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1502, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

1503, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1504, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1505, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1506, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1507, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1508, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1509, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1510, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1511, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1512, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1513, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1514, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1515, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1516, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1517, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1518, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1519, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1520, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1521, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1522, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1523, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1524, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1525, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1526, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1527, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1528, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1529, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1530, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1531, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1532, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1533, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1534, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1535, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1536, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1537, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1538, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1539, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1540, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1541, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1542, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1543, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1544, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1545, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1546, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1547, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1548, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1549, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1550, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1551, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1552, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1553, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1554, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1555, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1556, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1557, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1558, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1559, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1560, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1561, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1562, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1563, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1564, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1565, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1566, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1567, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1568, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1569, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1570, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1571, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1572, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1573, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1574, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1575, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

1576, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1577, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1578, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1579, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1580, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1581, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1582, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1583, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1584, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1585, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1586, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1587, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1588, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1589, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1590, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1591, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1592, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1593, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1594, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1595, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1596, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1597, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1598, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1599, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1600, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1601, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1602, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1603, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1604, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1605, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1606, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1607, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1608, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1609, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1610, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1611, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1612, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1613, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1614, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1615, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1616, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1617, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1618, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1619, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1620, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1621, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1622, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1623, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1624, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1625, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1626, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1627, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1628, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1629, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1630, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1631, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1632, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1633, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1634, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1635, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1636, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1637, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1638, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1639, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1640, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1641, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1642, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1643, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1644, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1645, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1646, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1647, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1648, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

1649, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1650, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1651, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1652, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1653, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1654, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1655, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1656, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1657, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1658, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1659, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1660, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1661, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1662, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1663, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1664, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1665, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1666, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1667, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1668, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1669, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1670, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1671, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1672, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1673, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1674, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1675, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1676, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1677, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1678, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1679, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1680, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1681, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1682, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1683, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1684, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1685, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1686, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1687, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1688, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1689, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1690, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1691, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1692, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1693, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1694, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1695, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1696, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1697, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1698, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1699, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1700, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1701, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1702, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1703, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1704, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1705, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1706, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1707, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1708, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1709, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1710, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1711, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1712, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1713, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1714, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1715, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1716, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1717, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1718, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1719, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1720, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
1721, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

```
  1722, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1723, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1724, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1725, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1726, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1727, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1728, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1729, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1730, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1731, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1732, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1733, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1734, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1735, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1736, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1737, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1738, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1739, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1740, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1741, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1742, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1743, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1744, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1745, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1746, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1747, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1748, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1749, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1750, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1751, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1752, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1753, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1754, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1755, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1756, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1757, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1758, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1759, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1760, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1761, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1762, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1763, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1764, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1765, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1766, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1767, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1768, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1769, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1770, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1771, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1772, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1773, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1774, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1775, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1776, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1777, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,
  1778, PRES , PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 7.965, 0, 0, 0, 0,

; End of data for load case [활하중 측압] -------------------------

*USE-STLD, 토압(지하수위 X)

*PRESSURE    ; Pressure Loads
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, LTYP, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, PU, P1, P2, P3, P4, GROUP  ; ETYP=PLATE, LTYP=FACE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, LTYP, iEDGE, DIR, VX, VY, VZ, PU, P1, P2, GROUP          ; ETYP=PLATE, LTYP=EDGE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, iEDGE, DIR, VX, VY, VZ, PU, P1, P2, GROUP                ; ETYP=PLANE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, iFACE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, PU, P1, P2, P3, P4, GROUP ; ETYP=SOLID
; [PLATE] : plate, plane stress, [PLANE] : axisymmetric, plane strain
   402, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
   403, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
   404, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
   405, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
   408, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
```

409, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
410, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
411, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
427, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
428, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
429, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
430, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
438, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
439, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
440, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
441, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
449, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
450, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
451, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
452, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
460, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
461, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
462, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
463, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
471, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
472, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
473, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
474, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
482, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
483, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
484, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
485, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
493, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
494, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
495, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
496, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
504, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
505, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
506, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
507, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
515, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
516, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
517, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
518, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
526, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
527, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
528, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
529, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
537, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
538, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
539, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
540, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
548, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
549, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
550, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
551, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
559, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
560, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
561, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
562, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
570, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
571, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
572, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
573, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
575, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
576, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
577, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
578, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
579, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
617, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
618, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
619, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
620, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
621, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
622, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
623, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
624, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
625, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,

626, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
627, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
650, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
651, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
652, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
653, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
654, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
680, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
681, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
682, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
683, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
684, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
685, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
686, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
687, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
688, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
689, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
690, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
691, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
692, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
693, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
694, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
695, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
696, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
697, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
698, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
699, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
700, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
701, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
702, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
703, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
704, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
705, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
706, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
707, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
708, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
709, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
710, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
711, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
712, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
713, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
714, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
715, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
716, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
717, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
718, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
719, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
720, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
721, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
722, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
723, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
724, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
725, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
726, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
727, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
728, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
729, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
730, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
731, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
732, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
733, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
734, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
735, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
736, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
737, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
738, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
739, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
740, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
741, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
742, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
743, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
744, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
745, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,

746, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
747, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
748, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
749, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
750, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
751, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
752, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
753, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
754, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
755, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
756, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
757, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
758, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
759, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
760, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
761, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
762, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
763, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
764, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
765, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
766, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
767, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
768, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
769, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
770, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
771, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
772, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
773, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
774, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
775, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
776, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
777, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
778, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
779, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
780, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
781, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
782, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
783, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
784, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
785, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
786, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
787, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
788, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
789, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
790, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
791, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
792, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
793, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
794, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
795, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
796, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
797, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
798, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
799, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
800, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
801, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
802, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
803, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
804, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
805, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
806, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
807, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
808, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
809, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
810, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
811, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
812, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
813, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
814, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
815, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
816, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
817, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
818, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,

819, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
820, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
821, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
822, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
823, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
824, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
825, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
826, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
827, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
828, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
829, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
830, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
831, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
832, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
833, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
834, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
835, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
836, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
837, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
838, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
839, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
840, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
841, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
842, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
843, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
844, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
845, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
846, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
847, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
848, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
849, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
850, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
851, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
852, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
853, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
854, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
855, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
856, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
857, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
858, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
859, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
860, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
861, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
862, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
863, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
864, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
865, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
866, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
867, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
868, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
869, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
870, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
871, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
872, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
873, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
874, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
875, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
876, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
877, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
878, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
879, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
880, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
881, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
882, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
883, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
884, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
885, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
886, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
887, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
888, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
889, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
890, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
891, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,

892, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
893, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
894, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
895, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
896, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
897, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
898, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
899, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
900, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
901, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
902, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
903, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
904, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
905, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
906, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
907, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
908, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
909, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
910, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
911, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
912, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
913, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
914, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
915, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
916, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
917, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
918, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
919, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
920, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
921, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
922, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
923, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
924, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
925, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
926, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
927, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
928, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
929, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
930, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
931, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
932, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
933, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
934, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
935, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
936, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
937, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
938, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
939, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
940, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
941, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
942, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
943, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
944, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
945, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
946, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
947, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
948, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
949, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
950, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
951, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
952, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
953, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
954, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
955, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
956, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
957, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
958, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
959, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
960, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
961, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
962, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
963, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
964, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,

965, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
966, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
967, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
968, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
969, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
970, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
971, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
972, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
973, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
974, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
975, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
976, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
977, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
978, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
979, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
980, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
981, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
982, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
983, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
984, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
985, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
986, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
987, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
988, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
989, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
990, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
991, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
992, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
993, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
994, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
995, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
996, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
997, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
998, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
999, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1000, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1001, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1002, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1003, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1004, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1005, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1006, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1007, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1008, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1009, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1010, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1011, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1012, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1013, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1014, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1015, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1016, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1017, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1018, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1019, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1020, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1021, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1022, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1023, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1024, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1025, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1026, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1027, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1028, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1029, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1030, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1031, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1032, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1033, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1034, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1035, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1036, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1037, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,

1038, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1039, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1040, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1041, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1042, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1043, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1044, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1045, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1046, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1047, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1048, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1049, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1050, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1051, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1052, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1053, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1054, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1055, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1056, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1057, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1058, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1059, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1060, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1061, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1062, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1063, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1064, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1065, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1066, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1067, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1068, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1069, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1070, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1071, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1072, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1073, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1074, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1075, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1076, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1077, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1078, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1079, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1080, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1081, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1082, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1083, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1084, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1085, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1086, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1087, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1088, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1089, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1090, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1091, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1092, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1093, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1094, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1095, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1096, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1097, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1098, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1099, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1100, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1101, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1102, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1103, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1104, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1105, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1106, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1107, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1108, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1109, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1110, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,

1111, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1112, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1113, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1114, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1115, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1116, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1117, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1118, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1119, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1120, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1121, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1122, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1123, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1124, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1125, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1126, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1127, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1128, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1129, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1130, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1131, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1132, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1133, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1134, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1135, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1136, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1137, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1138, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1139, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1140, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1141, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1142, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1143, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1144, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1145, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1146, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1147, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1148, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1149, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1150, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1151, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1152, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1153, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1154, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1155, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1156, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1157, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1158, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1159, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1160, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1161, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 127.623, 127.623, 124.415, 124.415,
1162, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1163, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1164, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 124.415, 124.415, 121.206, 121.206,
1165, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1166, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1167, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 121.206, 121.206, 117.998, 117.998,
1168, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1169, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 137.247, 137.247, 134.039, 134.039,
1170, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1171, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1172, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 134.039, 134.039, 130.831, 130.831,
1173, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1174, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1175, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 130.831, 130.831, 127.623, 127.623,
1176, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1177, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 146.872, 146.872, 143.664, 143.664,
1178, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1179, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1180, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 143.664, 143.664, 140.455, 140.455,
1181, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1182, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,
1183, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 140.455, 140.455, 137.247, 137.247,

1184, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1185, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.496, 156.496, 153.288, 153.288,
1186, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1187, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1188, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 153.288, 153.288, 150.08, 150.08,
1189, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1190, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1191, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 150.08, 150.08, 146.872, 146.872,
1192, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1193, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1194, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1195, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1196, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1197, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1198, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1199, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1200, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1201, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1202, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1203, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1204, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1205, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1206, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1207, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1208, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1209, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1210, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1211, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1212, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1213, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1214, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1215, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1216, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1217, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1218, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1219, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1220, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1221, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1222, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1223, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1224, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1225, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1226, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1227, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1228, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1229, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1230, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1231, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1232, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1233, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1234, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1235, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1236, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1237, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1238, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1239, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1240, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1241, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1242, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1243, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1244, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1245, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1246, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1247, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1248, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1249, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1250, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1251, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1252, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1253, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1254, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1255, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1256, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,

1257, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1258, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1259, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1260, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1261, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1262, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1263, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1264, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1265, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1266, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1267, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1268, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1269, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1270, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1271, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1272, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1273, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1274, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1275, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1276, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1277, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1278, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1279, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1280, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1281, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1282, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1283, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1284, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1285, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1286, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1287, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1288, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1289, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1290, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1291, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1292, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1293, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1294, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1295, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1296, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1297, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1298, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1299, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1300, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1301, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1302, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1303, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1304, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1305, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1306, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1307, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1308, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1309, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1310, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1311, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1312, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1313, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 117.998, 117.998, 114.79, 114.79,
1314, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1315, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1316, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 114.79, 114.79, 111.582, 111.582,
1317, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1318, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1319, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 111.582, 111.582, 108.374, 108.374,
1448, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1449, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1450, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1451, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1452, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1453, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1454, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1455, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1456, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1457, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,

1458, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1459, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1460, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1461, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1462, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1463, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1464, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1465, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1466, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1467, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1468, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1469, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1470, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1471, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1472, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1473, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1474, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1475, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1476, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1477, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1478, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1479, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1480, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1481, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.374, 108.374, 105.165, 105.165,
1482, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1483, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1484, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.165, 105.165, 101.957, 101.957,
1485, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1486, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1487, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.957, 101.957, 98.749, 98.749,
1488, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1489, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1490, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1491, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1492, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1493, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1494, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1495, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1496, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1497, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1498, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1499, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1500, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1501, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1502, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1503, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1504, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1505, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1506, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1507, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1508, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1509, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1510, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1511, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1512, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1513, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1514, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1515, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1516, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1517, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1518, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1519, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1520, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1521, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1522, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1523, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1524, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1525, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1526, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.749, 98.749, 95.5409, 95.5409,
1527, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1528, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1529, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.5409, 95.5409, 92.3327, 92.3327,
1530, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,

1531, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1532, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 92.3327, 92.3327, 89.1245, 89.1245,
1533, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1534, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1535, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1536, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1537, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1538, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1539, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1540, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1541, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1542, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1543, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1544, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1545, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1546, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1547, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1548, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1549, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1550, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1551, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1552, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1553, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1554, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1555, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1556, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1557, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1558, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1559, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1560, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1561, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1562, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1563, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1564, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1565, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1566, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1567, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1568, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1569, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1570, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1571, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 89.1245, 89.1245, 85.9163, 85.9163,
1572, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1573, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1574, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.9163, 85.9163, 82.7081, 82.7081,
1575, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1576, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1577, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.7081, 82.7081, 79.4999, 79.4999,
1578, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1579, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1580, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1581, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1582, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1583, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1584, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1585, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1586, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1587, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1588, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1589, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1590, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1591, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1592, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1593, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1594, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1595, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1596, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1597, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1598, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1599, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1600, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1601, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1602, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1603, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,

1604, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1605, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1606, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1607, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1608, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1609, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1610, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1611, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1612, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1613, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1614, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1615, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1616, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 79.4999, 79.4999, 76.2917, 76.2917,
1617, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1618, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1619, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 76.2917, 76.2917, 73.0836, 73.0836,
1620, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1621, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1622, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 73.0836, 73.0836, 69.8754, 69.8754,
1623, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1624, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1625, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1626, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1627, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1628, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1629, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1630, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1631, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1632, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1633, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1634, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1635, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1636, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1637, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1638, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1639, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1640, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1641, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1642, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1643, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1644, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1645, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1646, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1647, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1648, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1649, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1650, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1651, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1652, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1653, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1654, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1655, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1656, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1657, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1658, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1659, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1660, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1661, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.8754, 69.8754, 66.6672, 66.6672,
1662, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1663, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1664, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.6672, 66.6672, 63.459, 63.459,
1665, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1666, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1667, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 63.459, 63.459, 60.2508, 60.2508,
1668, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1669, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1670, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1671, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1672, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1673, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1674, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1675, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1676, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,

1677, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1678, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1679, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1680, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1681, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1682, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 60.2508, 60.2508, 56.401, 56.401,
1683, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1684, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1685, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1686, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1687, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1688, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1689, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1690, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1691, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1692, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1693, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1694, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1695, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1696, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1697, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1698, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1699, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1700, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1701, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1702, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1703, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1704, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1705, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1706, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1707, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1708, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1709, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1710, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1711, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1712, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1713, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1714, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1715, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1716, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1717, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1718, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1719, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1720, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1721, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1722, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1723, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1724, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1725, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1726, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1727, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1728, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1729, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1730, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1731, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1732, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1733, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1734, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1735, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1736, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1737, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1738, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1739, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1740, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1741, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1742, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1743, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1744, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1745, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1746, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1747, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
1748, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
1749, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,

```
  1750, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1751, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1752, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1753, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1754, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1755, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1756, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1757, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1758, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1759, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1760, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1761, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1762, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1763, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1764, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1765, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1766, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1767, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1768, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1769, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1770, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1771, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1772, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1773, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1774, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1775, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1776, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,
  1777, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.346, 160.346, 156.496, 156.496,
  1778, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 164.196, 164.196, 160.346, 160.346,

; End of data for load case [토압(지하수위 X)] -------------------------

*USE-STLD, 토압(지하수위 0)

*PRESSURE    ; Pressure Loads
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, LTYP, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, PU, P1, P2, P3, P4, GROUP  ; ETYP=PLATE, LTYP=FACE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, LTYP, iEDGE, DIR, VX, VY, VZ, PU, P1, P2, GROUP          ; ETYP=PLATE, LTYP=EDGE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, iEDGE, DIR, VX, VY, VZ, PU, P1, P2, GROUP                ; ETYP=PLANE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, iFACE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, PU, P1, P2, P3, P4, GROUP ; ETYP=SOLID
; [PLATE] : plate, plane stress, [PLANE] : axisymmetric, plane strain
   402, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
   403, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
   404, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
   405, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
   408, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
   409, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
   410, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
   411, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
   427, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
   428, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
   429, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
   430, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
   438, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
   439, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
   440, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
   441, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
   449, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
   450, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
   451, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
   452, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
   460, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
   461, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
   462, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
   463, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
   471, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
   472, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
   473, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
   474, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
   482, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
   483, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
   484, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
   485, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
   493, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
```

494, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
495, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
496, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
504, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
505, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
506, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
507, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
515, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
516, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
517, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
518, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
526, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
527, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
528, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
529, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
537, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
538, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
539, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
540, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
548, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
549, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
550, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
551, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
559, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
560, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
561, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
562, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
570, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
571, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
572, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
573, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
575, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
576, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
577, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
578, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
579, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
617, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
618, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
619, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
620, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
621, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
622, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
623, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
624, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
625, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
626, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
627, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
650, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
651, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
652, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
653, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
654, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
680, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
681, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
682, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
683, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
684, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
685, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
686, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
687, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
688, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
689, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
690, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
691, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
692, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
693, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
694, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
695, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
696, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
697, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
698, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
699, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
700, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,

701, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
702, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
703, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
704, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
705, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
706, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
707, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
708, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
709, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
710, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
711, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
712, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
713, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
714, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
715, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
716, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
717, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
718, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
719, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
720, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
721, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
722, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
723, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
724, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
725, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
726, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
727, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
728, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
729, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
730, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
731, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
732, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
733, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
734, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
735, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
736, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
737, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
738, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
739, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
740, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
741, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
742, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
743, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
744, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
745, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
746, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
747, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
748, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
749, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
750, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
751, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
752, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
753, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
754, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
755, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
756, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
757, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
758, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
759, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
760, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
761, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
762, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
763, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
764, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
765, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
766, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
767, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
768, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
769, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
770, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
771, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
772, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
773, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,

774, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
775, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
776, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
777, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
778, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
779, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
780, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
781, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
782, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
783, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
784, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
785, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
786, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
787, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
788, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
789, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
790, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
791, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
792, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
793, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
794, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
795, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
796, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
797, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
798, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
799, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
800, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
801, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
802, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
803, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
804, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
805, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
806, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
807, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
808, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
809, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
810, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
811, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
812, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
813, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
814, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
815, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
816, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
817, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
818, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
819, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
820, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
821, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
822, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
823, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
824, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
825, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
826, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
827, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
828, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
829, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
830, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
831, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
832, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
833, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
834, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
835, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
836, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
837, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
838, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
839, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
840, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
841, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
842, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
843, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
844, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
845, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
846, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,

847, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
848, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
849, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
850, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
851, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
852, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
853, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
854, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
855, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
856, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
857, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
858, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
859, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
860, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
861, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
862, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
863, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
864, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
865, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
866, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
867, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
868, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
869, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
870, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
871, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
872, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
873, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
874, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
875, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
876, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
877, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
878, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
879, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
880, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
881, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
882, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
883, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
884, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
885, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
886, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
887, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
888, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
889, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
890, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
891, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
892, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
893, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
894, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
895, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
896, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
897, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
898, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
899, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
900, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
901, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
902, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
903, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
904, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
905, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
906, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
907, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
908, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
909, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
910, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
911, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
912, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
913, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
914, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
915, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
916, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
917, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
918, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
919, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,

920, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
921, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
922, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
923, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
924, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
925, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
926, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
927, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
928, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
929, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
930, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
931, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
932, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
933, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
934, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
935, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
936, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
937, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
938, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
939, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
940, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
941, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
942, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
943, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
944, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
945, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
946, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
947, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
948, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
949, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
950, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
951, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
952, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
953, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
954, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
955, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
956, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
957, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
958, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
959, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
960, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
961, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
962, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
963, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
964, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
965, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
966, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
967, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
968, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
969, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
970, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
971, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
972, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
973, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
974, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
975, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
976, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
977, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
978, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
979, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
980, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
981, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
982, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
983, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
984, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
985, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
986, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
987, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
988, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
989, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
990, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
991, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
992, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,

```
 993, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
 994, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
 995, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
 996, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
 997, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
 998, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
 999, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1000, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1001, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1002, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1003, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1004, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1005, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1006, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1007, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1008, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1009, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1010, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1011, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1012, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1013, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1014, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1015, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1016, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1017, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1018, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1019, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1020, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1021, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1022, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1023, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1024, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1025, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1026, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1027, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1028, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1029, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1030, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1031, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1032, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1033, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1034, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1035, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1036, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1037, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1038, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1039, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1040, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1041, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1042, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1043, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1044, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1045, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1046, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1047, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1048, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1049, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1050, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1051, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1052, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1053, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1054, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1055, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1056, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1057, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1058, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1059, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1060, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1061, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1062, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1063, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1064, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1065, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
```

1066, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1067, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1068, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1069, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1070, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1071, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1072, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1073, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1074, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1075, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1076, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1077, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1078, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1079, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1080, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1081, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1082, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1083, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1084, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1085, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1086, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1087, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1088, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1089, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1090, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1091, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1092, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1093, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1094, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1095, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1096, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1097, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1098, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1099, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1100, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1101, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1102, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1103, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1104, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1105, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1106, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1107, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1108, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1109, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1110, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1111, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1112, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1113, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1114, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1115, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1116, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1117, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1118, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1119, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1120, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1121, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1122, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1123, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1124, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1125, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1126, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1127, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1128, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1129, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1130, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1131, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1132, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1133, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1134, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1135, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1136, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1137, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1138, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,

1139, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1140, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1141, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1142, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1143, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1144, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1145, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1146, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1147, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1148, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1149, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1150, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1151, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1152, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1153, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1154, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1155, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1156, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1157, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1158, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1159, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1160, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1161, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 69.2542, 69.2542, 67.6501, 67.6501,
1162, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1163, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1164, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 67.6501, 67.6501, 66.046, 66.046,
1165, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1166, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1167, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 66.046, 66.046, 64.4419, 64.4419,
1168, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1169, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 74.0665, 74.0665, 72.4624, 72.4624,
1170, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1171, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1172, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 72.4624, 72.4624, 70.8583, 70.8583,
1173, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1174, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1175, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 70.8583, 70.8583, 69.2542, 69.2542,
1176, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1177, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.8788, 78.8788, 77.2747, 77.2747,
1178, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1179, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1180, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 77.2747, 77.2747, 75.6706, 75.6706,
1181, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1182, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1183, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.6706, 75.6706, 74.0665, 74.0665,
1184, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1185, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 83.6911, 83.6911, 82.087, 82.087,
1186, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1187, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1188, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 82.087, 82.087, 80.4829, 80.4829,
1189, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1190, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1191, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 80.4829, 80.4829, 78.8788, 78.8788,
1192, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1193, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1194, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1195, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1196, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1197, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1198, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1199, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1200, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1201, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1202, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1203, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1204, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1205, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1206, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1207, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1208, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1209, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1210, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1211, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,

1212, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1213, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1214, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1215, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1216, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1217, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1218, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1219, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1220, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1221, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1222, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1223, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1224, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1225, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1226, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1227, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1228, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1229, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1230, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1231, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1232, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1233, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1234, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1235, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1236, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1237, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1238, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1239, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1240, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1241, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1242, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1243, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1244, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1245, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1246, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1247, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1248, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1249, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1250, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1251, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1252, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1253, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1254, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1255, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1256, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1257, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1258, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1259, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1260, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1261, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1262, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1263, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1264, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1265, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1266, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1267, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1268, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1269, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1270, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1271, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1272, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1273, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1274, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1275, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1276, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1277, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1278, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1279, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1280, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1281, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1282, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1283, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1284, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,

1285, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1286, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1287, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1288, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1289, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1290, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1291, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1292, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1293, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1294, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1295, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1296, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1297, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1298, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1299, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1300, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1301, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1302, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1303, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1304, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1305, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1306, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1307, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1308, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1309, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1310, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1311, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1312, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1313, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 64.4419, 64.4419, 62.8378, 62.8378,
1314, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1315, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1316, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 62.8378, 62.8378, 61.2336, 61.2336,
1317, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1318, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1319, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.2336, 61.2336, 59.6295, 59.6295,
1448, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1449, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1450, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1451, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1452, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1453, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1454, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1455, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1456, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1457, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1458, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1459, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1460, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1461, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1462, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1463, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1464, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1465, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1466, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1467, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1468, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1469, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1470, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1471, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1472, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1473, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1474, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1475, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1476, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1477, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1478, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1479, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1480, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1481, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 59.6295, 59.6295, 58.0254, 58.0254,
1482, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1483, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1484, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.0254, 58.0254, 56.4213, 56.4213,
1485, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,

1486, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1487, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 56.4213, 56.4213, 54.8172, 54.8172,
1488, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1489, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1490, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1491, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1492, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1493, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1494, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1495, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1496, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1497, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1498, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1499, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1500, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1501, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1502, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1503, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1504, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1505, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1506, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1507, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1508, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1509, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1510, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1511, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1512, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1513, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1514, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1515, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1516, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1517, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1518, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1519, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1520, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1521, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1522, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1523, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1524, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1525, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1526, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 54.8172, 54.8172, 53.2131, 53.2131,
1527, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1528, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1529, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 53.2131, 53.2131, 51.609, 51.609,
1530, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1531, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1532, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.609, 51.609, 50.0049, 50.0049,
1533, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1534, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1535, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1536, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1537, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1538, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1539, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1540, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1541, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1542, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1543, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1544, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1545, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1546, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1547, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1548, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1549, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1550, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1551, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1552, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1553, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1554, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1555, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1556, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1557, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1558, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,

1559, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1560, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1561, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1562, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1563, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1564, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1565, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1566, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1567, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1568, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1569, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1570, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1571, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 50.0049, 50.0049, 48.4008, 48.4008,
1572, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1573, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1574, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 48.4008, 48.4008, 46.7967, 46.7967,
1575, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1576, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1577, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 46.7967, 46.7967, 45.1926, 45.1926,
1578, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1579, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1580, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1581, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1582, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1583, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1584, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1585, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1586, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1587, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1588, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1589, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1590, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1591, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1592, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1593, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1594, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1595, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1596, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1597, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1598, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1599, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1600, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1601, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1602, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1603, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1604, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1605, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1606, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1607, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1608, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1609, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1610, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1611, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1612, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1613, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1614, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1615, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1616, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 45.1926, 45.1926, 43.5885, 43.5885,
1617, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1618, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1619, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 43.5885, 43.5885, 41.9844, 41.9844,
1620, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1621, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1622, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 41.9844, 41.9844, 40.3803, 40.3803,
1623, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1624, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1625, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1626, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1627, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1628, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1629, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1630, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1631, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,

1632, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1633, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1634, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1635, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1636, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1637, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1638, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1639, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1640, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1641, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1642, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1643, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1644, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1645, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1646, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1647, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1648, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1649, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1650, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1651, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1652, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1653, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1654, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1655, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1656, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1657, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1658, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1659, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1660, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1661, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 40.3803, 40.3803, 38.7761, 38.7761,
1662, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1663, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1664, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 38.7761, 38.7761, 37.172, 37.172,
1665, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1666, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1667, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 37.172, 37.172, 35.5679, 35.5679,
1668, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1669, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1670, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1671, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1672, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1673, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1674, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1675, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1676, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1677, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1678, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1679, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1680, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1681, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1682, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 35.5679, 35.5679, 33.643, 33.643,
1683, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1684, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1685, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1686, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1687, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1688, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1689, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1690, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1691, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1692, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1693, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1694, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1695, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1696, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1697, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1698, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1699, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1700, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1701, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1702, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1703, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1704, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,

1705, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1706, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1707, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1708, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1709, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1710, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1711, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1712, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1713, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1714, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1715, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1716, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1717, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1718, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1719, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1720, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1721, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1722, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1723, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1724, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1725, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1726, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1727, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1728, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1729, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1730, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1731, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1732, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1733, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1734, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1735, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1736, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1737, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1738, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1739, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1740, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1741, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1742, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1743, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1744, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1745, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1746, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1747, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1748, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1749, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1750, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1751, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1752, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1753, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1754, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1755, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1756, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1757, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1758, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1759, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1760, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1761, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1762, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1763, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1764, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1765, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1766, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1767, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1768, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1769, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1770, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1771, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1772, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1773, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1774, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1775, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,
1776, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,
1777, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.6161, 85.6161, 83.6911, 83.6911,

```
  1778, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 87.541, 87.541, 85.6161, 85.6161,

; End of data for load case [토압(지하수위 0)] ------------------------

*USE-STLD, 수압

*PRESSURE    ; Pressure Loads
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, LTYP, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, PU, P1, P2, P3, P4, GROUP  ; ETYP=PLATE, LTYP=FACE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, LTYP, iEDGE, DIR, VX, VY, VZ, PU, P1, P2, GROUP          ; ETYP=PLATE, LTYP=EDGE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, iEDGE, DIR, VX, VY, VZ, PU, P1, P2, GROUP                ; ETYP=PLANE
; ELEM_LIST, CMD, ETYP, iFACE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, PU, P1, P2, P3, P4, GROUP ; ETYP=SOLID
; [PLATE] : plate, plane stress, [PLANE] : axisymmetric, plane strain
   402, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   403, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   404, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   405, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   408, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   409, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   410, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   411, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   427, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   428, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   429, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   430, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   438, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   439, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   440, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   441, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   449, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   450, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   451, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   452, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   460, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   461, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   462, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   463, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   471, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   472, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   473, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   474, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   482, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   483, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   484, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   485, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   493, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   494, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   495, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   496, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   504, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   505, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   506, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   507, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   515, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   516, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   517, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   518, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   526, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   527, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   528, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   529, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   537, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   538, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   539, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   540, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   548, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   549, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   550, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   551, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   559, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
   560, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
   561, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
   562, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
   570, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
```

571, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
572, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
573, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
575, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
576, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
577, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
578, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
579, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
617, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
618, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
619, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
620, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
621, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
622, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
623, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
624, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
625, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
626, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
627, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
650, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
651, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
652, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
653, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
654, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
680, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
681, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
682, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
683, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
684, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
685, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
686, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
687, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
688, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
689, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
690, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
691, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
692, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
693, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
694, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
695, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
696, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
697, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
698, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
699, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
700, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
701, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
702, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
703, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
704, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
705, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
706, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
707, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
708, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
709, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
710, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
711, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
712, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
713, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
714, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
715, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
716, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
717, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
718, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
719, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
720, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
721, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
722, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
723, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
724, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
725, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
726, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
727, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
728, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,

729, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
730, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
731, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
732, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
733, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
734, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
735, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
736, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
737, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
738, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
739, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
740, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
741, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
742, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
743, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
744, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
745, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
746, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
747, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
748, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
749, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
750, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
751, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
752, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
753, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
754, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
755, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
756, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
757, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
758, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
759, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
760, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
761, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
762, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
763, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
764, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
765, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
766, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
767, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
768, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
769, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
770, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
771, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
772, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
773, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
774, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
775, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
776, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
777, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
778, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
779, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
780, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
781, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
782, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
783, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
784, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
785, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
786, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
787, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
788, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
789, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
790, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
791, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
792, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
793, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
794, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
795, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
796, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
797, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
798, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
799, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
800, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
801, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,

802, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
803, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
804, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
805, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
806, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
807, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
808, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
809, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
810, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
811, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
812, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
813, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
814, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
815, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
816, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
817, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
818, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
819, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
820, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
821, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
822, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
823, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
824, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
825, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
826, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
827, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
828, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
829, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
830, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
831, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
832, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
833, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
834, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
835, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
836, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
837, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
838, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
839, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
840, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
841, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
842, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
843, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
844, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
845, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
846, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
847, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
848, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
849, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
850, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
851, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
852, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
853, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
854, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
855, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
856, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
857, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
858, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
859, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
860, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
861, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
862, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
863, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
864, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
865, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
866, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
867, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
868, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
869, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
870, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
871, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
872, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
873, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
874, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,

875, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
876, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
877, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
878, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
879, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
880, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
881, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
882, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
883, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
884, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
885, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
886, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
887, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
888, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
889, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
890, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
891, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
892, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
893, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
894, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
895, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
896, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
897, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
898, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
899, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
900, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
901, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
902, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
903, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
904, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
905, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
906, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
907, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
908, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
909, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
910, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
911, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
912, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
913, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
914, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
915, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
916, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
917, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
918, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
919, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
920, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
921, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
922, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
923, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
924, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
925, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
926, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
927, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
928, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
929, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
930, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
931, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
932, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
933, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
934, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
935, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
936, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
937, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
938, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
939, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
940, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
941, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
942, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
943, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
944, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
945, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
946, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
947, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,

948, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
949, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
950, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
951, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
952, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
953, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
954, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
955, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
956, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
957, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
958, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
959, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
960, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
961, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
962, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
963, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
964, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
965, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
966, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
967, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
968, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
969, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
970, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
971, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
972, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
973, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
974, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
975, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
976, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
977, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
978, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
979, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
980, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
981, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
982, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
983, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
984, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
985, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
986, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
987, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
988, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
989, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
990, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
991, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
992, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
993, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
994, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
995, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
996, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
997, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
998, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
999, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1000, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1001, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1002, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1003, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1004, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1005, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1006, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1007, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1008, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1009, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1010, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1011, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1012, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1013, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1014, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1015, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1016, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1017, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1018, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1019, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1020, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,

1021, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1022, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1023, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1024, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1025, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1026, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1027, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1028, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1029, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1030, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1031, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1032, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1033, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1034, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1035, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1036, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1037, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1038, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1039, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1040, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1041, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1042, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1043, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1044, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1045, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1046, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1047, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1048, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1049, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1050, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1051, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1052, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1053, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1054, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1055, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1056, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1057, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1058, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1059, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1060, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1061, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1062, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1063, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1064, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1065, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1066, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1067, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1068, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1069, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1070, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1071, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1072, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1073, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1074, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1075, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1076, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1077, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1078, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1079, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1080, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1081, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1082, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1083, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1084, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1085, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1086, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1087, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1088, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1089, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1090, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1091, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1092, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1093, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,

1094, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1095, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1096, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1097, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1098, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1099, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1100, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1101, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1102, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1103, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1104, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1105, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1106, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1107, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1108, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1109, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1110, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1111, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1112, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1113, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1114, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1115, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1116, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1117, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1118, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1119, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1120, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1121, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1122, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1123, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1124, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1125, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1126, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1127, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1128, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1129, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1130, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1131, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1132, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1133, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1134, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1135, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1136, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1137, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1138, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1139, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1140, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1141, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1142, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1143, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1144, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1145, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1146, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1147, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1148, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1149, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1150, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1151, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1152, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1153, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1154, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1155, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1156, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1157, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1158, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1159, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1160, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1161, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 122.135, 122.135, 118.779, 118.779,
1162, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1163, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1164, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 118.779, 118.779, 115.422, 115.422,
1165, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1166, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,

1167, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 115.422, 115.422, 112.066, 112.066,
1168, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1169, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 132.205, 132.205, 128.848, 128.848,
1170, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1171, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1172, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 128.848, 128.848, 125.492, 125.492,
1173, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1174, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1175, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 125.492, 125.492, 122.135, 122.135,
1176, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1177, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 142.275, 142.275, 138.918, 138.918,
1178, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1179, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1180, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 138.918, 138.918, 135.562, 135.562,
1181, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1182, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1183, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 135.562, 135.562, 132.205, 132.205,
1184, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1185, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 152.344, 152.344, 148.988, 148.988,
1186, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1187, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1188, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 148.988, 148.988, 145.631, 145.631,
1189, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1190, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1191, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 145.631, 145.631, 142.275, 142.275,
1192, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1193, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1194, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1195, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1196, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1197, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1198, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1199, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1200, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1201, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1202, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1203, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1204, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1205, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1206, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1207, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1208, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1209, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1210, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1211, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1212, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1213, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1214, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1215, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1216, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1217, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1218, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1219, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1220, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1221, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1222, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1223, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1224, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1225, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1226, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1227, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1228, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1229, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1230, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1231, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1232, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1233, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1234, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1235, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1236, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1237, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1238, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1239, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,

1240, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1241, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1242, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1243, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1244, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1245, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1246, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1247, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1248, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1249, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1250, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1251, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1252, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1253, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1254, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1255, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1256, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1257, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1258, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1259, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1260, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1261, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1262, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1263, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1264, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1265, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1266, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1267, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1268, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1269, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1270, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1271, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1272, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1273, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1274, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1275, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1276, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1277, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1278, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1279, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1280, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1281, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1282, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1283, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1284, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1285, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1286, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1287, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1288, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1289, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1290, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1291, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1292, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1293, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1294, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1295, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1296, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1297, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1298, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1299, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1300, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1301, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1302, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1303, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1304, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1305, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1306, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1307, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1308, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1309, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1310, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1311, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1312, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,

1313, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 112.066, 112.066, 108.709, 108.709,
1314, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1315, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1316, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 108.709, 108.709, 105.353, 105.353,
1317, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1318, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1319, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 105.353, 105.353, 101.996, 101.996,
1448, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1449, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1450, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1451, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1452, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1453, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1454, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1455, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1456, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1457, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1458, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1459, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1460, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1461, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1462, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1463, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1464, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1465, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1466, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1467, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1468, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1469, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1470, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1471, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1472, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1473, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1474, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1475, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1476, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1477, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1478, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1479, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1480, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1481, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 101.996, 101.996, 98.6395, 98.6395,
1482, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1483, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1484, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 98.6395, 98.6395, 95.283, 95.283,
1485, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1486, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1487, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 95.283, 95.283, 91.9264, 91.9264,
1488, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1489, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1490, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1491, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1492, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1493, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1494, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1495, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1496, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1497, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1498, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1499, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1500, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1501, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1502, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1503, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1504, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1505, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1506, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1507, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1508, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1509, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1510, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1511, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1512, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1513, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,

1514, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1515, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1516, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1517, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1518, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1519, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1520, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1521, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1522, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1523, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1524, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1525, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1526, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 91.9264, 91.9264, 88.5699, 88.5699,
1527, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1528, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1529, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 88.5699, 88.5699, 85.2133, 85.2133,
1530, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1531, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1532, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 85.2133, 85.2133, 81.8568, 81.8568,
1533, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1534, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1535, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1536, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1537, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1538, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1539, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1540, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1541, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1542, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1543, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1544, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1545, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1546, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1547, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1548, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1549, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1550, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1551, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1552, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1553, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1554, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1555, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1556, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1557, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1558, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1559, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1560, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1561, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1562, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1563, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1564, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1565, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1566, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1567, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1568, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1569, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1570, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1571, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 81.8568, 81.8568, 78.5002, 78.5002,
1572, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1573, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1574, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 78.5002, 78.5002, 75.1437, 75.1437,
1575, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1576, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1577, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 75.1437, 75.1437, 71.7871, 71.7871,
1578, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1579, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1580, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1581, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1582, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1583, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1584, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1585, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1586, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,

1587, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1588, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1589, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1590, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1591, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1592, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1593, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1594, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1595, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1596, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1597, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1598, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1599, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1600, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1601, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1602, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1603, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1604, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1605, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1606, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1607, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1608, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1609, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1610, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1611, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1612, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1613, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1614, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1615, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1616, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 71.7871, 71.7871, 68.4306, 68.4306,
1617, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1618, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1619, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 68.4306, 68.4306, 65.074, 65.074,
1620, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1621, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1622, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 65.074, 65.074, 61.7175, 61.7175,
1623, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1624, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1625, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1626, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1627, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1628, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1629, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1630, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1631, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1632, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1633, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1634, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1635, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1636, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1637, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1638, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1639, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1640, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1641, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1642, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1643, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1644, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1645, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1646, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1647, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1648, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1649, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1650, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1651, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1652, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1653, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1654, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1655, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1656, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1657, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1658, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1659, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,

1660, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1661, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 61.7175, 61.7175, 58.361, 58.361,
1662, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1663, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1664, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 58.361, 58.361, 55.0044, 55.0044,
1665, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1666, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1667, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 55.0044, 55.0044, 51.6479, 51.6479,
1668, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1669, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1670, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1671, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1672, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1673, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1674, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1675, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1676, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1677, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1678, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1679, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1680, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1681, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1682, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 51.6479, 51.6479, 47.62, 47.62,
1683, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1684, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1685, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1686, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1687, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1688, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1689, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1690, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1691, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1692, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1693, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1694, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1695, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1696, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1697, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1698, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1699, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1700, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1701, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1702, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1703, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1704, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1705, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1706, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1707, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1708, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1709, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1710, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1711, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1712, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1713, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1714, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1715, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1716, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1717, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1718, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1719, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1720, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1721, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1722, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1723, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1724, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1725, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1726, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1727, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1728, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1729, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1730, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
1731, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
1732, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,

```
  1733, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1734, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1735, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1736, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1737, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1738, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1739, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1740, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1741, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1742, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1743, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1744, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1745, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1746, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1747, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1748, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1749, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1750, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1751, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1752, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1753, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1754, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1755, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1756, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1757, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1758, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1759, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1760, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1761, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1762, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1763, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1764, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1765, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1766, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1767, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1768, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1769, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1770, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1771, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1772, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1773, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1774, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1775, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1776, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,
  1777, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 156.372, 156.372, 152.344, 152.344,
  1778, HYDRO, PLATE, FACE, GY, 0, 0, 0, NO, 0, 160.4, 160.4, 156.372, 156.372,

; End of data for load case [수압] -------------------------


*LOADCOMB    ; Combinations
; NAME=NAME, KIND, ACTIVE, bES, iTYPE, DESC, iSERV-TYPE, nLCOMTYPE   ; line 1
;      ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...                                    ; from line 2
   NAME=F-COM2, GEN, ACTIVE, 0, 0, 계수하중, 0, 0
        ST, 활하중 측압, 1.6, ST, 토압(지하수위 X), 1.6
   NAME=F-COM6, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0
        ST, 활하중 측압, 1.6, ST, 토압(지하수위 0), 1.6, ST, 수압, 1.2
   NAME=S-COM2, GEN, ACTIVE, 0, 0, 사용하중, 0, 0
        ST, 활하중 측압, 1, ST, 토압(지하수위 X), 1
   NAME=S-COM6, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0
        ST, 활하중 측압, 1, ST, 토압(지하수위 0), 1, ST, 수압, 1
   NAME=1, GEN, ACTIVE, 0, 1, 계수하중, 0, 0
        CB, F-COM2, 1, CB, F-COM6, 1
   NAME=2, GEN, ACTIVE, 0, 1, 사용하중, 0, 0
        CB, S-COM2, 1, CB, S-COM6, 1

*LC-COLOR    ; Diagram Color for Load Case
; ANAL, LCNAME, iR1(ALL), iG1(ALL), iB1(ALL), iR2(MIN), iG2(MIN), iB2(MIN), iR3(MAX), iG2(MAX), iB2(MAX)
 ST, 활하중 측압, 255, 87, 87, 192, 72, 0, 210, 210, 210
 ST, 토압(지하수위 0), 192, 0, 128, 0, 192, 192, 255, 192, 87
 ST, 수압, 192, 0, 192, 255, 87, 128, 212, 160, 255
 ST, 토압(지하수위 X), 192, 192, 192, 0, 128, 128, 192, 0, 128
 CB, F-COM2, 255, 192, 87, 78, 0, 255, 160, 255, 255
```

CB, F-COM6, 78, 0, 255, 212, 160, 255, 128, 192, 0
CB, S-COM2, 192, 128, 0, 160, 192, 255, 146, 0, 255
CB, S-COM6, 78, 0, 255, 192, 0, 192, 163, 255, 160
CB, 1, 78, 0, 255, 255, 192, 160, 255, 128, 0
CB, 2, 192, 72, 0, 255, 0, 128, 212, 160, 255

Ramp-B

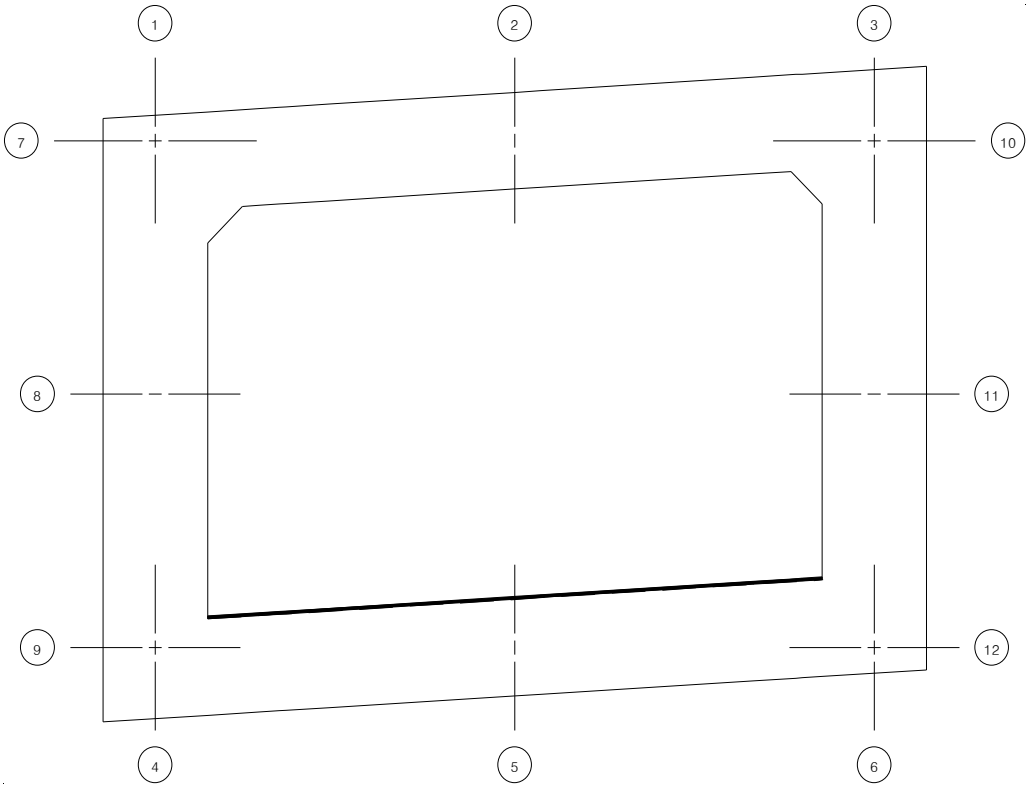
Ramp B BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+110.000 (BLOCK1 : B1)
▣ 토 피(FH) = 19.01 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	491.466	2436	812	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	3346.056	6821.984	2.039	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1392	4874.71	5374.99	11066.92	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	12305.20	1.10
		좌측(하면)	1	1000	1275	2491.89	4591.87	5992.40	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.84
		중앙부	2	1000	1275	4227.98	4591.87	10505.09	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.09
		우측(상면)	3	1000	1392	4874.71	5374.99	11066.92	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	12305.20	1.10
		우측(하면)	3	1000	1275	2491.89	4591.87	5992.40	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.84
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1276	3462.79	3737.51	8472.62	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.08
		좌측(하면)	4	1000	1220	5452.74	5841.12	14686.12	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.07
		중앙부	5	1000	1276	3457.73	3737.51	8459.44	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.08
		우측(상면)	6	1000	1276	3462.79	3737.51	8472.62	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.08
		우측(하면)	6	1000	1220	5458.85	5841.12	14704.75	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.07
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1592	6297.09	9741.22	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	15402.00	1.55
		상부(내측)	7	1000	1520	2619.42	6333.86	-	H22 - 8.0EA	15402.00	2.42
		중앙부(외측)	8	1000	1455	3862.51	8903.85	-	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	14654.00	2.31
		중앙부(내측)	8	1000	1520	1103.80	6615.07	-	H22 - 8.0EA	14654.00	5.99
		하부(외측)	9	1000	1420	6050.10	9352.02	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	18980.80	1.55
		하부(내측)	9	1000	1520	3407.75	4460.38	-	H22 - 8.0EA	18980.80	1.31

우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1592	6301.74	9696.02	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	14999.60	1.54
		상부 (내측)	10	1000	1520	2619.42	5787.58	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	14999.60	2.21
		중앙부 (외측)	11	1000	1455	3862.28	8853.27	-	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	14251.60	2.29
		중앙부 (내측)	11	1000	1520	1103.80	6574.87	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	14251.60	5.96
		하부 (외측)	12	1000	1420	6055.95	9300.44	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	18578.40	1.54
		하부 (내측)	12	1000	1520	3407.75	3968.04	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	18578.40	1.16

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		상부	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		상부	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	795.9	2274.2	2693.10	2.00	603.24	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	2	828.3	601.4	1815.65	2.00	-	H22	300	774.20	O.K
		우측	3	795.9	2274.2	2693.10	2.00	603.24	H22	150	774.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	828.7	1915.7	2804.34	2.00	425.97	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	5	828.7	704.7	1816.53	2.00	-	H22	300	774.20	O.K
		우측	6	828.7	1916.0	2804.34	2.00	426.10	H22	150	774.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1069.7	1178.7	2201.94	2.00	38.24	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	1098.6	1375.9	1676.50	2.00	190.63	H16	300	397.20	O.K
		하부	9	1078.8	1972.6	2206.89	2.00	314.72	H16	150	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1069.7	1178.7	2201.94	2.00	38.24	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	1098.6	1376.5	1676.50	2.00	191.01	H16	300	397.20	O.K
		하부	12	1078.8	1972.6	2206.89	2.00	314.72	H16	150	397.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1392	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	302.870	O.K	2.423
		좌측 (하면)	1	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	284.831	O.K	2.279
		우측 (상면)	3	1392	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	302.327	O.K	2.419
		우측 (하면)	3	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1276	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1220	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	275.276	O.K	2.202
		중앙부	5	1276	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	272.191	O.K	2.178
		우측 (상면)	6	1276	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1220	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	274.778	O.K	2.198
좌측벽체	1층	상부	7	1592	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	215.551	O.K	1.724
		상부	7	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1455	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	359.358	O.K	2.875
		중앙부	8	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1420	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	292.714	O.K	2.342
		하부	9	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1592	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	215.264	O.K	1.722
		상부	10	1520	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1455	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	359.386	O.K	2.875
		중앙부	11	1520	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1420	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	292.278	O.K	2.338
		하부	12	1520	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 19.006 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

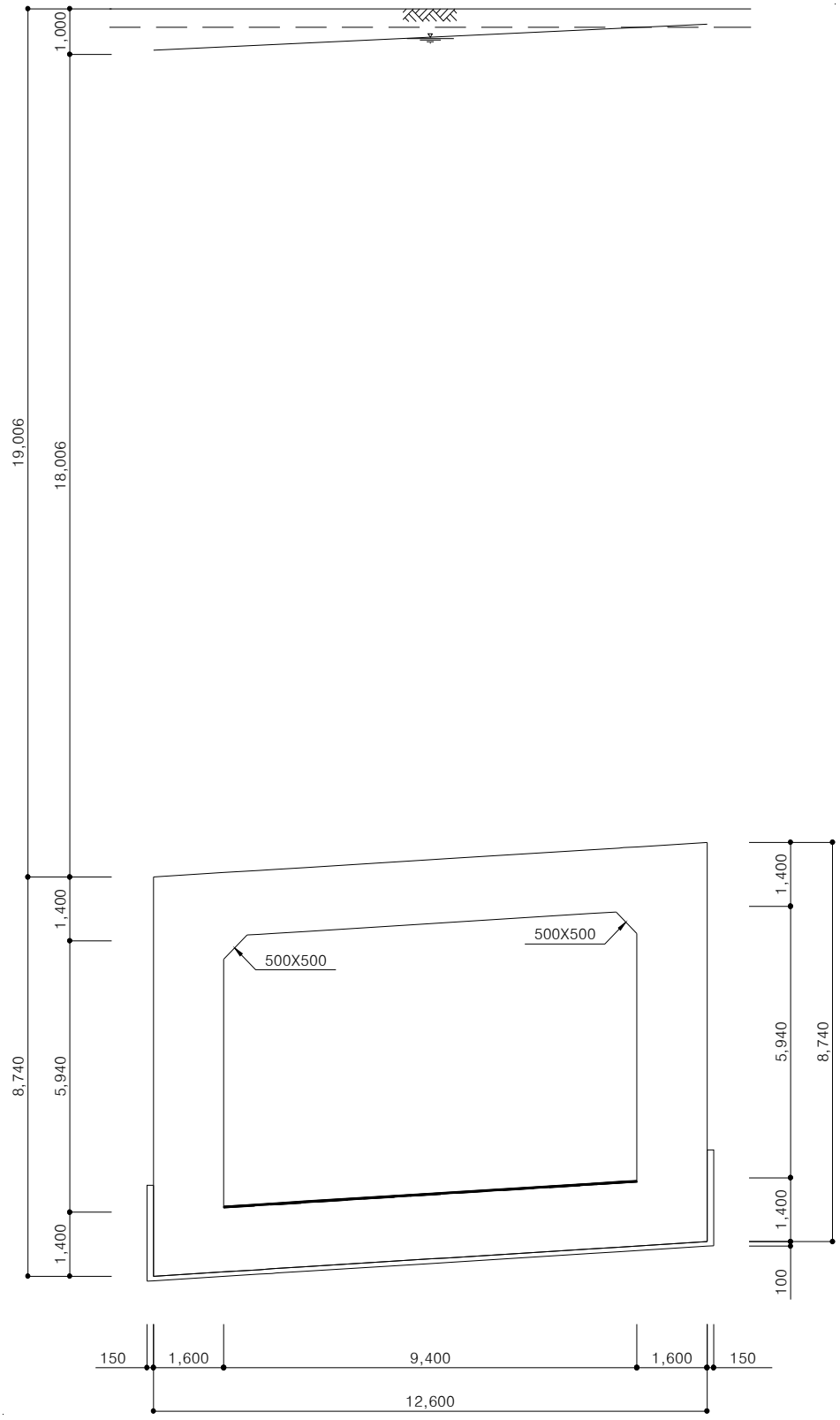
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
19,006
18,006
1,400
8,740
5,940
1,400
500X500
500X500
1,400
5,940
8,740
1,400
100
150
1,600
9,400
1,600
150
12,600

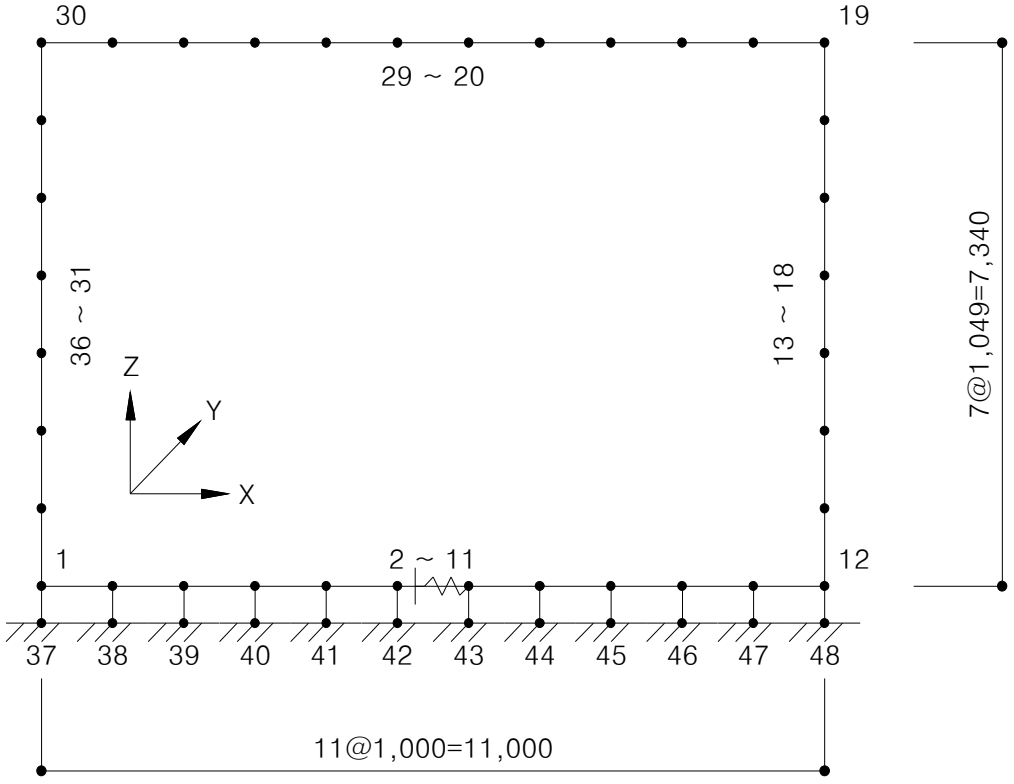
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

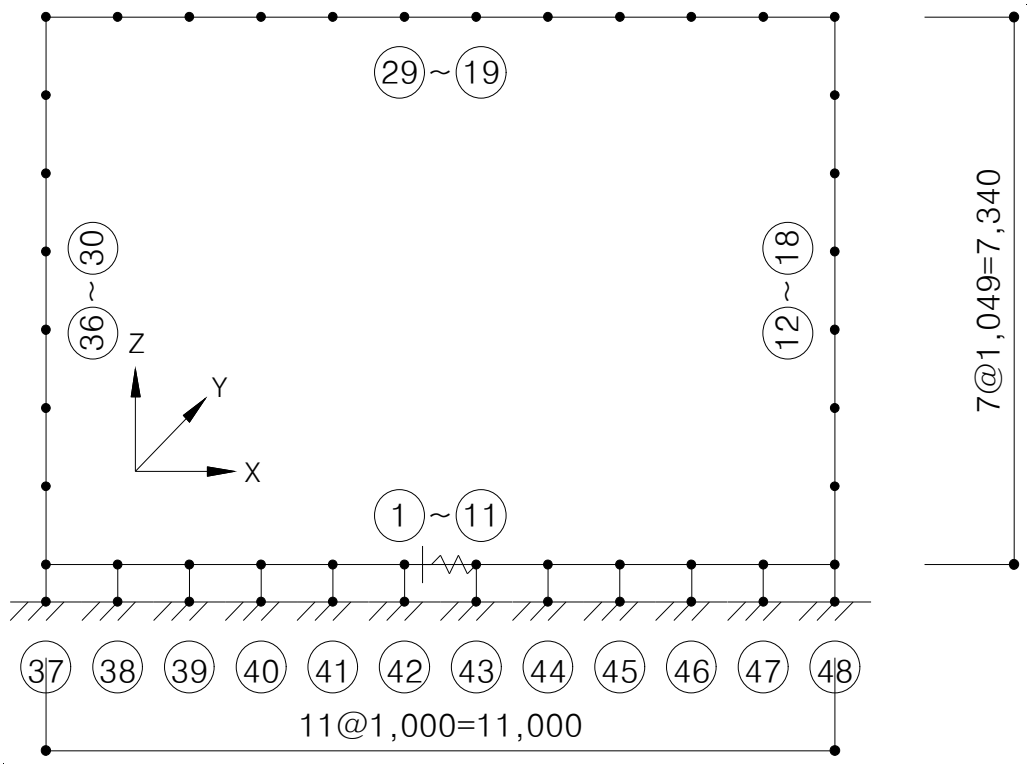
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

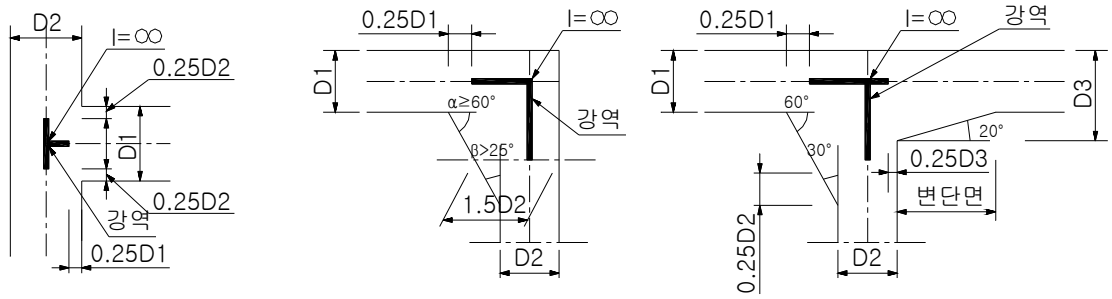
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~11,19~29
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	12~18,30~36

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	25	5.000	7.840
2	1.000	0.500	26	4.000	7.840
3	2.000	0.500	27	3.000	7.840
4	3.000	0.500	28	2.000	7.840
5	4.000	0.500	29	1.000	7.840
6	5.000	0.500	30	0.000	7.840
7	6.000	0.500	31	0.000	6.791
8	7.000	0.500	32	0.000	5.743
9	8.000	0.500	33	0.000	4.694
10	9.000	0.500	34	0.000	3.646
11	10.000	0.500	35	0.000	2.597
12	11.000	0.500	36	0.000	1.549
13	11.000	1.549	37	0.000	0.000
14	11.000	2.597	38	1.000	0.000
15	11.000	3.646	39	2.000	0.000
16	11.000	4.694	40	3.000	0.000
17	11.000	5.743	41	4.000	0.000
18	11.000	6.791	42	5.000	0.000
19	11.000	7.840	43	6.000	0.000
20	10.000	7.840	44	7.000	0.000
21	9.000	7.840	45	8.000	0.000
22	8.000	7.840	46	9.000	0.000
23	7.000	7.840	47	10.000	0.000
24	6.000	7.840	48	11.000	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 ㎜

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 ㎜

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

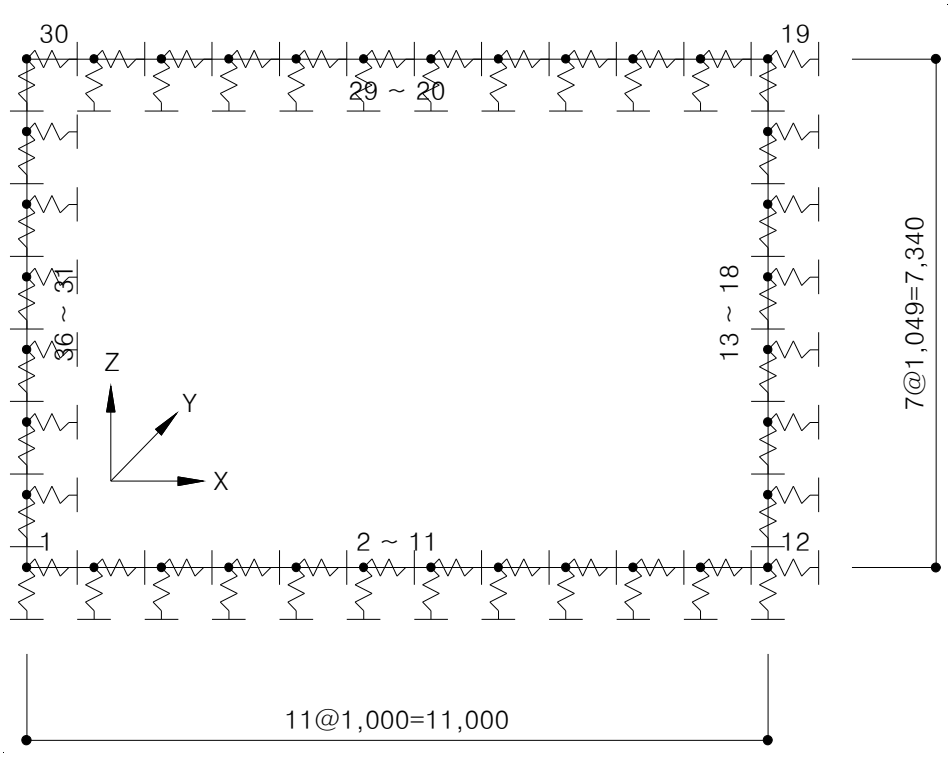
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

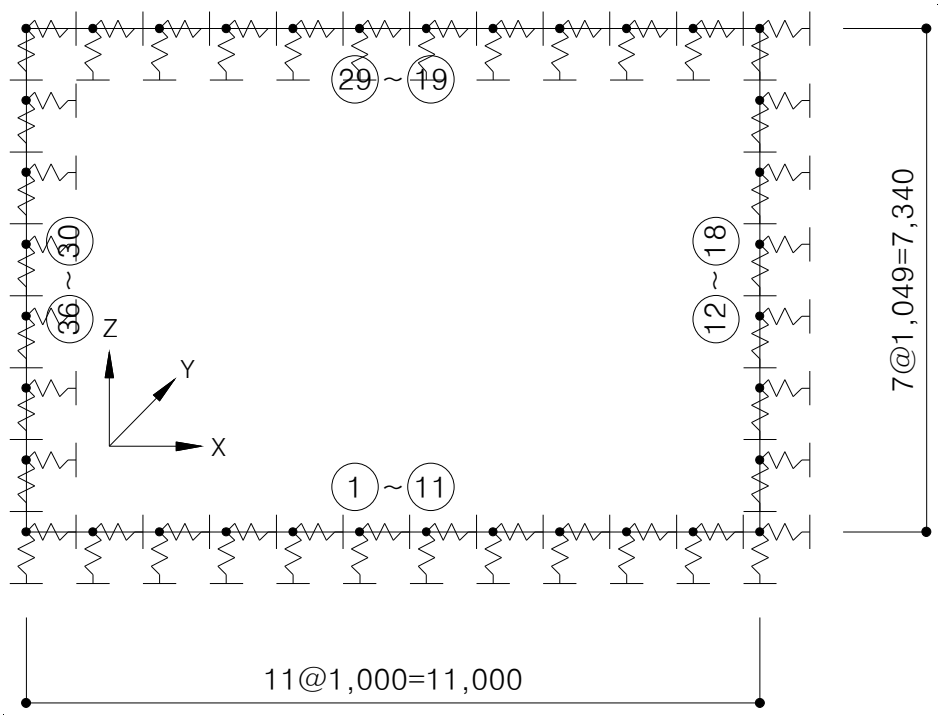
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

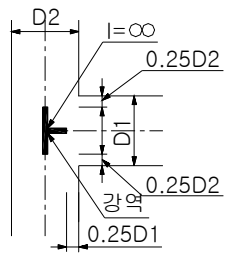
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~11,19~29
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	12~18,30~36

3) 단면좌표

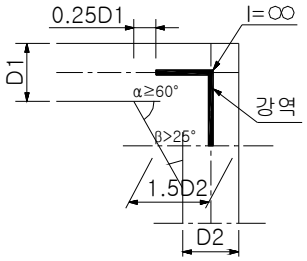
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	19	11.000	7.340
2	1.000	0.000	20	10.000	7.340
3	2.000	0.000	21	9.000	7.340
4	3.000	0.000	22	8.000	7.340
5	4.000	0.000	23	7.000	7.340
6	5.000	0.000	24	6.000	7.340
7	6.000	0.000	25	5.000	7.340
8	7.000	0.000	26	4.000	7.340
9	8.000	0.000	27	3.000	7.340
10	9.000	0.000	28	2.000	7.340
11	10.000	0.000	29	1.000	7.340
12	11.000	0.000	30	0.000	7.340
13	11.000	1.049	31	0.000	6.291
14	11.000	2.097	32	0.000	5.243
15	11.000	3.146	33	0.000	4.194
16	11.000	4.194	34	0.000	3.146
17	11.000	5.243	35	0.000	2.097
18	11.000	6.291	36	0.000	1.049

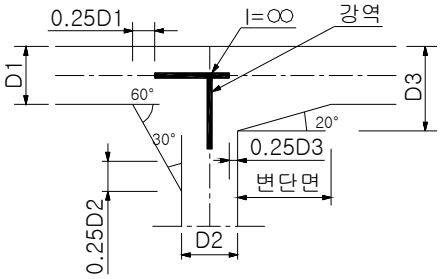
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 300000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.60 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 300000 = 1000000.00 kN/m³

Kv = 1000000.000 × (12.600 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 60612.62 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.000/2) = 78796 kN/m	1,12
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 60613 kN/m	2~11
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 16.429 ~ -5.871, N=31)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $31^{1/3}$ = 251.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 251.3 = 251.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 251.3^2 = 128750.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 128750.0 = 339900.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $31^{1/3}$ = 251.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 251.3 = 201.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 201.0^2 = 82367.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 82367.0 = 217448.9 kN/m²

(2) 풍화토 (EL. : -5.871 ~ -7.571, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

(3) 풍화암 (EL. : -7.571 ~ -10.571, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.3) × 177060.0 = 460356.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.3) × 113357.0 = 294728.2 kN/m²

(4) 연암 (EL. : -10.571 ~ -20.571, N=30)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $30^{1/3}$ = 248.6 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 248.6 = 248.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 248.6^2 = 125998.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.27) × 125998.0 = 320034.9 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $30^{1/3}$ = 248.6 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 248.6 = 198.9 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 198.9^2 = 80655.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.27) × 80655.0 = 204863.7 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 339900.0 = 2266000.00 kN/m³

Kv = 2266000.000 × (12.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 137348.19 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 137348.190 = 45782.73 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제5토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 320034.9 = 2133566.00 kN/m³

Kv = 2133566.000 × (12.600 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 129321.02 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 129321.020 = 43107.01 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 339900.0 = 2266000.00 kN/m³

Kh = 2266000.000 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 180703.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 180703.790 = 60234.60 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 248508.07 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 248508.070 = 82836.02 kN/m³

(5) 측벽 : 제4토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 460356.0 = 3069040.00 kN/m³

Kh = 3069040.000 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 244742.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 244742.790 = 81580.93 kN/m³

(6) 측벽 : 제5토층 , 연암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 320034.9 = 2133566.00 kN/m³

Kh = 2133566.000 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 170142.75 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 170142.750 = 56714.25 kN/m³

(7) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 137348 kN/m	20~29
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 45783 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 256630 kN/m	13~15,34~36
Kss1	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 85543 kN/m	
Kh2	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 260578 kN/m	16,33
Kss2	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 86859 kN/m	
Kh3	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 189481 kN/m	17~18,31,32
Kss3	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 63160 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 129321 kN/m	2~11
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 43107 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.000/2) = 168117 kN/m	1,12
Ksb1	Kh x (1.049/2 + 1.400/2) = 208303 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.600/2) = 178553 kN/m	19,30
Ksb2	Kh x (1.049/2 + 1.400/2) = 221233 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kv = 1449659.330 × (12.600 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 87867.65 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 87867.650 = 29289.22 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제5토층 , 연암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 204863.7 = 1365758.00 kN/m³

Kv = 1365758.000 × (12.600 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 82782.17 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 82782.170 = 27594.06 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kh = 1449659.330 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 115604.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 115604.120 = 38534.71 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 159099.35 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 159099.350 = 53033.12 kN/m³

(5) 측벽 : 제4토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 294728.2 = 1964854.67 kN/m³

Kh = 1964854.670 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 156688.74 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 156688.740 = 52229.58 kN/m³

(6) 측벽 : 제5토층 , 연암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 204863.7 = 1365758.00 kN/m³

Kh = 1365758.000 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 108913.35 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 108913.350 = 36304.45 kN/m³

(7) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 87868 kN/m	20~29
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 29289 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 164299 kN/m	13~15,34~36
Kss1	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 54766 kN/m	
Kh2	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 166827 kN/m	16,33
Kss2	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 55609 kN/m	
Kh3	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 121219 kN/m	17~18,31,32
Kss3	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 40406 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 82782 kN/m	2~11
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 27594 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.000/2) = 107617 kN/m	1,12
Ksb1	Kh x (1.049/2 + 1.400/2) = 133341 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.600/2) = 114228 kN/m	19,30
Ksb2	Kh x (1.049/2 + 1.400/2) = 141532 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 18.506 × 19.00		= 351.614	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 363.114	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 18.006 × 10.00		= 180.060	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 201.060	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 19.006m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 19.206 × 19.000) × 0.500 = 188.207 kN/m²
Wh2 = 188.207 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 198.169 kN/m²
Wh3 = 198.169 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 208.129 kN/m²
Wh4 = 208.129 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 218.091 kN/m²
Wh5 = 218.091 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 228.053 kN/m²
Wh6 = 228.053 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 238.015 kN/m²
Wh7 = 238.015 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 247.975 kN/m²
Wh8 = 247.975 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 257.937 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 18.706 × 10.00 = 104.030 kN/m²
Wh2 = 104.030 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 109.273 kN/m²
Wh3 = 109.273 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 114.516 kN/m²
Wh4 = 114.516 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 119.759 kN/m²
Wh5 = 119.759 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 125.001 kN/m²
Wh6 = 125.001 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 130.244 kN/m²
Wh7 = 130.244 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 135.487 kN/m²
Wh8 = 135.487 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 140.730 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 18.006 × 10.000 = 180.060 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 18.706 × 10.000 = 187.060 kN/m²
Ww3 = 187.060 + 1.049 × 10.000 = 197.546 kN/m²
Ww4 = 197.546 + 1.049 × 10.000 = 208.031 kN/m²
Ww5 = 208.031 + 1.049 × 10.000 = 218.517 kN/m²
Ww6 = 218.517 + 1.049 × 10.000 = 229.003 kN/m²
Ww7 = 229.003 + 1.049 × 10.000 = 239.489 kN/m²
Ww8 = 239.489 + 1.049 × 10.000 = 249.974 kN/m²
Ww9 = 249.974 + 1.049 × 10.000 = 260.460 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (19.006 + 8.740 - 1.000) × 10.000 = 267.460 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.000	145.400	116.300	18.000	0.110	0.138
퇴적토	18.100	251.300	201.000	20.000	0.288	0.360
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	3.200	248.600	198.900	20.000	0.051	0.064
계					0.513	0.642

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.513 = 0.641	1.25 Tg' = 1.25 × 0.642 = 0.803

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

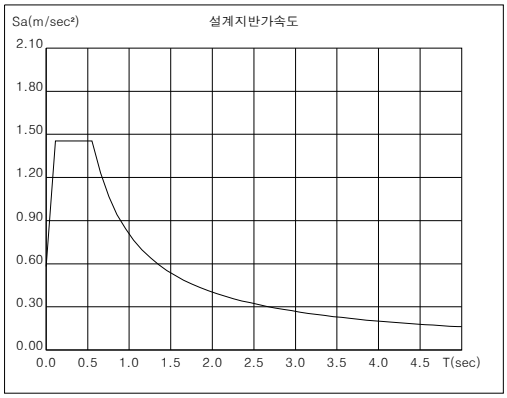
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.256 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.053 m/s²

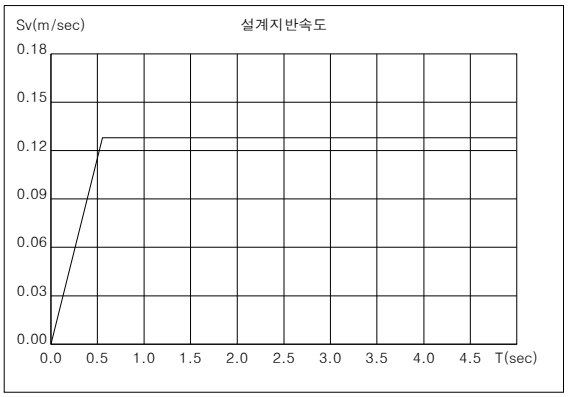
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.641 / 2π × 1.256 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.803 / 2π × 2.053 = 0.262 m/s

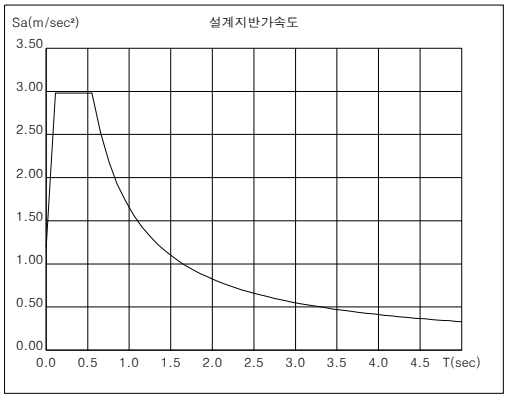
6) 설계응답 응답스펙트럼

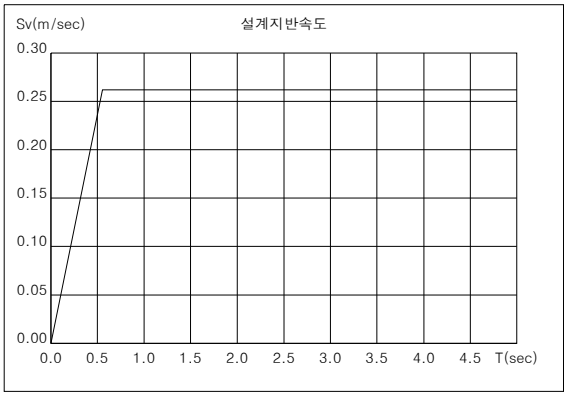
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 19.706 m
- 하부슬래브 EL. = 27.046 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.641 \times \cos(\pi \times 19.706 / (2 \times 30.000)) = 0.008534$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.641 \times \cos(\pi \times 27.046 / (2 \times 30.000)) = 0.002561$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.803 \times \cos(\pi \times 19.706 / (2 \times 30.000)) = 0.021882$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.803 \times \cos(\pi \times 27.046 / (2 \times 30.000)) = 0.006568$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 45782.730 \times (0.008534 - 0.002561)$ $= 273.460\ kN/m^2$	$Po = 29289.220 \times (0.021882 - 0.006568)$ $= 448.535\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
19.706	180703.790	0.008534	0.005973	1079.344
20.755	180703.790	0.007738	0.005177	935.504
21.803	180703.790	0.006919	0.004358	787.507
22.852	248508.070	0.006078	0.003517	874.003
23.900	244742.790	0.005221	0.002660	651.016
24.949	244742.790	0.004346	0.001785	436.866
25.997	244742.790	0.003459	0.000898	219.779
27.046	170142.750	0.002561	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
19.706	115604.120	0.021882	0.015314	1770.361
20.755	115604.120	0.019841	0.013273	1534.413
21.803	115604.120	0.017741	0.011173	1291.645
22.852	159099.350	0.015586	0.009018	1434.758
23.900	156688.740	0.013386	0.006818	1068.304
24.949	156688.740	0.011144	0.004576	717.008
25.997	156688.740	0.008870	0.002302	360.697
27.046	108913.350	0.006568	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
Vu	128750.000 × 0.000730 = 93.990	82367.000 × 0.001873 = 154.270
Vb	125998.000 × 0.000855 = 107.730	80655.000 × 0.002192 = 176.800
Vs	(93.990 + 107.730) / 2 = 100.860	(154.270 + 176.800) / 2 = 165.540

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×19.706) = 1.824	fu = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×19.706) = 4.487

② 하부슬래브

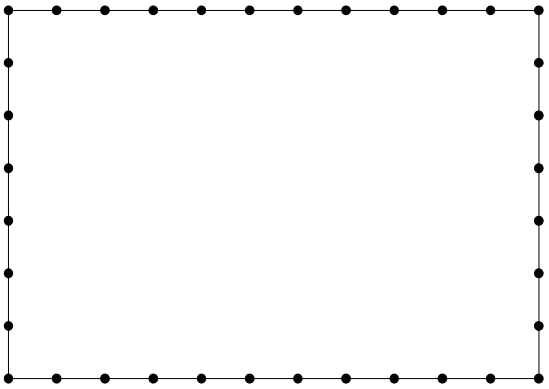
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×27.046) = 1.539	fb = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×27.046) = 3.786

③ 측벽

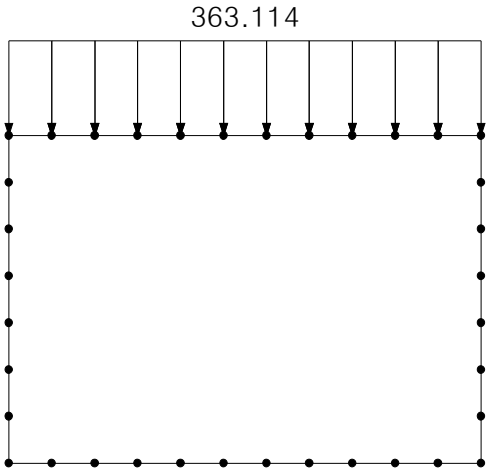
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×19.706) = 2.085	f1 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×19.706) = 5.128
f2 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×20.755) = 2.038	f2 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×20.755) = 5.014
f3 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×21.803) = 1.992	f3 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×21.803) = 4.899
f4 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×22.852) = 1.945	f4 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×22.852) = 4.785
f5 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×23.900) = 1.899	f5 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×23.900) = 4.670
f6 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×24.949) = 1.852	f6 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×24.949) = 4.556
f7 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×25.997) = 1.806	f7 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×25.997) = 4.441
f8 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×27.046) = 1.759	f8 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×27.046) = 4.327

10. 하 중 재 하 (상시)

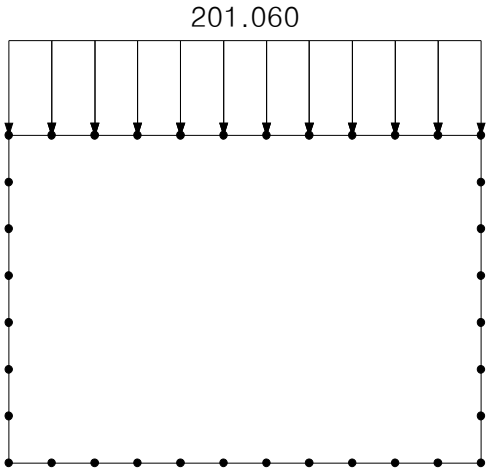
1) CASE1 - 구체자중(SW)



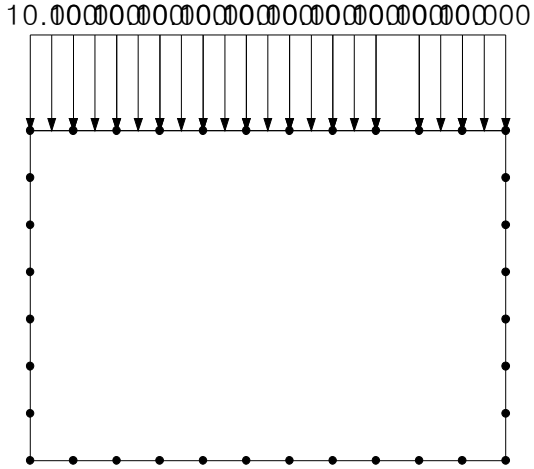
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



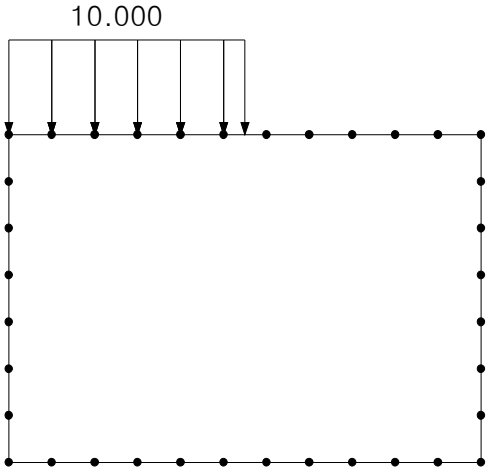
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



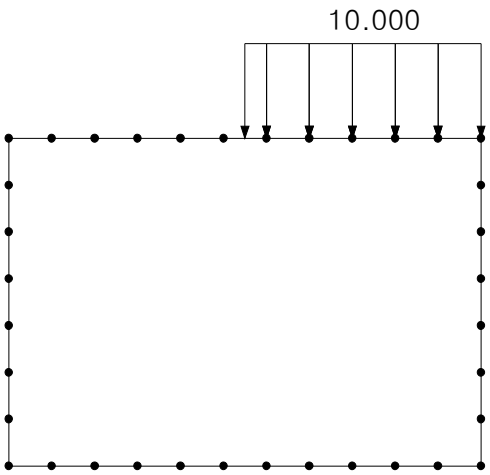
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



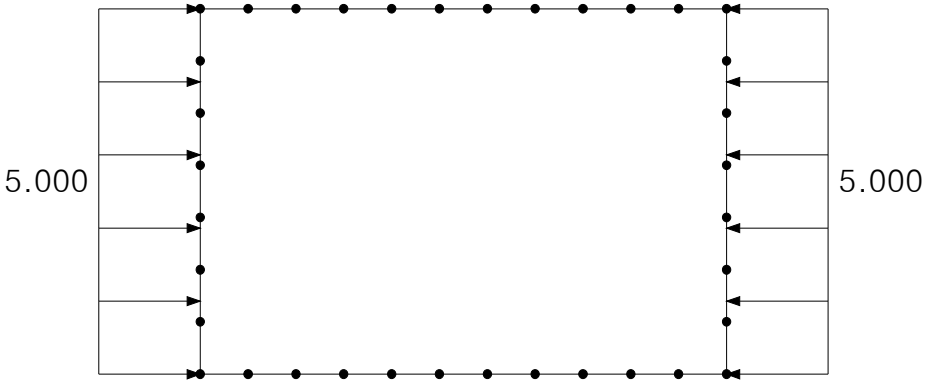
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



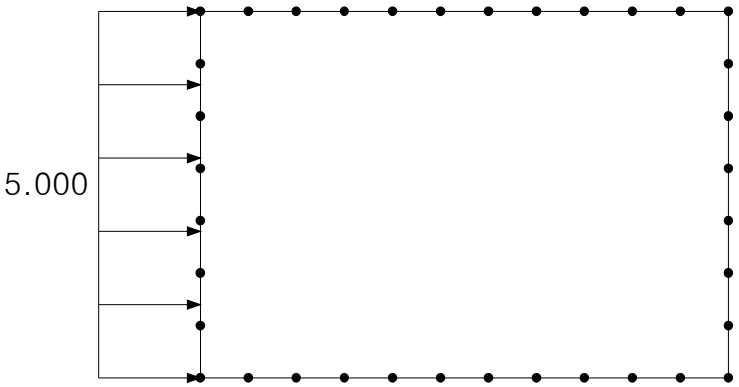
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



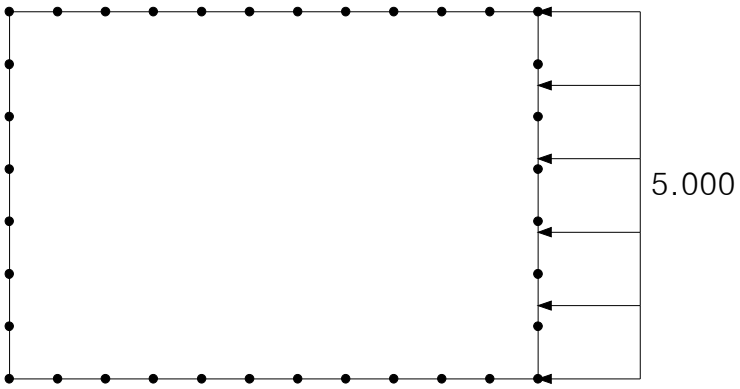
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



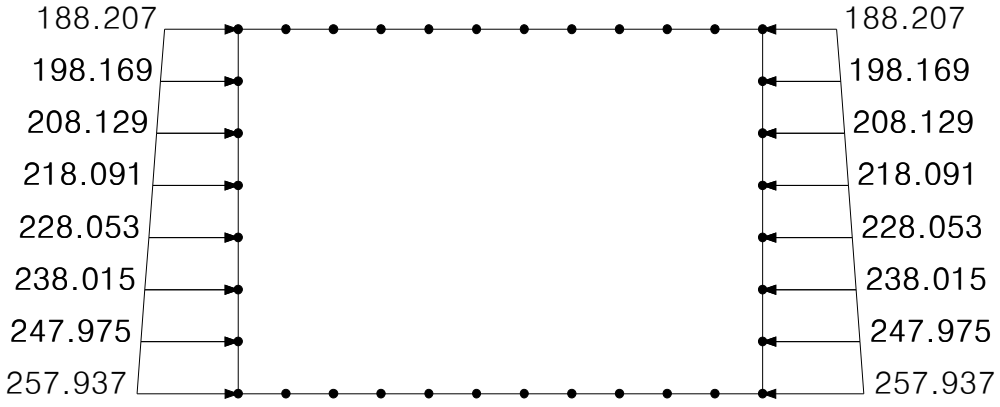
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



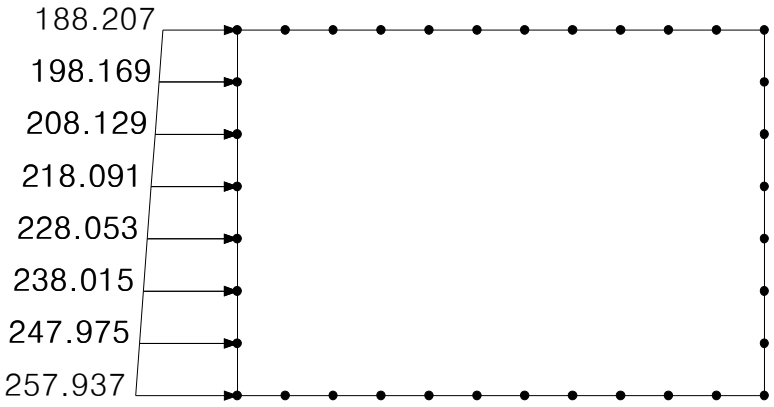
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



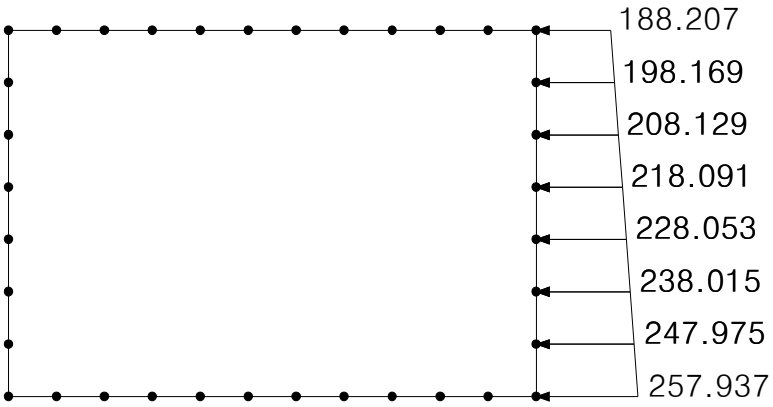
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



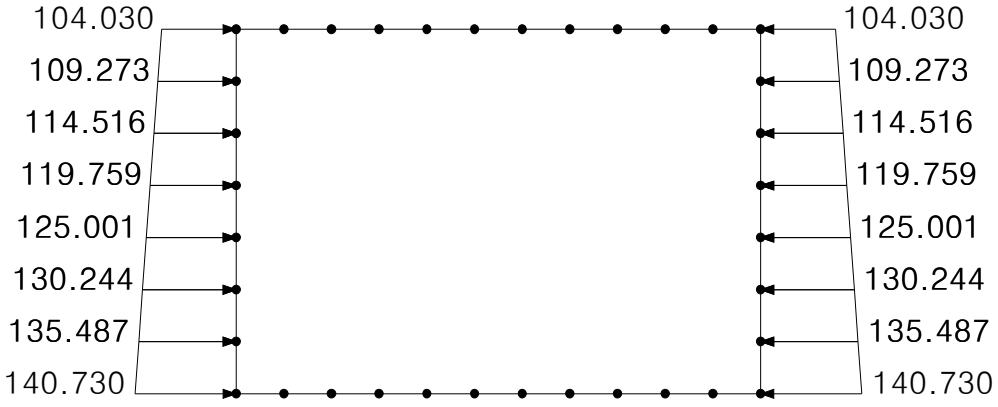
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



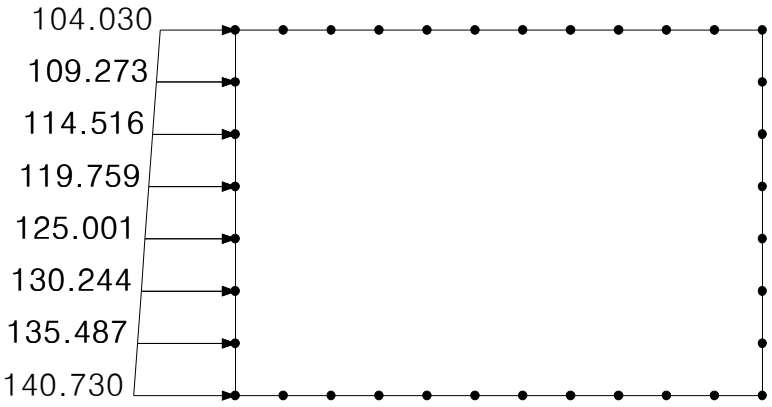
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



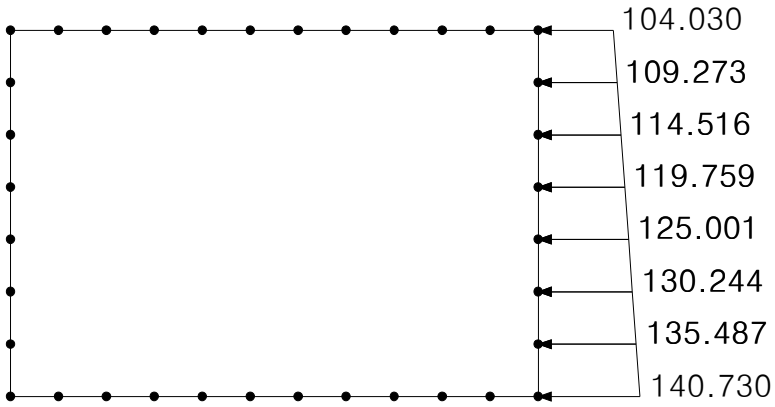
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



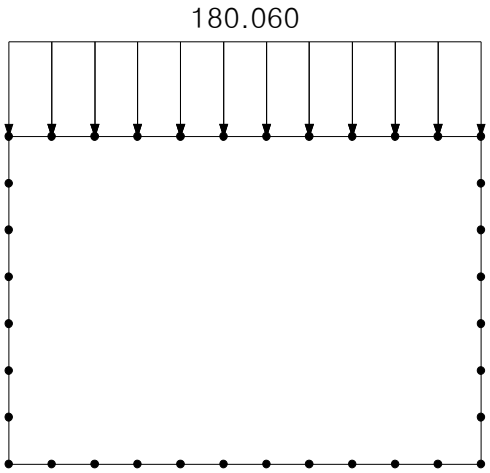
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



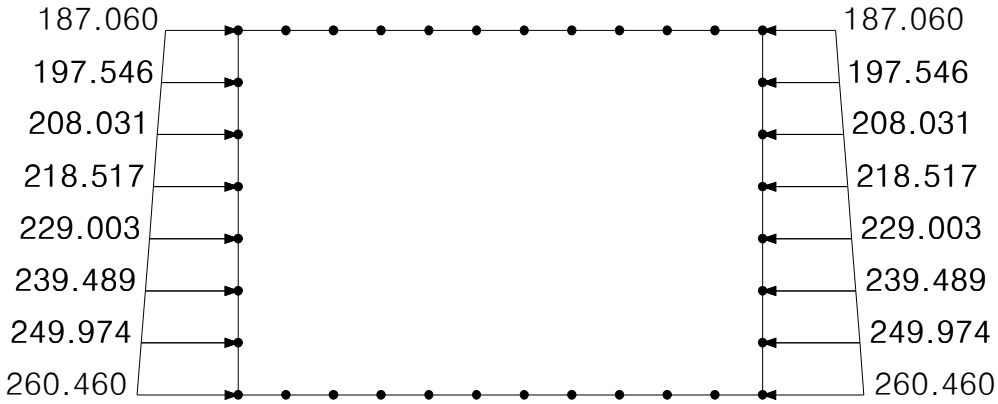
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



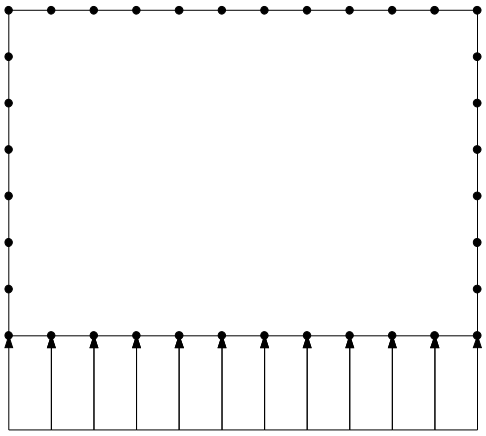
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



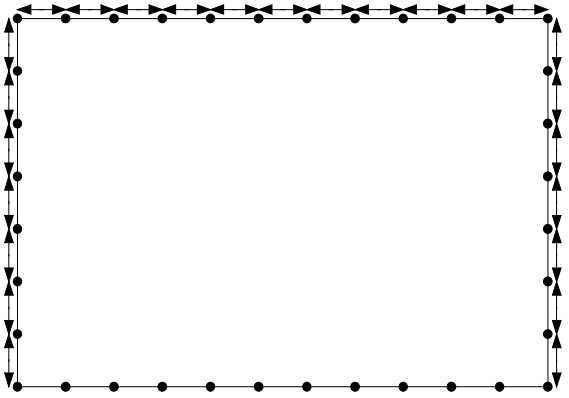
17) CASE17 - 수평수압(WATERH)



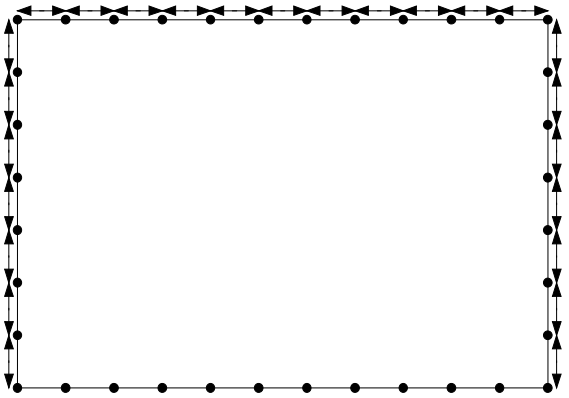
18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)



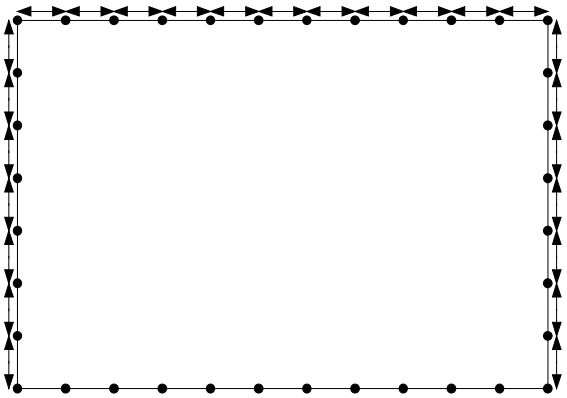
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

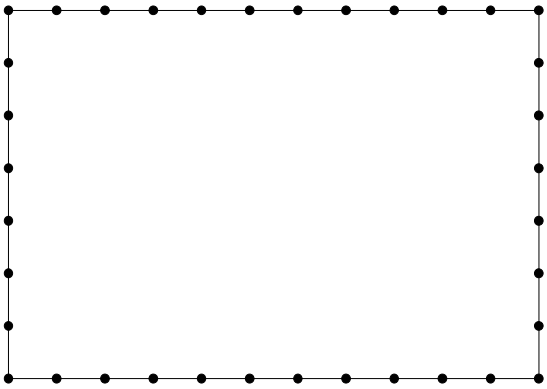


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

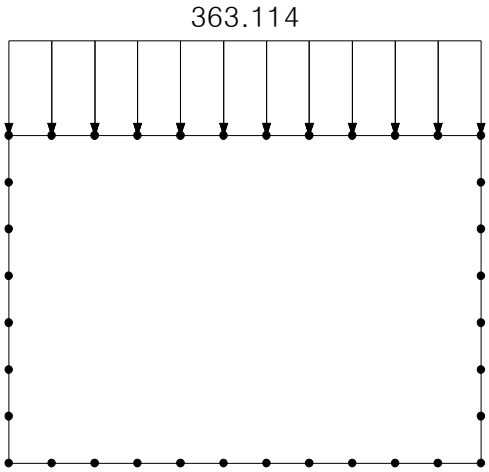


11. 하중 재하 (기능수행)

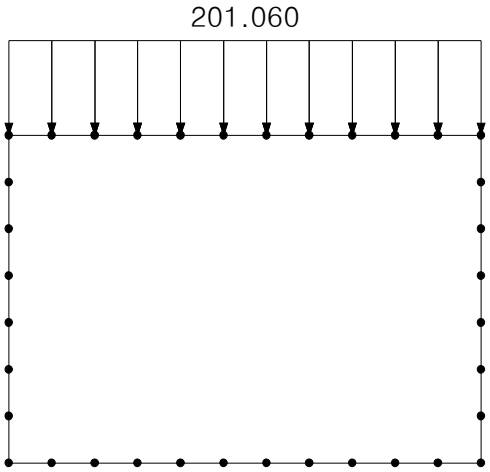
1) CASE1 - 구체자중(SW)



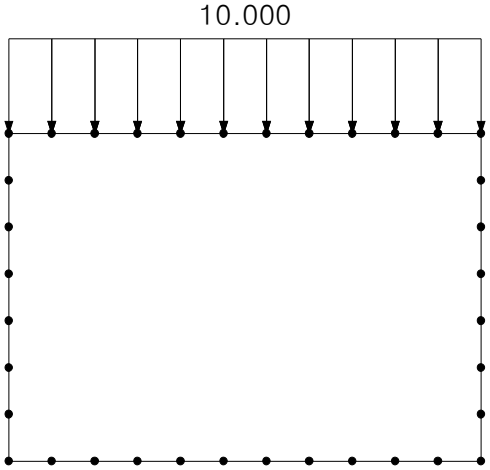
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



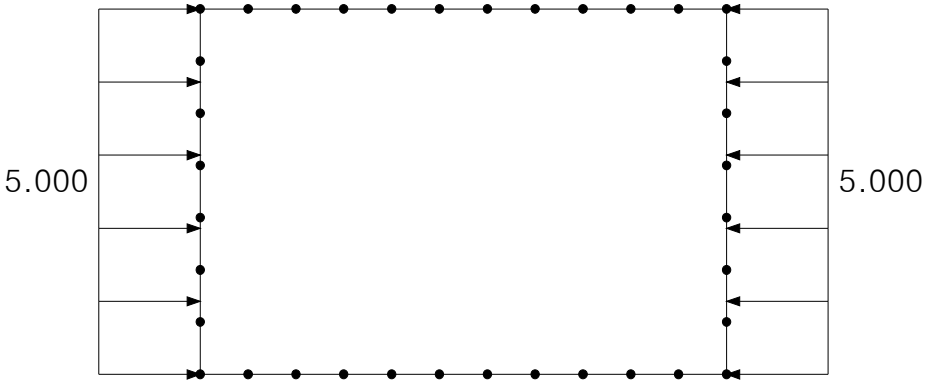
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



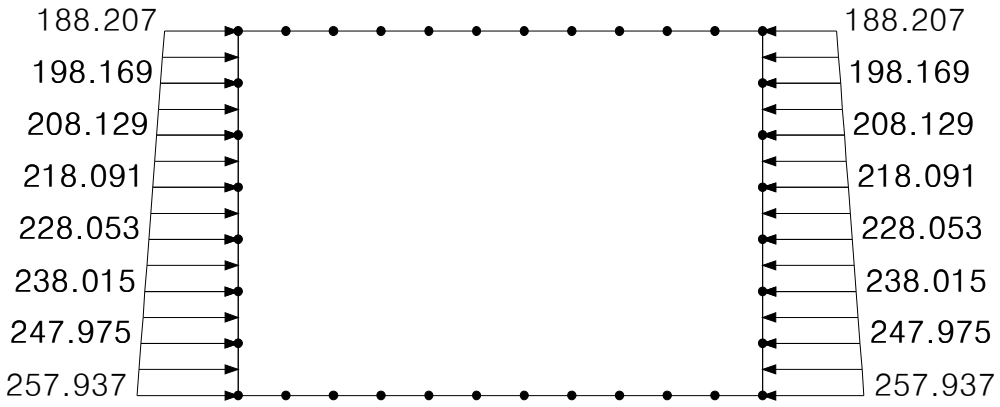
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



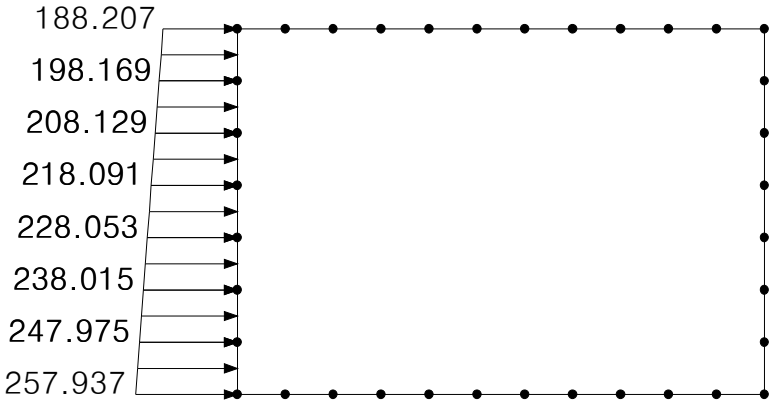
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



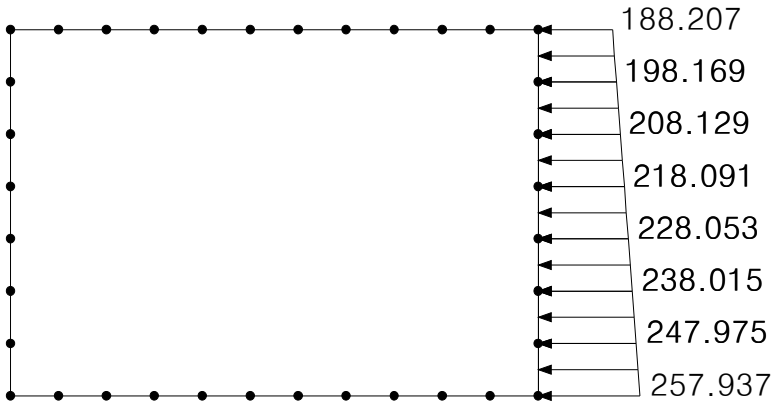
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



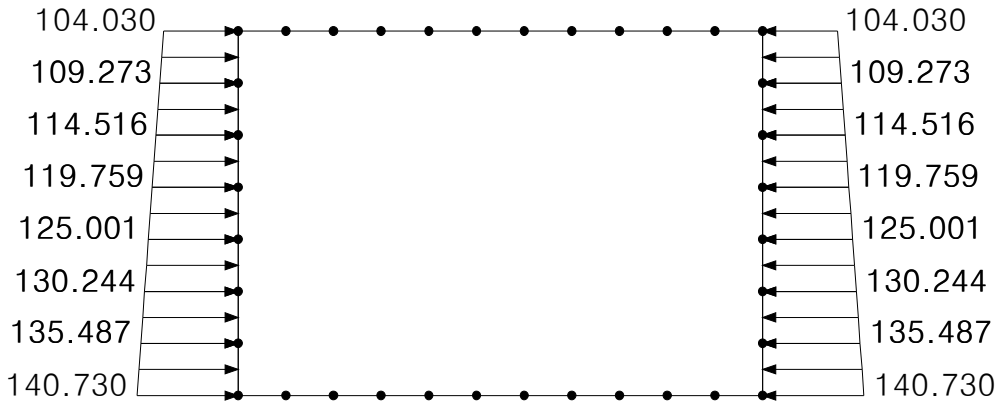
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



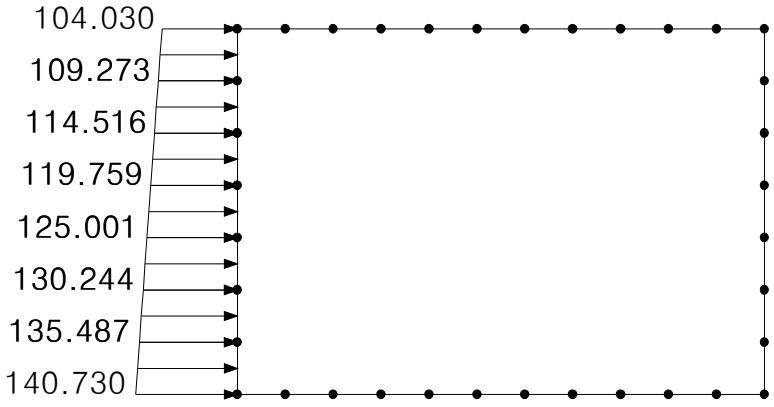
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



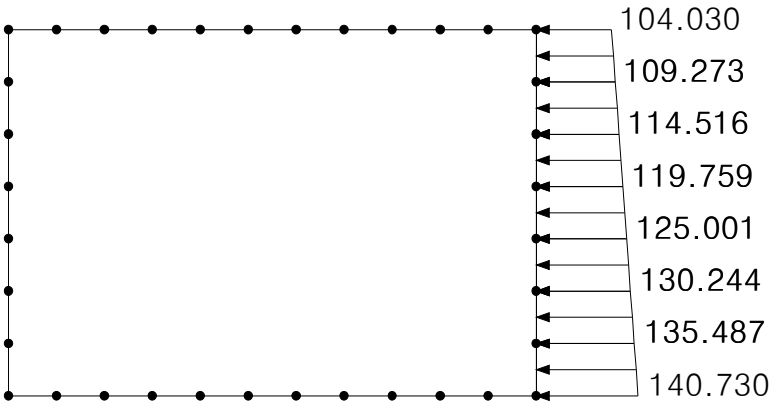
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



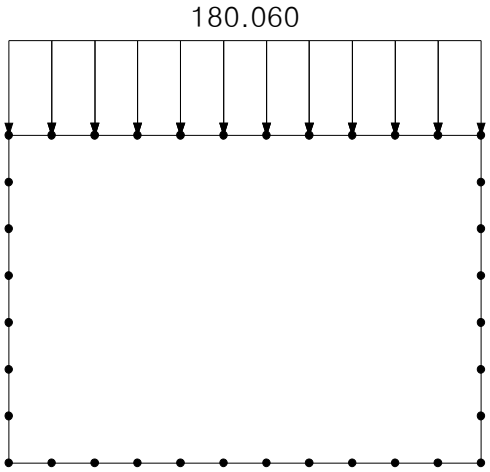
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



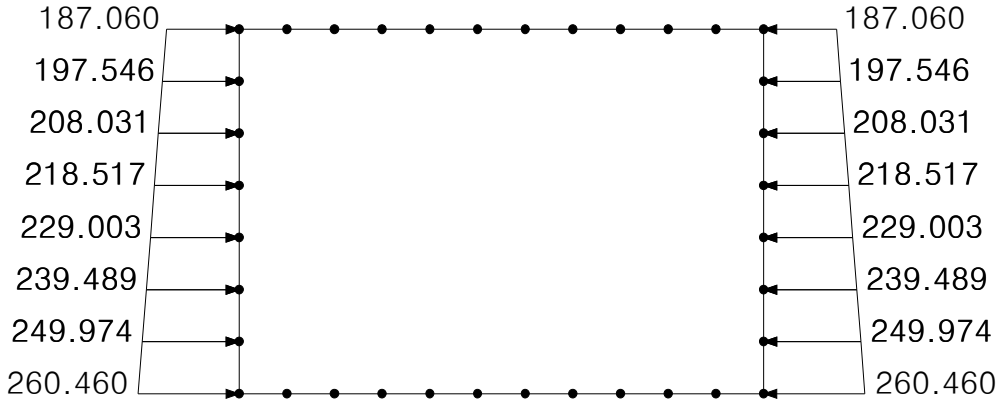
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



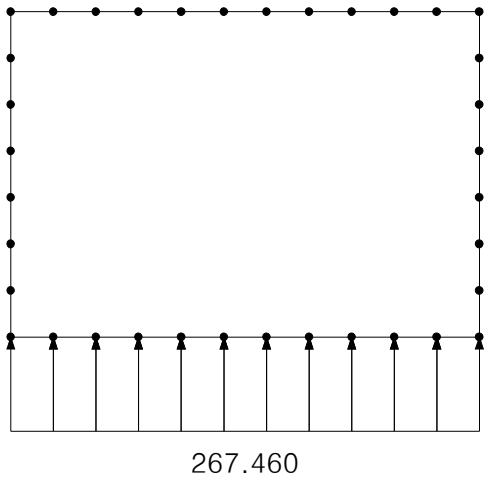
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

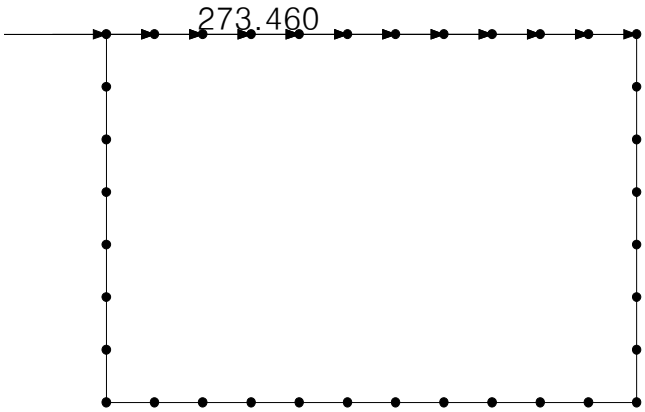


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

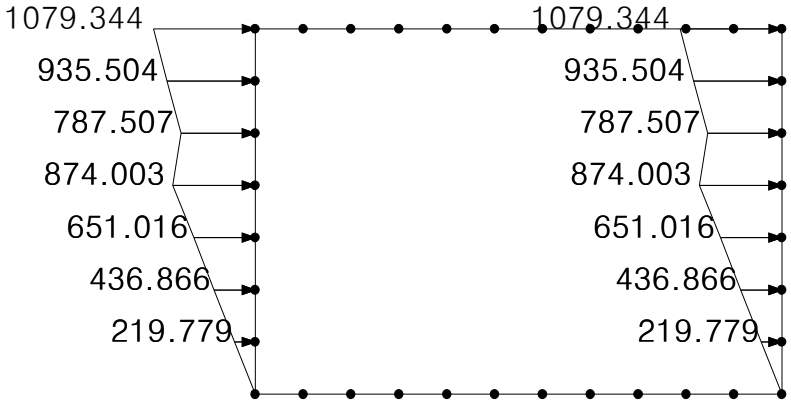


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

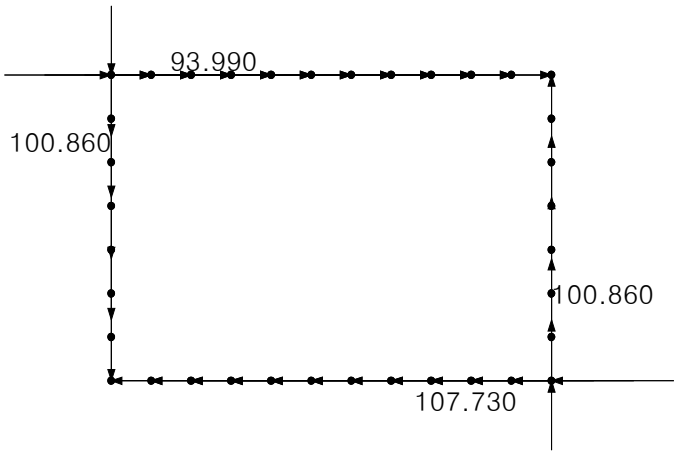
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



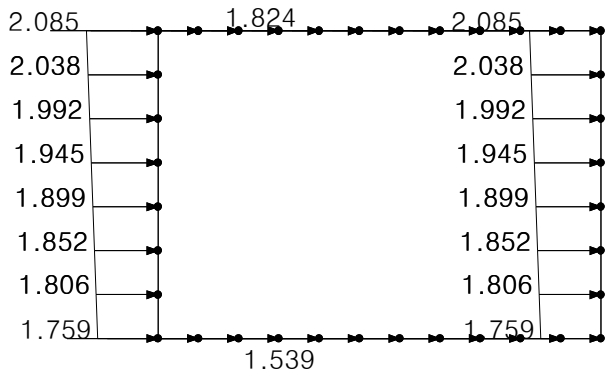
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

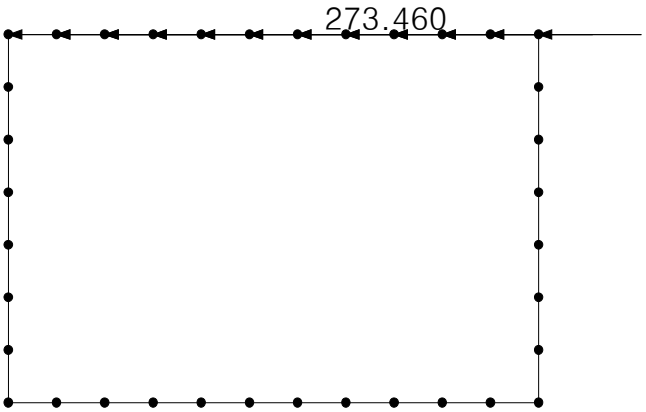


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

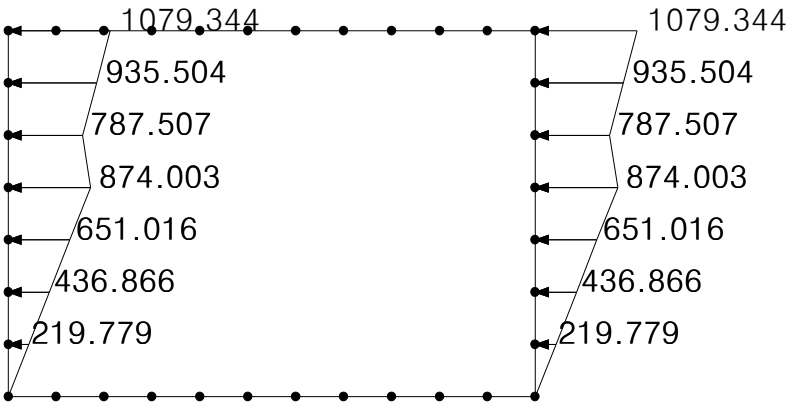


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

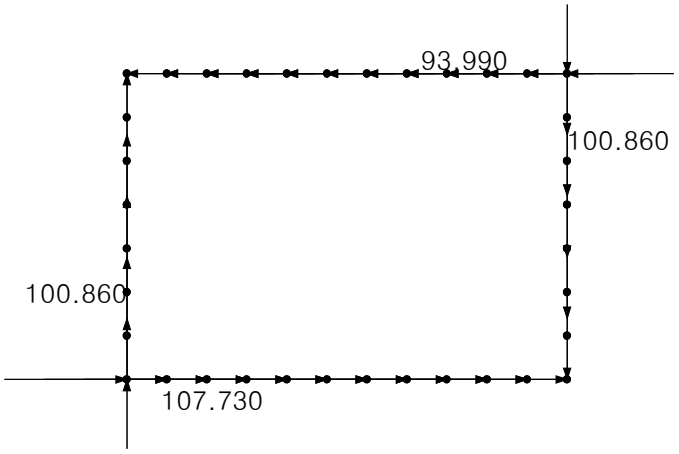
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



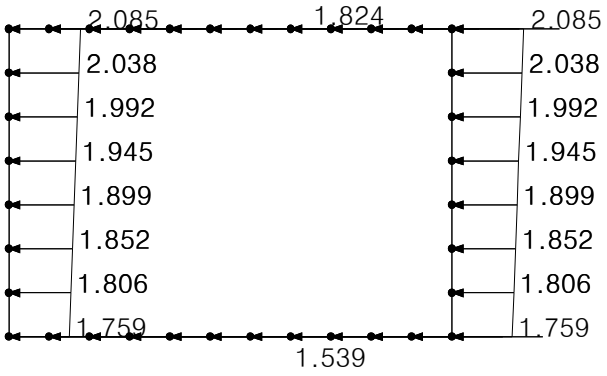
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

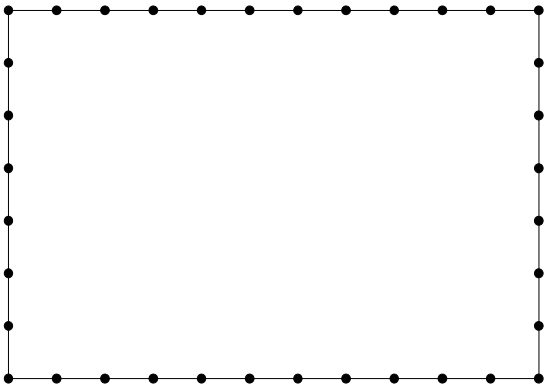


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

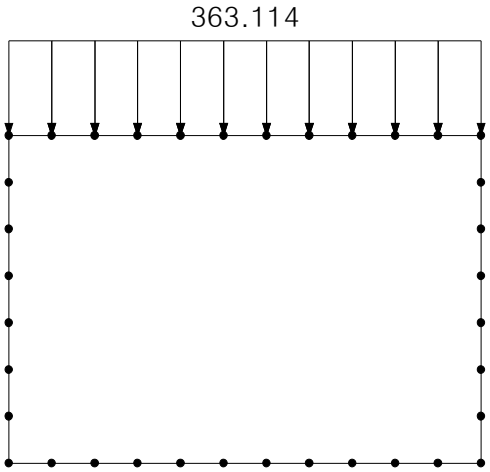


12. 하중 재하 (붕괴방지)

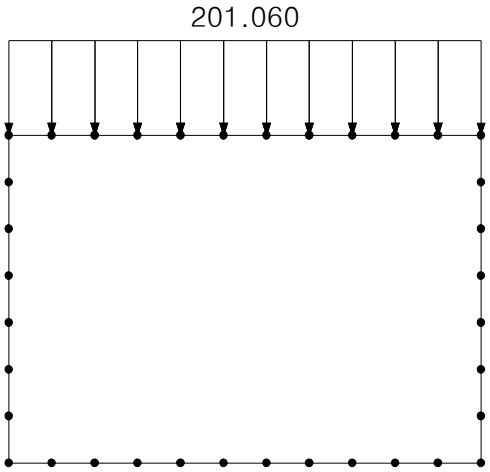
1) CASE1 - 구체자중(SW)



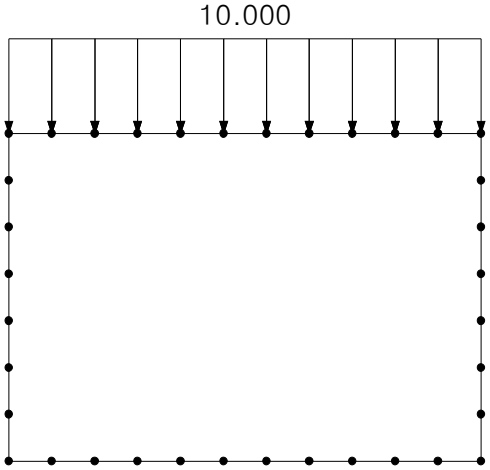
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



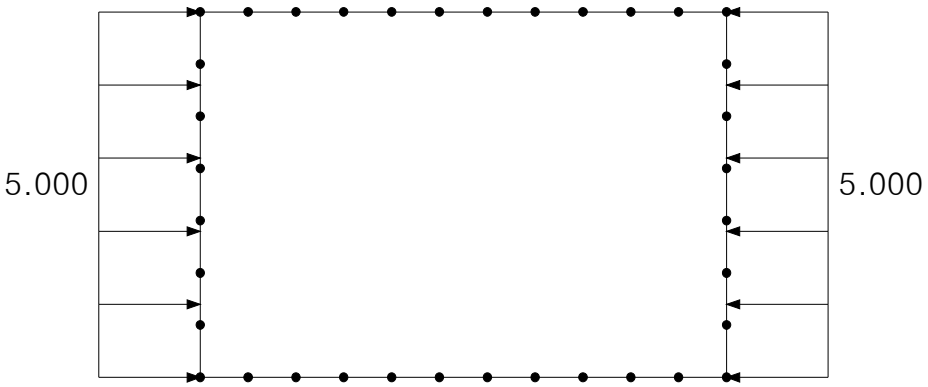
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



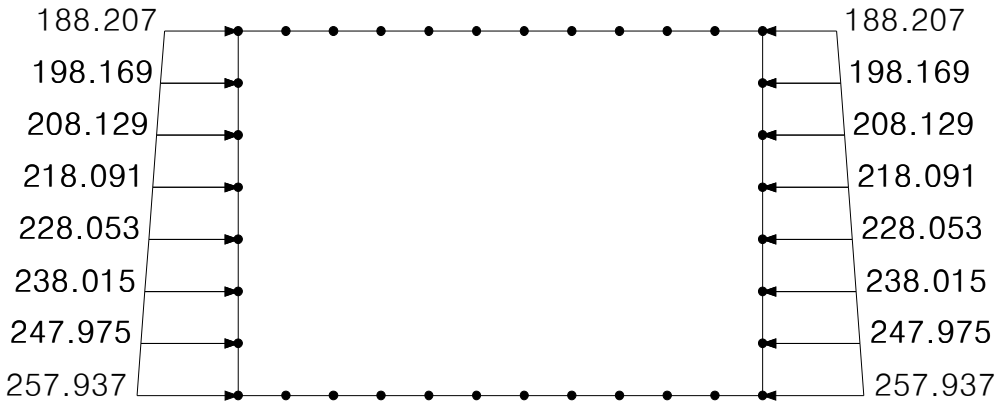
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



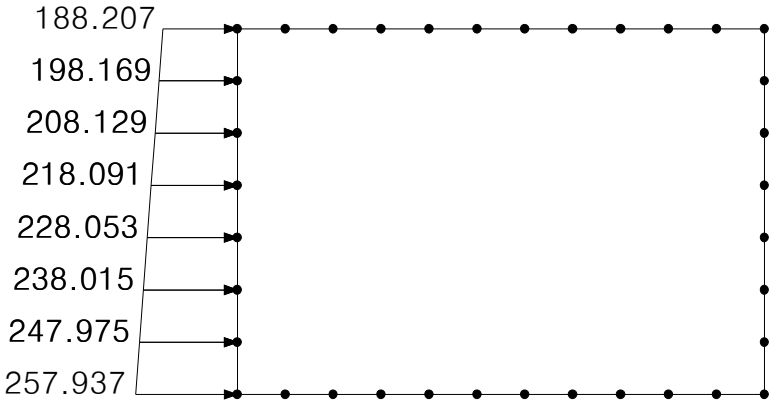
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



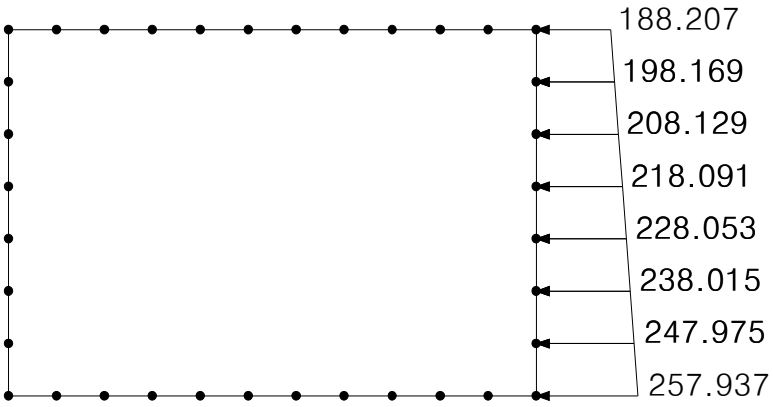
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



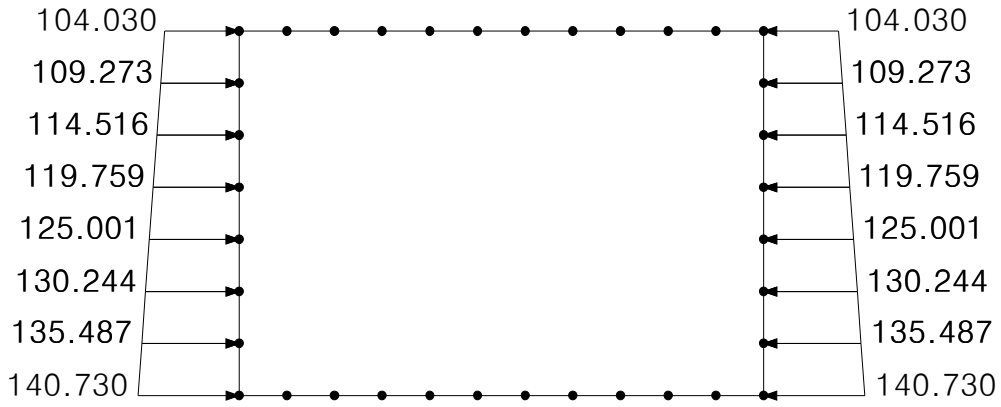
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



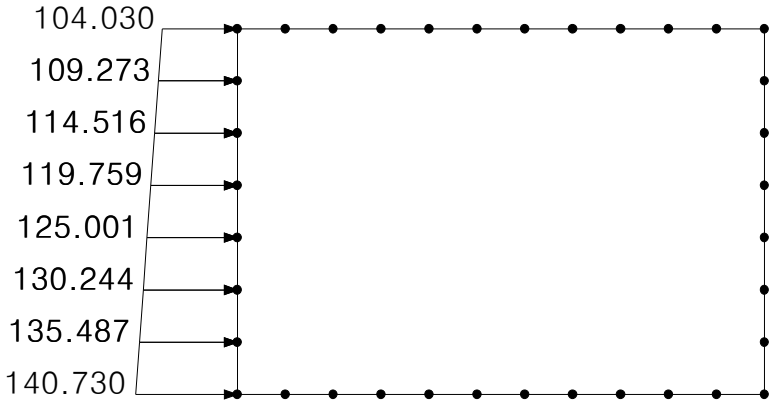
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



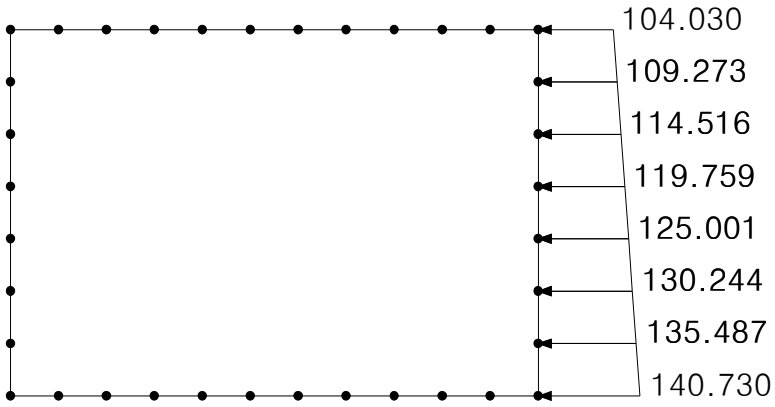
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



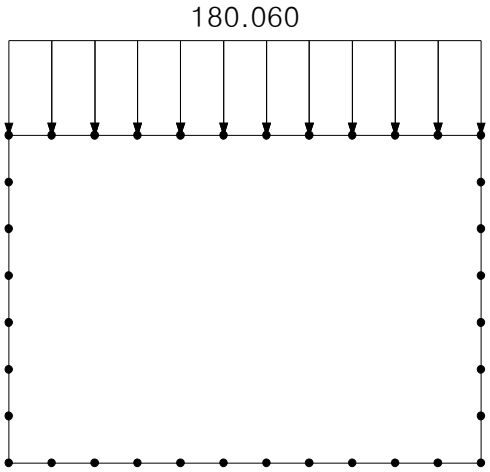
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



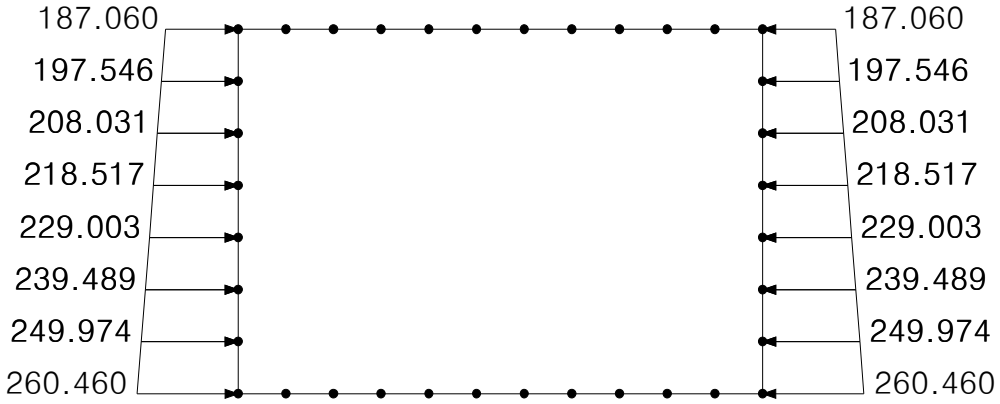
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



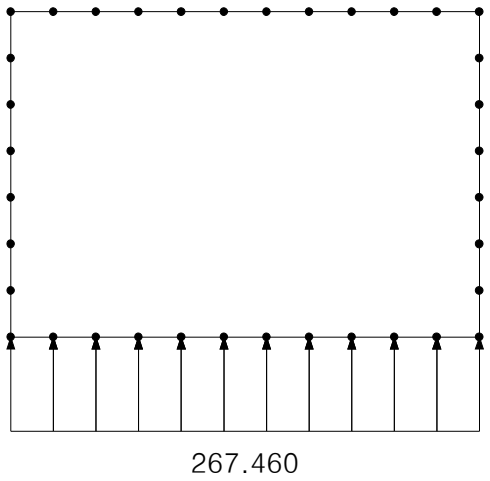
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

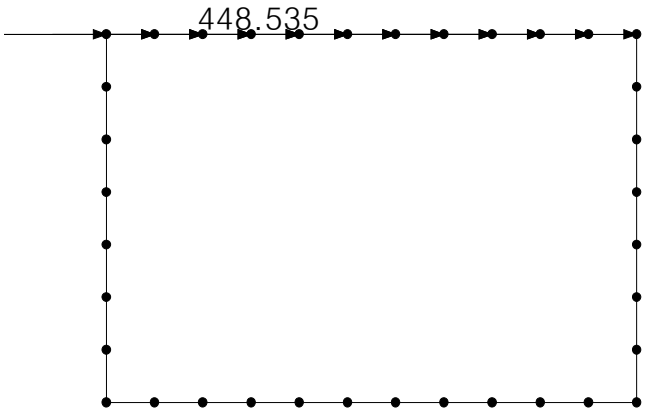


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

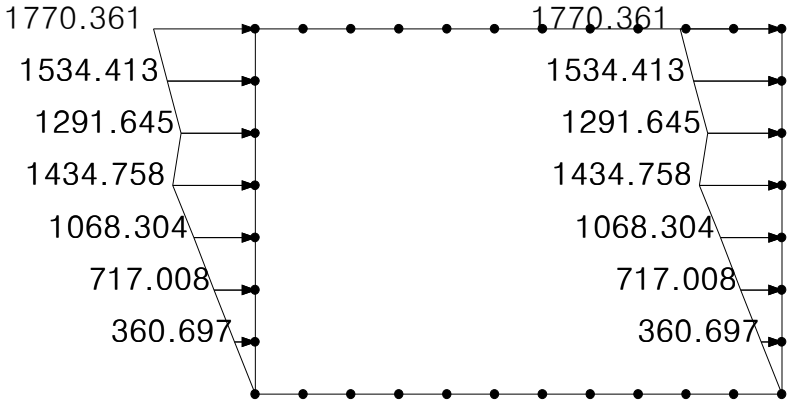


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

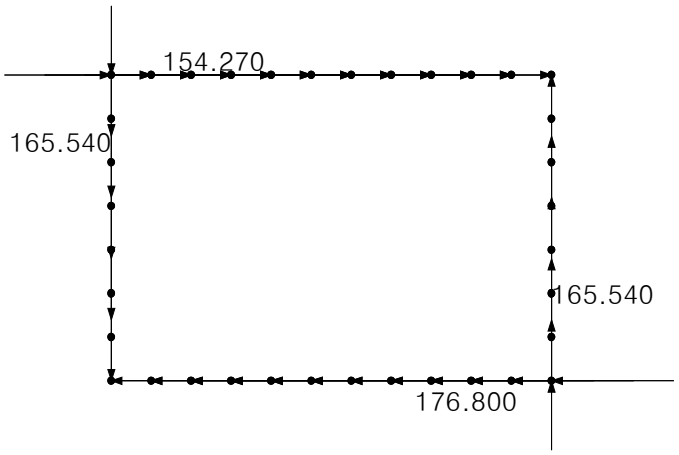
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



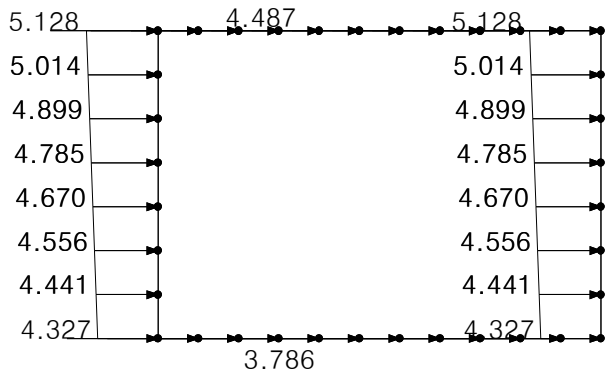
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

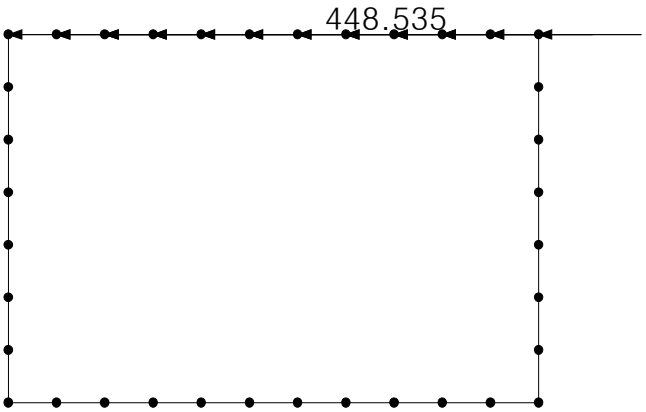


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

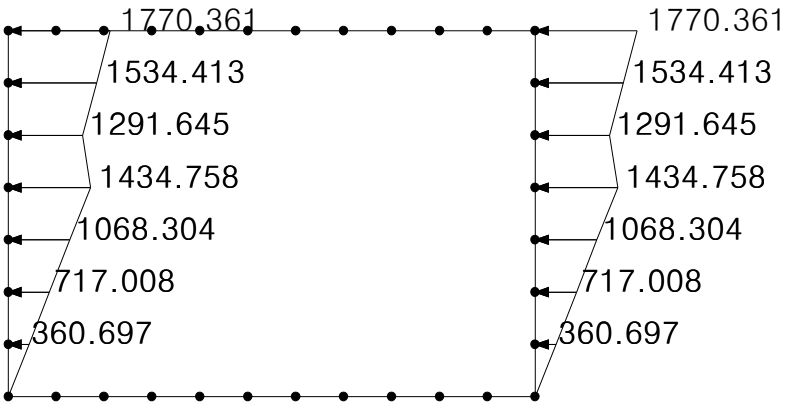


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

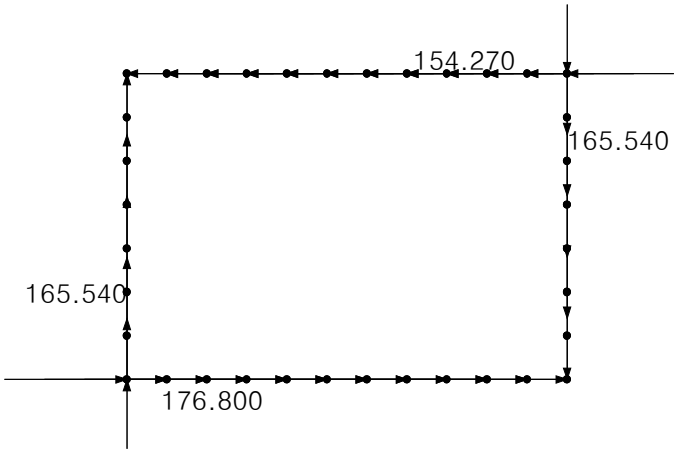
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



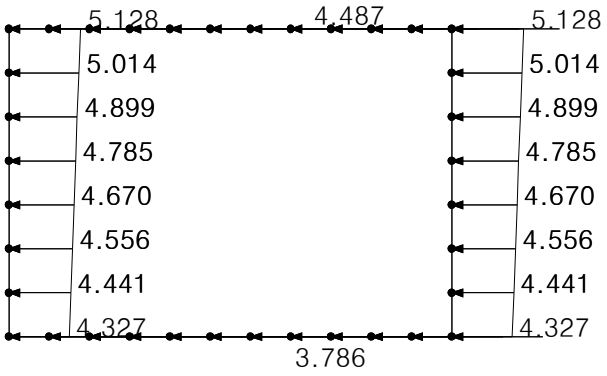
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 19.006 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

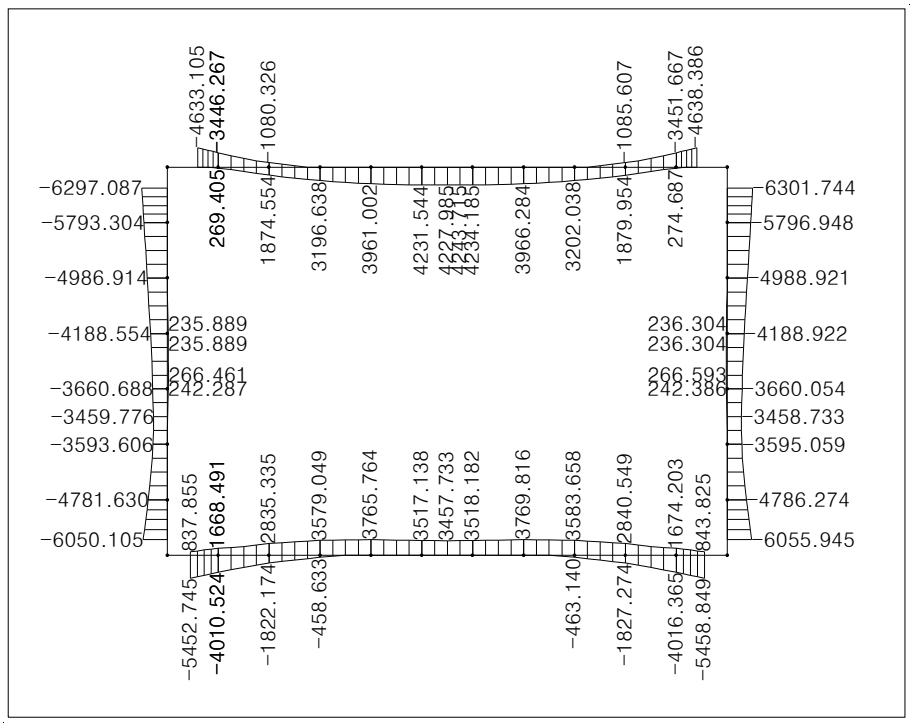
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

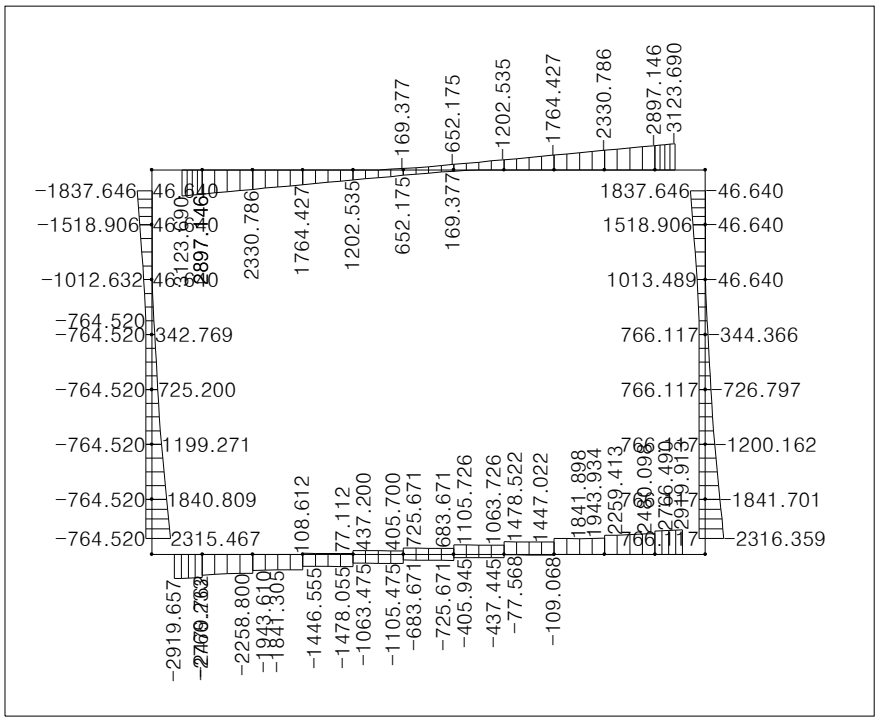
14. 단면력정리

14.1 상시

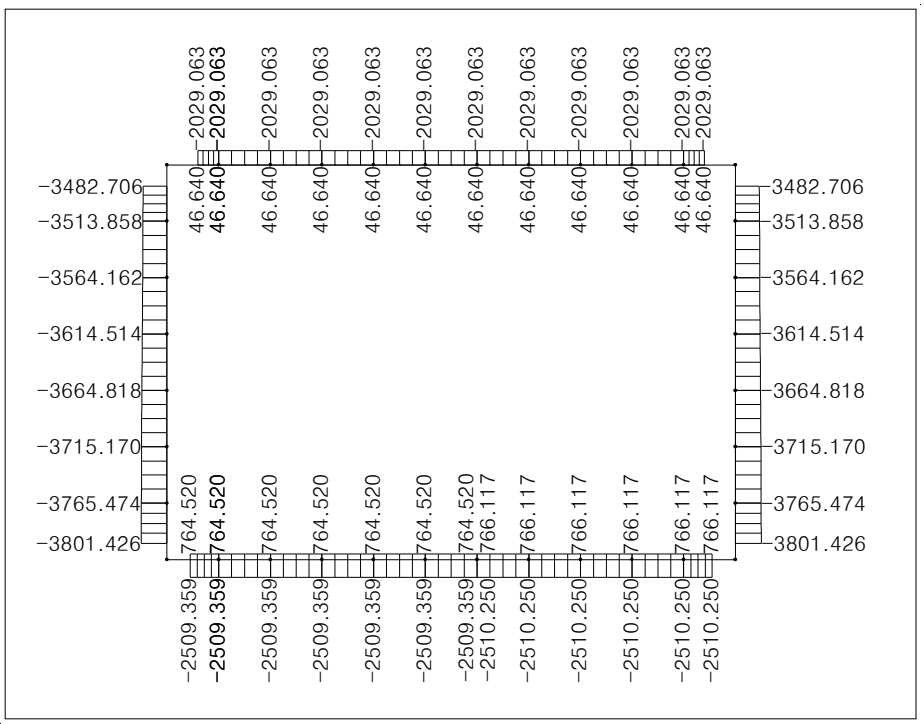
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



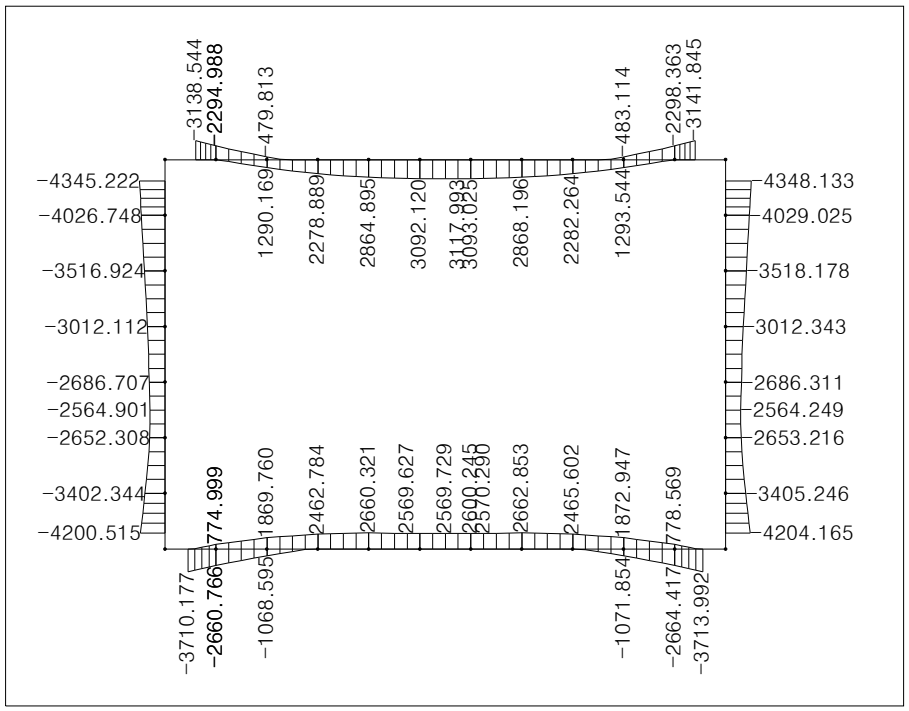
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

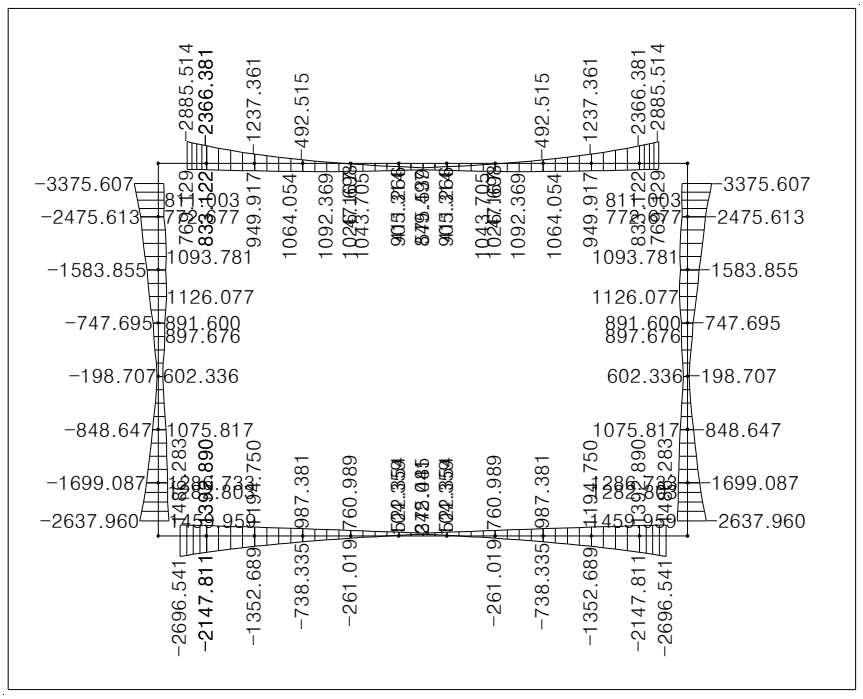


5) 단면력 정리

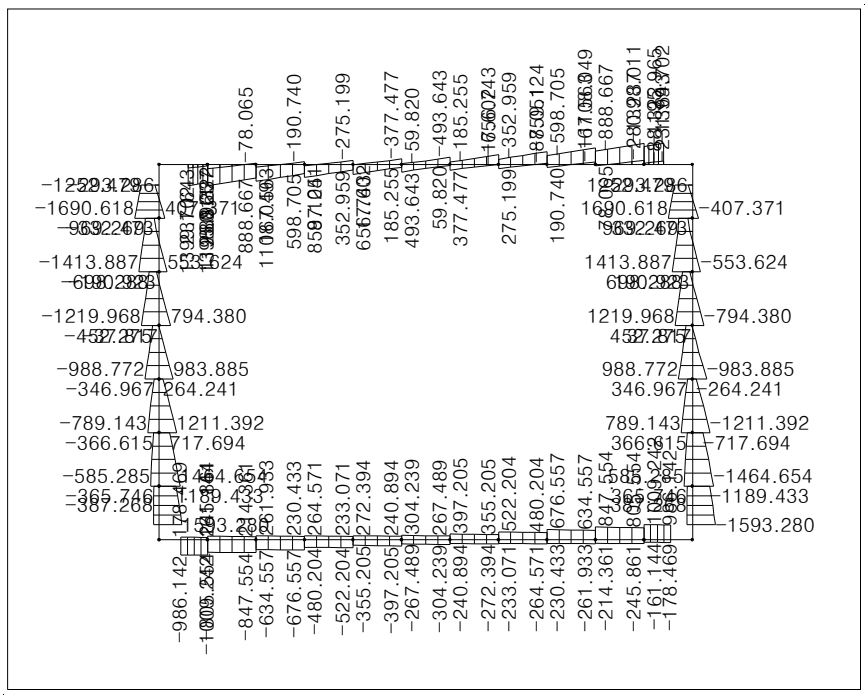
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4633.11	2274.15	2029.06	3138.54	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	2274.15	2029.06	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	4227.99	377.00	2029.06	3116.33	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	4638.39	2274.15	2029.06	3141.85	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	0.00	2274.15	2029.06	0.00	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	837.86	1915.72	2509.36	0.00	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	5452.75	1915.72	2509.36	3710.18	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	3457.73	704.67	2509.36	2569.73	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	843.83	1916.04	2510.25	0.00	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	5458.85	1916.04	2510.25	3713.99	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	6297.09	977.87	3482.71	4345.22	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	12	0.00	977.87	3482.71	0.00	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	13	3862.51	764.52	3639.67	2809.08	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	14	252.19	764.52	3639.67	0.00	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	15	6050.11	1137.90	3801.43	4200.52	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	16	0.00	1137.90	3801.43	0.00	1000.00	1600.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	6301.74	978.75	3482.71	4348.13	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	18	0.00	978.75	3482.71	0.00	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	19	3862.28	766.12	3639.67	2808.94	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	20	252.35	766.12	3639.67	0.00	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	21	6055.95	1138.79	3801.43	4204.17	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	22	0.00	1138.79	3801.43	0.00	1000.00	1600.00	

14.2 지진시(기능수행)

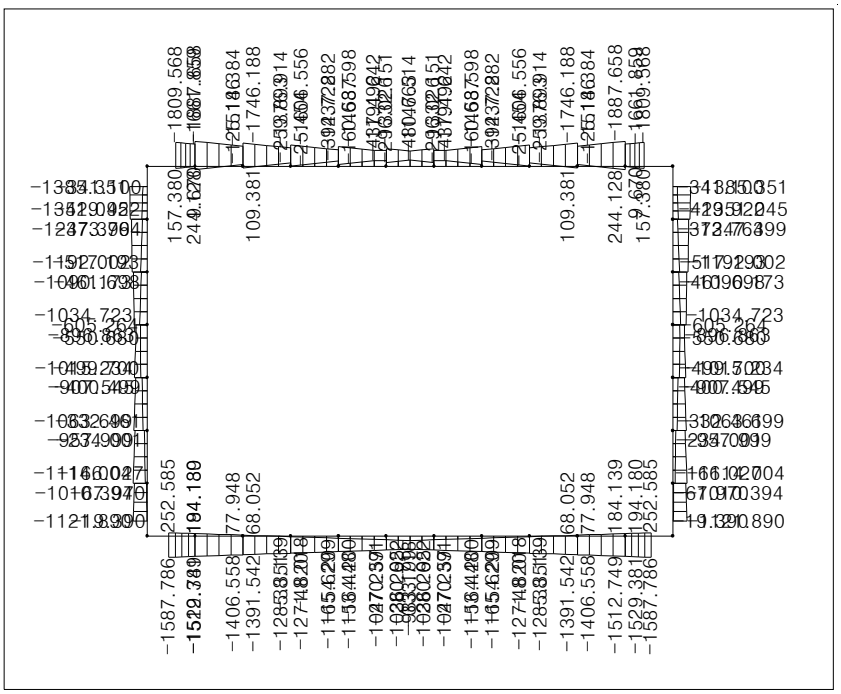
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



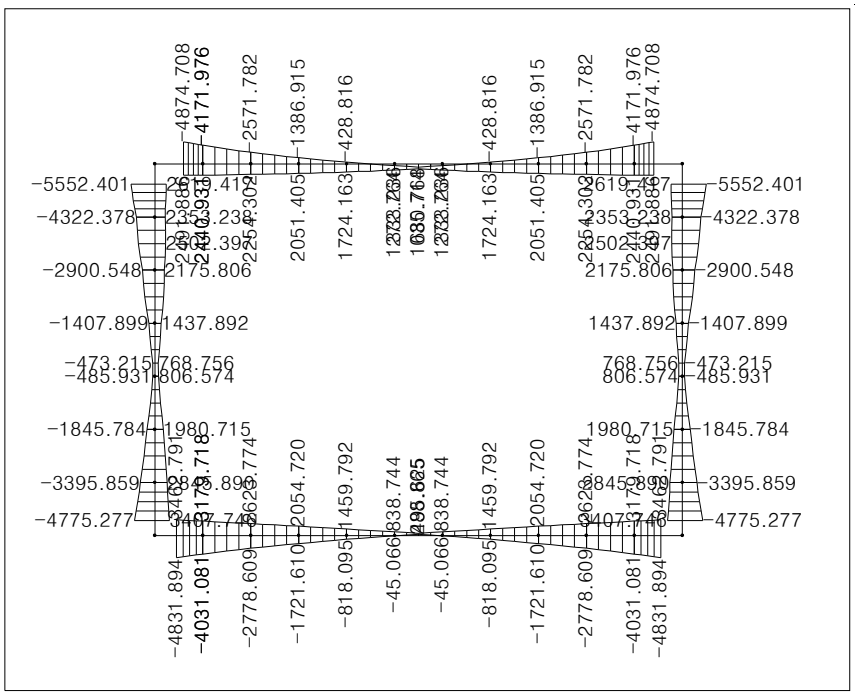
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2885.51	1057.12	1809.57	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	769.13	1057.12	1809.57	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	849.50	238.97	1239.83	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	2885.51	1057.12	1809.57	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	769.13	1057.12	1809.57	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1486.28	638.76	1587.79	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	2696.54	638.76	1587.79	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	375.49	283.24	1153.45	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	1486.28	638.76	1587.79	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	2696.54	638.76	1587.79	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	3375.61	746.73	1385.35	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	12	774.18	746.73	1385.35	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	13	487.02	699.99	1219.70	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	14	823.96	699.99	1219.70	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	15	2637.96	1125.65	1121.89	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	16	1459.96	1125.65	1121.89	1000.00	1600.00	

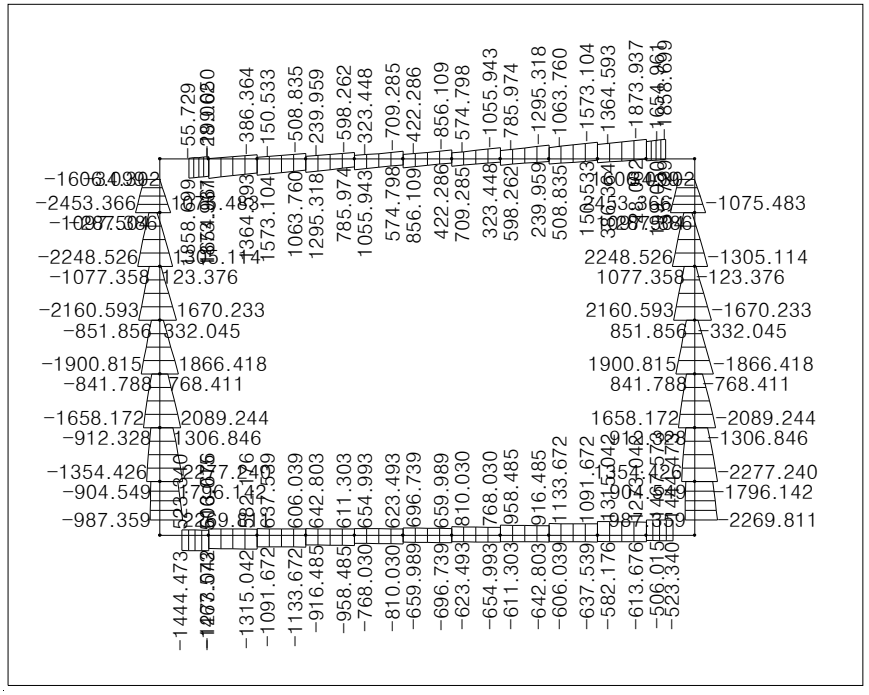
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	3375.61	746.73	1385.35	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	18	774.18	746.73	1385.35	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	19	487.02	700.27	1219.70	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	20	823.96	700.27	1219.70	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	21	2637.96	1125.65	1121.89	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	22	1459.96	1125.65	1121.89	1000.00	1600.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

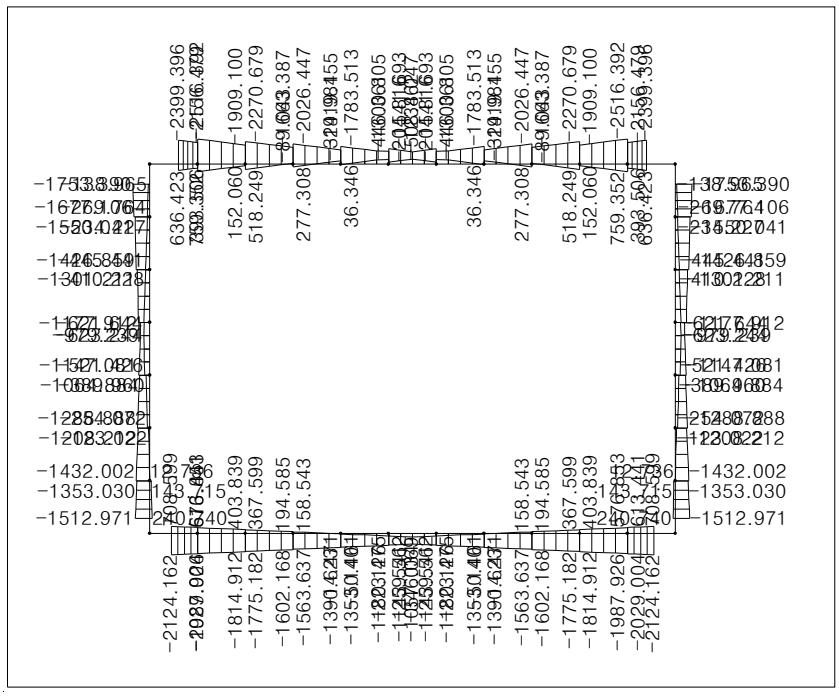
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4874.71	1522.17	2399.40	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	2491.89	1522.17	2399.40	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	1035.71	601.44	1389.87	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	4874.71	1522.17	2399.40	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	2491.89	1522.17	2399.40	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	3462.79	1095.87	2124.16	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	4831.89	1095.87	2124.16	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	495.63	675.74	1353.14	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	3462.79	1095.87	2124.16	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	4831.89	1095.87	2124.16	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	5552.40	1178.71	1753.39	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	12	2619.42	1178.71	1753.39	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	13	865.31	1375.95	1488.45	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	14	1103.80	1375.95	1488.45	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	15	4775.28	1972.63	1512.97	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	16	3407.75	1972.63	1512.97	1000.00	1600.00	

우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	5552.40	1178.71	1753.39	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	18	2619.42	1178.71	1753.39	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	19	865.31	1376.50	1488.45	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	20	1103.80	1376.50	1488.45	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	21	4775.28	1972.63	1512.97	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	22	3407.75	1972.63	1512.97	1000.00	1600.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-4633.11	-	-4874.71	-2885.51	-4874.71	
		좌측 (하면)	2	-	-	2491.89	769.13	2491.89	
		중앙부	3	4227.99	-	1035.71	849.50	4227.99	
		우측 (상면)	4	-4638.39	-	-4874.71	-2885.51	-4874.71	
		우측 (하면)	5	-	-	2491.89	769.13	2491.89	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	837.86	-	3462.79	1486.28	3462.79	
		좌측 (하면)	7	-5452.75	-	-4831.89	-2696.54	-5452.75	
		중앙부	8	3457.73	-	495.63	375.49	3457.73	
		우측 (상면)	9	843.83	-	3462.79	1486.28	3462.79	
		우측 (하면)	10	-5458.85	-	-4831.89	-2696.54	-5458.85	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-6297.09	-	-5552.40	-3375.61	-6297.09	
		상부 (내측)	12	-	-	2619.42	774.18	2619.42	
		중앙부 (외측)	13	-3862.51	-	-865.31	-487.02	-3862.51	
		중앙부 (내측)	14	252.19	-	1103.80	823.96	1103.80	
		하부 (외측)	15	-6050.11	-	-4775.28	-2637.96	-6050.11	
		하부 (내측)	16	-	-	3407.75	1459.96	3407.75	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-6301.74	-	-5552.40	-3375.61	-6301.74	
		상부 (내측)	18	-	-	2619.42	774.18	2619.42	
		중앙부 (외측)	19	-3862.28	-	-865.31	-487.02	-3862.28	
		중앙부 (내측)	20	252.35	-	1103.80	823.96	1103.80	
		하부 (외측)	21	-6055.95	-	-4775.28	-2637.96	-6055.95	
		하부 (내측)	22	-	-	3407.75	1459.96	3407.75	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2274.15	-	1522.17	1057.12	2274.15	
		좌측 (하면)	2	2274.15	-	1522.17	1057.12	2274.15	
		중앙부	3	377.00	-	601.44	238.97	601.44	
		우측 (상면)	4	-2274.15	-	-1522.17	-1057.12	-2274.15	
		우측 (하면)	5	-2274.15	-	-1522.17	-1057.12	-2274.15	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1915.72	-	-1095.87	-638.76	-1915.72	
		좌측 (하면)	7	-1915.72	-	-1095.87	-638.76	-1915.72	
		중앙부	8	-704.67	-	-675.74	-283.24	-704.67	
		우측 (상면)	9	1916.04	-	1095.87	638.76	1916.04	
		우측 (하면)	10	1916.04	-	1095.87	638.76	1916.04	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-977.87	-	-1178.71	-746.73	-1178.71	
		상부 (내측)	12	-977.87	-	-1178.71	-746.73	-1178.71	
		중앙부 (외측)	13	-764.52	-	-1375.95	-699.99	-1375.95	
		중앙부 (내측)	14	-764.52	-	-1375.95	-699.99	-1375.95	
		하부 (외측)	15	1137.90	-	1972.63	1125.65	1972.63	
		하부 (내측)	16	1137.90	-	1972.63	1125.65	1972.63	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	978.75	-	1178.71	746.73	1178.71	
		상부 (내측)	18	978.75	-	1178.71	746.73	1178.71	
		중앙부 (외측)	19	766.12	-	1376.50	700.27	1376.50	
		중앙부 (내측)	20	766.12	-	1376.50	700.27	1376.50	
		하부 (외측)	21	-1138.79	-	-1972.63	-1125.65	-1972.63	
		하부 (내측)	22	-1138.79	-	-1972.63	-1125.65	-1972.63	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-2029.06	-	-2399.40	-1809.57	-2399.40	
		좌측 (하면)	2	-2029.06	-	-2399.40	-1809.57	-2399.40	
		중앙부	3	-2029.06	-	-1389.87	-1239.83	-2029.06	
		우측 (상면)	4	-2029.06	-	-2399.40	-1809.57	-2399.40	
		우측 (하면)	5	-2029.06	-	-2399.40	-1809.57	-2399.40	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-2509.36	-	-2124.16	-1587.79	-2509.36	
		좌측 (하면)	7	-2509.36	-	-2124.16	-1587.79	-2509.36	
		중앙부	8	-2509.36	-	-1353.14	-1153.45	-2510.25	
		우측 (상면)	9	-2510.25	-	-2124.16	-1587.79	-2510.25	
		우측 (하면)	10	-2510.25	-	-2124.16	-1587.79	-2510.25	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-3482.71	-	-1753.39	-1385.35	-3482.71	
		상부 (내측)	12	-3482.71	-	-1753.39	-1385.35	-3482.71	
		중앙부 (외측)	13	-3639.67	-	-1488.45	-1219.70	-3639.67	
		중앙부 (내측)	14	-3639.67	-	-1488.45	-1219.70	-3639.67	
		하부 (외측)	15	-3801.43	-	-1512.97	-1121.89	-3801.43	
		하부 (내측)	16	-3801.43	-	-1512.97	-1121.89	-3801.43	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-3482.71	-	-1753.39	-1385.35	-3482.71	
		상부 (내측)	18	-3482.71	-	-1753.39	-1385.35	-3482.71	
		중앙부 (외측)	19	-3639.67	-	-1488.45	-1219.70	-3639.67	
		중앙부 (내측)	20	-3639.67	-	-1488.45	-1219.70	-3639.67	
		하부 (외측)	21	-3801.43	-	-1512.97	-1121.89	-3801.43	
		하부 (내측)	22	-3801.43	-	-1512.97	-1121.89	-3801.43	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-3138.54	-	-	-	-3138.54	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	3116.33	-	-	-	3116.33	
		우측 (상면)	4	-3141.85	-	-	-	-3141.85	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-3710.18	-	-	-	-3710.18	
		중앙부	8	2569.73	-	-	-	2569.73	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-3713.99	-	-	-	-3713.99	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-4345.22	-	-	-	-4345.22	
		상부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	13	-2809.08	-	-	-	-2809.08	
		중앙부 (내측)	14	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	15	-4200.52	-	-	-	-4200.52	
		하부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-4348.13	-	-	-	-4348.13	
		상부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	19	-2808.94	-	-	-	-2808.94	
		중앙부 (내측)	20	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	21	-4204.17	-	-	-	-4204.17	
		하부 (내측)	22	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1392	4874.71	5374.99	11066.92	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	12305.20	1.10
		좌측(하면)	1	1000	1275	2491.89	4591.87	5992.40	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.84
		중앙부	2	1000	1275	4227.98	4591.87	10505.09	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.09
		우측(상면)	3	1000	1392	4874.71	5374.99	11066.92	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	12305.20	1.10
		우측(하면)	3	1000	1275	2491.89	4591.87	5992.40	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11492.80	1.84
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1276	3462.79	3737.51	8472.62	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.08
		좌측(하면)	4	1000	1220	5452.74	5841.12	14686.12	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.07
		중앙부	5	1000	1276	3457.73	3737.51	8459.44	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.08
		우측(상면)	6	1000	1276	3462.79	3737.51	8472.62	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.08
		우측(하면)	6	1000	1220	5458.85	5841.12	14704.75	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.07
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1592	6297.09	9741.22	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	15402.00	1.55
		상부(내측)	7	1000	1520	2619.42	6333.86	-	H22 - 8.0EA	15402.00	2.42
		중앙부(외측)	8	1000	1455	3862.51	8903.85	-	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	14654.00	2.31
		중앙부(내측)	8	1000	1520	1103.80	6615.07	-	H22 - 8.0EA	14654.00	5.99
		하부(외측)	9	1000	1420	6050.10	9352.02	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	18980.80	1.55
		하부(내측)	9	1000	1520	3407.75	4460.38	-	H22 - 8.0EA	18980.80	1.31

우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1592	6301.74	9696.02	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	14999.60	1.54
		상부 (내측)	10	1000	1520	2619.42	5787.58	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	14999.60	2.21
		중앙부 (외측)	11	1000	1455	3862.28	8853.27	-	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	14251.60	2.29
		중앙부 (내측)	11	1000	1520	1103.80	6574.87	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	14251.60	5.96
		하부 (외측)	12	1000	1420	6055.95	9300.44	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	18578.40	1.54
		하부 (내측)	12	1000	1520	3407.75	3968.04	-	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	18578.40	1.16

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	795.9	2274.2	2693.10	2.00	603.24	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	2	828.3	601.4	1815.65	2.00	-	H22	300	774.20	O.K
		우측	3	795.9	2274.2	2693.10	2.00	603.24	H22	150	774.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	828.7	1915.7	2804.34	2.00	425.97	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	5	828.7	704.7	1816.53	2.00	-	H22	300	774.20	O.K
		우측	6	828.7	1916.0	2804.34	2.00	426.10	H22	150	774.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1069.7	1178.7	2201.94	2.00	38.24	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	1098.6	1375.9	1676.50	2.00	190.63	H16	300	397.20	O.K
		하부	9	1078.8	1972.6	2206.89	2.00	314.72	H16	150	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1069.7	1178.7	2201.94	2.00	38.24	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	1098.6	1376.5	1676.50	2.00	191.01	H16	300	397.20	O.K
		하부	12	1078.8	1972.6	2206.89	2.00	314.72	H16	150	397.20	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1391.96	100.00	4874.71	2274.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12305.200 x 400.00 = 4922080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 214.470 mm, c = 214.470 / β1 = 214.470 / 0.85 = 252.317 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 252.317) / 252.317 = 0.01444

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11066.921 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12305.2 mm² (철근도심 : 174.7 mm) , [사용률 = 1.112]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00884

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 214.470 mm

ΦMn = 0.85 x 12305.200 x 400 x (1391.96 - a/2) = 5374.992 kN.m

≥ Mu (= 4874.708 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.103]

* 전단에 대한 검토 (d = 1225.29 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1225.29 = 795.851 kN

< Vu (= 2274.150 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2274.150-795.851) x 150.00 / (400x1225.29xΦ) x 1000 = 603.243 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1225.29 / 150.00 x 1000 = 2529.659 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1225.29 / 1000 = 4244.541 kN ≥ 2529.659 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1061.135 + 2529.659) = 2693.096 kN ≥ 2274.150 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.28	80.00	2491.89	2274.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5992.400 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm), [사용률 = 1.918]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00901

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1275.28 - a/2) = 4591.875 kN.m

≥ Mu (= 2491.886 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.843]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.28 = 828.321 kN

< Vu (= 2274.150 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2274.150-828.321) x 150.00 / (400x1275.28xΦ) x 1000 = 566.866 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1275.28 / 150.00 x 1000 = 2632.865 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.28 / 1000 = 4417.711 kN ≥ 2632.865 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.428 + 2632.865) = 2802.969 kN ≥ 2274.150 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.28	80.00	4227.99	601.44

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 10505.090 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm) , [사용률 = 1.094]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00901

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1275.28 - a/2) = 4591.875 kN.m

≥ Mu (= 4227.985 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.086]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.28 = 828.321 kN

≥ Vu (= 601.437 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1391.96	100.00	4874.71	2274.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12305.200 x 400.00 = 4922080.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 214.470 mm, c = 214.470 / β1 = 214.470 / 0.85 = 252.317 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 252.317) / 252.317 = 0.01444

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11066.921 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12305.2 mm² (철근도심 : 174.7 mm) , [사용률 = 1.112]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

3단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00884

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 214.470 mm

ΦMn = 0.85 x 12305.200 x 400 x (1391.96 - a/2) = 5374.992 kN.m

≥ Mu (= 4874.708 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.103]

* 전단에 대한 검토 (d = 1225.29 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1225.29 = 795.851 kN

< Vu (= 2274.150 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2274.150-795.851) x 150.00 / (400x1225.29xΦ) x 1000 = 603.243 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1225.29 / 150.00 x 1000 = 2529.659 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1225.29 / 1000 = 4244.541 kN ≥ 2529.659 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1061.135 + 2529.659) = 2693.096 kN ≥ 2274.150 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.28	80.00	2491.89	2274.15

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5992.400 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm), [사용률 = 1.918]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00901

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1275.28 - a/2) = 4591.875 kN.m

≥ Mu (= 2491.886 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.843]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.28 = 828.321 kN

< Vu (= 2274.150 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2274.150-828.321) x 150.00 / (400x1275.28xΦ) x 1000 = 566.866 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1275.28 / 150.00 x 1000 = 2632.865 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.28 / 1000 = 4417.711 kN ≥ 2632.865 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.428 + 2632.865) = 2802.969 kN ≥ 2274.150 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.91	80.00	3462.79	1915.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 188.498) / 188.498 = 0.01801

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8472.624 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm) , [사용률 = 1.085]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00720

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1275.90 - a/2) = 3737.513 kN.m

≥ Mu (= 3462.791 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.079]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.90 = 828.724 kN

< Vu (= 1915.715 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1915.715-828.724) x 150.00 / (400x1275.90xΦ) x 1000 = 425.969 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1275.90 / 150.00 x 1000 = 2634.148 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.90 / 1000 = 4419.863 kN ≥ 2634.148 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.966 + 2634.148) = 2804.335 kN ≥ 1915.715 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1220.00	100.00	5452.75	1915.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 325.700) / 325.700 = 0.00897

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 14686.122 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm) , [사용률 = 1.082]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01302

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1220.00 - a/2) = 5841.123 kN.m

≥ Mu (= 5452.745 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.071]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

< Vu (= 1915.715 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1915.715-792.413) x 150.00 / (400x1220.00xΦ) x 1000 = 460.369 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 x 1000 = 2518.731 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 / 1000 = 4226.204 kN ≥ 2518.731 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1056.551 + 2518.731) = 2681.461 kN ≥ 1915.715 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.91	80.00	3457.73	704.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 188.498) / 188.498 = 0.01801

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8459.439 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm) , [사용률 = 1.087]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00720

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1275.90 - a/2) = 3737.513 kN.m

≥ Mu (= 3457.733 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.081]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.90 = 828.724 kN

≥ Vu (= 704.671 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.91	80.00	3462.79	1916.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 188.498) / 188.498 = 0.01801

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8472.624 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm) , [사용률 = 1.085]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00720

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1275.90 - a/2) = 3737.513 kN.m

≥ Mu (= 3462.791 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.079]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.90 = 828.724 kN

< Vu (= 1916.039 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1916.039-828.724) x 150.00 / (400x1275.90xΦ) x 1000 = 426.096 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1275.90 / 150.00 x 1000 = 2634.148 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.90 / 1000 = 4419.863 kN ≥ 2634.148 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.966 + 2634.148) = 2804.335 kN ≥ 1916.039 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1220.00	100.00	5458.85	1916.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 325.700) / 325.700 = 0.00897

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 14704.748 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm) , [사용률 = 1.080]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01302

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1220.00 - a/2) = 5841.123 kN.m

≥ Mu (= 5458.849 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.070]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

< Vu (= 1916.039 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1916.039-792.413) x 150.00 / (400x1220.00xΦ) x 1000 = 460.502 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 x 1000 = 2518.731 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 / 1000 = 4226.204 kN ≥ 2518.731 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1056.551 + 2518.731) = 2681.461 kN ≥ 1916.039 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,767	100	1,592	3482.706	6297.087	1808.1

㉯ 철근비 검토

As = 12305.200 mm² (인장중심 = 174.71 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H25- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1766.7 x 1000.0 = 40545000.0 N

Cs = As x fy = 4922080.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (40545000.0 x 883.33 + 4922080.0 x 174.707 + 1238720.0 x 1686.667) / 46705800.0
= 829.961 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 955.18 mm, ab = k1 x cb = 811.90 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 811899.620 = 18633.096 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 4922.080 kN

Pb = 18633.096 + 1167.648 - 4922.080 = 14878.665 kN

Mb = Cc x 1186.010 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14115.175 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 948.686 mm, e = Mu/Pu = 1808.102 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 517.38 mm, a = k1 x c = 439.77 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 439769.669 = 10092.714 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 4922.080 kN

Pn = 10092.714 + 1167.648 - 4922.080 = 6338.282 kN

Mn = Cc x 1372.075 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11460.215 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1808.095)| = 0.0070 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1766.67 - 100.00 = 1666.667 mm

c = 517.376 mm, a = k1 x c = 439.770 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1666.67-517.38) / 517.38 = 0.00666

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34021.859 kN ≥ Pn = 6338.282 kN

ΦPn = 0.85 x 6338.282 = 5387.540 kN ≥ Pu = 3482.706 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.808 = 9741.221 kN.m ≥ Mu = 6297.087 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1425.29 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1425.29 = 1069.690 kN

< Vu (= 1178.705 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1178.705 - 1069.690) x 150.00 / (400.0 x 1425.29 x Φ) = 38.243 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1425.29 / 150.00 = 1509.671 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1425.29 = 4937.361 kN ≥ 1509.671 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1426.253 + 1509.671) = 2201.943 kN ≥ 1178.705 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3482.706	2619.417	752.1

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12305.200 mm² (압축중심 = 174.71 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H25- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 4922080.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 4922080.0 x 1425.293) / 42880800.0

= 850.975 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 4639.676 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 4639.676 - 1238.720 = 21191.796 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10049.719 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 474.227 mm, e = Mu/Pu = 752.121 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 380.95 mm, a = k1 x c = 323.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 323808.289 = 7431.400 kN

∑Csi = 3714.768 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 7431.400 + 3714.768 - 1238.720 = 9907.448 kN

Mn = Cc x 1358.096 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7451.608 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=752.122)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 380.951 mm, a = k1 x c = 323.808 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-380.95) / 380.95 = 0.00897

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34021.859 kN ≥ Pn = 9907.448 kN

ΦPn = 0.85 x 9907.448 = 8421.331 kN ≥ Pu = 3482.706 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.752 = 6333.861 kN.m ≥ Mu = 2619.417 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1140.768 kN

< Vu (= 1178.705 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1178.705 - 1140.768) x 150.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 12.479 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 150.00 = 1609.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 1609.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1521.023 + 1609.984) = 2348.256 kN ≥ 1178.705 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	100	1,455	3639.666	3862.507	1061.2

㉯ 철근비 검토

As = 11557.200 mm² (인장중심 = 145.02 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 4622880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 4622880.0 x 145.025 + 1238720.0 x 1520.000) / 42581600.0

= 749.838 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 872.99 mm, ab = k1 x cb = 742.04 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 742037.379 = 17029.758 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 4622.880 kN

Pb = 17029.758 + 1167.648 - 4622.880 = 13574.526 kN

Mb = Cc x 1083.957 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11854.957 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 873.324 mm, e = Mu/Pu = 1061.226 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 726.19 mm, a = k1 x c = 617.26 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 617258.171 = 14166.075 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 4622.880 kN

Pn = 14166.075 + 1167.648 - 4622.880 = 10710.843 kN

Mn = Cc x 1146.346 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11366.657 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1061.229)| = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 100.00 = 1500.000 mm

c = 726.186 mm, a = k1 x c = 617.258 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1500.00-726.19) / 726.19 = 0.00320

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33796.233 kN ≥ Pn = 10710.843 kN

ΦPn = 0.78 x 10710.843 = 8390.161 kN ≥ Pu = 3639.666 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.061 = 8903.854 kN.m ≥ Mu = 3862.507 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1454.98 = 1098.588 kN

< Vu (= 1375.947 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1375.947 - 1098.588) x 300.00 / (400.0 x 1454.98 x Φ) = 190.628 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1454.98 / 300.00 = 770.555 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1454.98 = 5040.182 kN ≥ 770.555 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1464.784 + 770.555) = 1676.504 kN ≥ 1375.947 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3639.666	1103.804	303.3

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 11557.200 mm² (압축중심 = 145.02 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 4622880.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 4622880.0 x 1454.975) / 42581600.0

= 850.162 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 4357.642 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 4357.642 - 1238.720 = 20909.762 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10034.086 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 479.876 mm, e = Mu/Pu = 303.271 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1226.81 mm, a = k1 x c = 1042.79 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1042790.833 = 23932.050 kN

∑Csi = 4357.642 kN, ∑Tsi = 444.049 kN

Pn = 23932.050 + 4357.642 - 444.049 = 27845.643 kN

Mn = Cc x 998.605 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8444.639 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=303.266)| = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 1226.813 mm, a = k1 x c = 1042.791 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-1226.81) / 1226.81 = 0.00072

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33796.233 kN ≥ Pn = 27845.643 kN

ΦPn = 0.78 x 27845.643 = 21812.420 kN ≥ Pu = 3639.666 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.303 = 6615.068 kN.m ≥ Mu = 1103.804 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1147.685 kN

< Vu (= 1375.947 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1375.947 - 1147.685) x 300.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 150.172 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 300.00 = 804.992 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 804.992 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1530.247 + 804.992) = 1751.429 kN ≥ 1375.947 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	100	1,420	3801.426	6050.105	1591.5

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0119) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 6353600.0 x 180.000 + 1238720.0 x 1520.000) / 44312320.0
= 731.230 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.00 mm, ab = k1 x cb = 724.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pb = 16620.390 + 1167.648 - 6353.600 = 11434.438 kN

Mb = Cc x 1057.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12844.353 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1123.304 mm, e = Mu/Pu = 1591.536 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 650.38 mm, a = k1 x c = 552.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 552825.789 = 12687.352 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pn = 12687.352 + 1167.648 - 6353.600 = 7501.400 kN

Mn = Cc x 1143.587 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11938.743 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1591.535)| = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 100.00 = 1500.000 mm

c = 650.383 mm, a = k1 x c = 552.826 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1500.00-650.38) / 650.38 = 0.00392

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35101.369 kN ≥ Pn = 7501.400 kN

ΦPn = 0.78 x 7501.400 = 5876.097 kN ≥ Pu = 3801.426 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.592 = 9352.018 kN.m ≥ Mu = 6050.105 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 1078.840 kN

< Vu (= 1972.633 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1972.633 - 1078.840) x 150.00 / (400.0 x 1420.00 x Φ) = 314.716 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 = 1504.064 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 = 4919.024 kN ≥ 1504.064 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1438.454 + 1504.064) = 2206.888 kN ≥ 1972.633 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3801.426	3407.746	896.4

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0119) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1420.000) / 44312320.0

= 868.770 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 5989.062 - 1238.720 = 22541.182 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10391.885 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.018 mm, e = Mu/Pu = 896.439 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 248.13 mm, a = k1 x c = 210.91 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 210906.639 = 4840.307 kN

∑Csi = 2252.134 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 4840.307 + 2252.134 - 1238.720 = 5853.721 kN

Mn = Cc x 1414.547 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5247.461 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=896.432)| = 0.0072 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 248.125 mm, a = k1 x c = 210.907 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-248.13) / 248.13 = 0.01538

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35101.369 kN ≥ Pn = 5853.721 kN

ΦPn = 0.85 x 5853.721 = 4975.663 kN ≥ Pu = 3801.426 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.896 = 4460.378 kN.m ≥ Mu = 3407.746 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1154.815 kN

< Vu (= 1972.633 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1972.633 - 1154.815) x 150.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 269.019 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 150.00 = 1609.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 1609.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1539.753 + 1609.984) = 2362.303 kN ≥ 1972.633 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,767	100	1,592	3482.706	6301.744	1809.4

㉯ 철근비 검토

As = 12305.200 mm² (인장중심 = 174.71 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H25- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0094) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1766.7 x 1000.0 = 40545000.0 N

Cs = As x fy = 4922080.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (40545000.0 x 883.33 + 4922080.0 x 174.707 + 1077760.0 x 1686.667) / 46544840.0
= 826.998 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 955.18 mm, ab = k1 x cb = 811.90 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 811899.620 = 18633.096 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 4922.080 kN

Pb = 18633.096 + 1015.924 - 4922.080 = 14726.940 kN

Mb = Cc x 1186.010 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14028.822 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 952.596 mm, e = Mu/Pu = 1809.439 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 523.41 mm, a = k1 x c = 444.90 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 444896.100 = 10210.365 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 4922.080 kN

Pn = 10210.365 + 1015.924 - 4922.080 = 6304.209 kN

Mn = Cc x 1369.512 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11407.072 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1809.438)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1766.67 - 100.00 = 1666.667 mm

c = 523.407 mm, a = k1 x c = 444.896 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1666.67-523.41) / 523.41 = 0.00655

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33900.479 kN ≥ Pn = 6304.209 kN

ΦPn = 0.85 x 6304.209 = 5358.578 kN ≥ Pu = 3482.706 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.809 = 9696.019 kN.m ≥ Mu = 6301.744 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1425.29 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1425.29 = 1069.690 kN

< Vu (= 1178.705 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1178.705 - 1069.690) x 150.00 / (400.0 x 1425.29 x Φ) = 38.243 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1425.29 / 150.00 = 1509.671 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1425.29 = 4937.361 kN ≥ 1509.671 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1426.253 + 1509.671) = 2201.943 kN ≥ 1178.705 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3482.706	2619.417	752.1

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12305.200 mm² (압축중심 = 174.71 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H25- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0094) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 4922080.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1077760.0 x 80.000 + 4922080.0 x 1425.293) / 42719840.0

= 853.880 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 4639.676 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 17790.840 + 4639.676 - 1077.760 = 21352.756 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9863.596 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.935 mm, e = Mu/Pu = 752.121 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 346.28 mm, a = k1 x c = 294.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 294335.327 = 6754.996 kN

∑Csi = 3375.719 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 6754.996 + 3375.719 - 1077.760 = 9052.955 kN

Mn = Cc x 1372.832 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6808.906 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=752.120)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 346.277 mm, a = k1 x c = 294.335 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-346.28) / 346.28 = 0.01017

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33900.479 kN ≥ Pn = 9052.955 kN

ΦPn = 0.85 x 9052.955 = 7695.012 kN ≥ Pu = 3482.706 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.752 = 5787.582 kN.m ≥ Mu = 2619.417 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1140.768 kN

< Vu (= 1178.705 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1178.705 - 1140.768) x 150.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 12.479 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 150.00 = 1609.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 1609.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1521.023 + 1609.984) = 2348.256 kN ≥ 1178.705 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	100	1,455	3639.666	3862.282	1061.2

㉯ 철근비 검토

As = 11557.200 mm² (인장중심 = 145.02 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0089) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 4622880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 4622880.0 x 145.025 + 1077760.0 x 1520.000) / 42420640.0

= 746.915 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 872.99 mm, ab = k1 x cb = 742.04 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 742037.379 = 17029.758 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 4622.880 kN

Pb = 17029.758 + 1015.924 - 4622.880 = 13422.801 kN

Mb = Cc x 1083.957 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11777.329 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 877.412 mm, e = Mu/Pu = 1061.164 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 730.88 mm, a = k1 x c = 621.24 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 621244.667 = 14257.565 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 4622.880 kN

Pn = 14257.565 + 1015.924 - 4622.880 = 10650.609 kN

Mn = Cc x 1144.353 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11302.055 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1061.165)| = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 100.00 = 1500.000 mm

c = 730.876 mm, a = k1 x c = 621.245 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1500.00-730.88) / 730.88 = 0.00316

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33674.853 kN ≥ Pn = 10650.609 kN

ΦPn = 0.78 x 10650.609 = 8342.977 kN ≥ Pu = 3639.666 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.061 = 8853.265 kN.m ≥ Mu = 3862.282 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1454.98 = 1098.588 kN

< Vu (= 1376.504 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1376.504 - 1098.588) x 300.00 / (400.0 x 1454.98 x Φ) = 191.011 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1454.98 / 300.00 = 770.555 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1454.98 = 5040.182 kN ≥ 770.555 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1464.784 + 770.555) = 1676.504 kN ≥ 1376.504 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3639.666	1103.804	303.3

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 11557.200 mm² (압축중심 = 145.02 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0089) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 4622880.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1077760.0 x 80.000 + 4622880.0 x 1454.975) / 42420640.0

= 853.085 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 4357.642 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 17790.840 + 4357.642 - 1077.760 = 21070.722 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9848.546 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 467.404 mm, e = Mu/Pu = 303.271 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1216.09 mm, a = k1 x c = 1033.67 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1033672.943 = 23722.794 kN

∑Csi = 4357.642 kN, ∑Tsi = 404.017 kN

Pn = 23722.794 + 4357.642 - 404.017 = 27676.419 kN

Mn = Cc x 1003.164 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8393.277 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=303.265)| = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 1216.086 mm, a = k1 x c = 1033.673 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-1216.09) / 1216.09 = 0.00075

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33674.853 kN ≥ Pn = 27676.419 kN

ΦPn = 0.78 x 27676.419 = 21679.861 kN ≥ Pu = 3639.666 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.303 = 6574.866 kN.m ≥ Mu = 1103.804 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1147.685 kN

< Vu (= 1376.504 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1376.504 - 1147.685) x 300.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 150.539 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 300.00 = 804.992 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 804.992 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1530.247 + 804.992) = 1751.429 kN ≥ 1376.504 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	100	1,420	3801.426	6055.945	1593.1

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0116) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 6353600.0 x 180.000 + 1077760.0 x 1520.000) / 44151360.0
= 728.355 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.00 mm, ab = k1 x cb = 724.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pb = 16620.390 + 1015.924 - 6353.600 = 11282.714 kN

Mb = Cc x 1057.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12757.121 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1130.678 mm, e = Mu/Pu = 1593.072 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 655.67 mm, a = k1 x c = 557.32 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 557320.776 = 12790.512 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pn = 12790.512 + 1015.924 - 6353.600 = 7452.835 kN

Mn = Cc x 1141.340 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11872.859 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1593.066)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 100.00 = 1500.000 mm

c = 655.672 mm, a = k1 x c = 557.321 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1500.00-655.67) / 655.67 = 0.00386

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34979.989 kN ≥ Pn = 7452.835 kN

ΦPn = 0.78 x 7452.835 = 5838.054 kN ≥ Pu = 3801.426 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.593 = 9300.440 kN.m ≥ Mu = 6055.945 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 1078.840 kN

< Vu (= 1972.633 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1972.633 - 1078.840) x 150.00 / (400.0 x 1420.00 x Φ) = 314.716 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 = 1504.064 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 = 4919.024 kN ≥ 1504.064 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1438.454 + 1504.064) = 2206.888 kN ≥ 1972.633 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3801.426	3407.746	896.4

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0116) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1077760.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1420.000) / 44151360.0

= 871.645 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 17790.840 + 5989.062 - 1077.760 = 22702.142 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10199.643 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 449.281 mm, e = Mu/Pu = 896.439 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 231.77 mm, a = k1 x c = 197.00 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 197001.858 = 4521.193 kN

∑Csi = 1764.149 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 4521.193 + 1764.149 - 1077.760 = 5207.582 kN

Mn = Cc x 1421.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4668.273 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=896.438)| = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 231.767 mm, a = k1 x c = 197.002 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-231.77) / 231.77 = 0.01667

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34979.989 kN ≥ Pn = 5207.582 kN

ΦPn = 0.85 x 5207.582 = 4426.445 kN ≥ Pu = 3801.426 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.896 = 3968.037 kN.m ≥ Mu = 3407.746 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1154.815 kN

< Vu (= 1972.633 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1972.633 - 1154.815) x 150.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 269.019 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 150.00 = 1609.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 1609.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1539.753 + 1609.984) = 2362.303 kN ≥ 1972.633 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 하부_내측

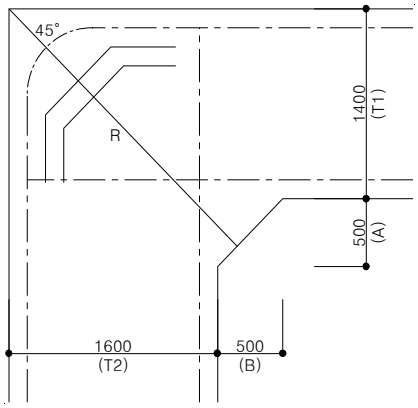
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4345.222 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4345.222 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2474.874 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4345.22 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 3.547 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4345.22 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 19508.165 \text{ mm}$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 19508.165 mm² - 5139.200 mm²

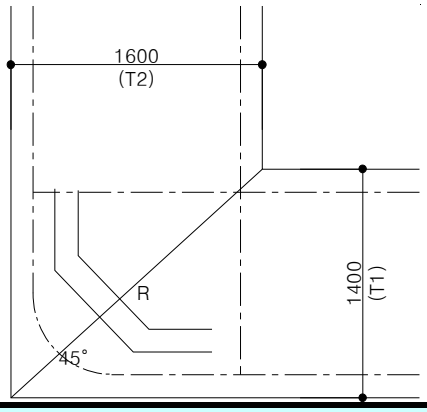
= 14368.965 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 15417.600 mm² > Req'd As (= 14368.965 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4200.515 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4200.515 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2126.029$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4200.52 \times 10^6}{2126.029^2 \times 1000} = 4.647 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4200.52 \times 10^6}{2126.029 \times 180} = 21952.845 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 21952.845 mm² - 6353.600 mm²

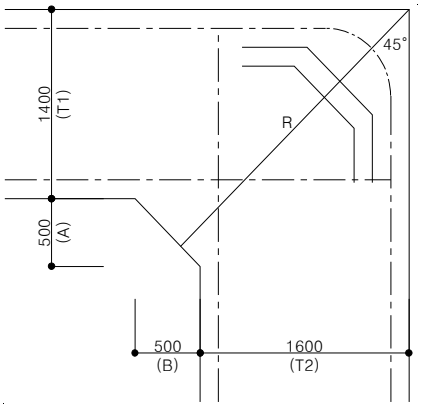
= 15599.245 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA , H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 16024.800 mm² > Req'd As (= 15599.245 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4348.133 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4348.133 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$= 2474.874$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4348.13 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 3.549 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4348.13 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 19521.234 \text{ mm}$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 19521.234 mm² - 5139.200 mm²

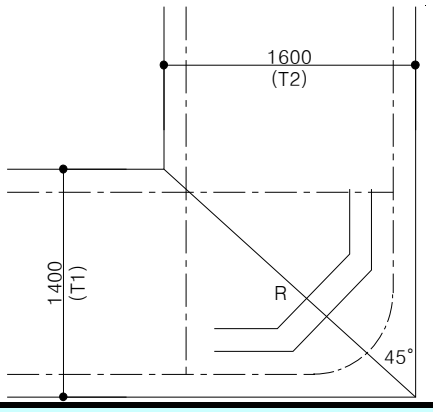
= 14382.034 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 15417.600 mm² > Req'd As (= 14382.034 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4204.165 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4204.165 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2126.029$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4204.17 \times 10^6}{2126.029^2 \times 1000} = 4.651 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4204.17 \times 10^6}{2126.029 \times 180} = 21971.921 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 21971.921 mm² - 6353.600 mm²

= 15618.321 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA , H29 - 8EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 16024.800 mm² > Req'd As (= 15618.321 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1392	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	302.870	O.K	2.423
		좌측 (하면)	1	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	284.831	O.K	2.279
		우측 (상면)	3	1392	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	302.327	O.K	2.419
		우측 (하면)	3	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1276	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1220	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	275.276	O.K	2.202
		중앙부	5	1276	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	125	272.191	O.K	2.178
		우측 (상면)	6	1276	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1220	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	274.778	O.K	2.198
좌측벽체	1층	상부	7	1592	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	215.551	O.K	1.724
		상부	7	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1455	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	359.358	O.K	2.875
		중앙부	8	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1420	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	292.714	O.K	2.342
		하부	9	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1592	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	215.264	O.K	1.722
		상부	10	1520	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1455	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	359.386	O.K	2.875
		중앙부	11	1520	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1420	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	292.278	O.K	2.338
		하부	12	1520	H19 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3138.544 x 1000000 / [12305.200 x (1391.960 - 411.072/3)]
= 203.244 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12305.200/1000.0 + 7x12305.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1392.0/(7x12305.200)]
= 411.072 mm

사용철근량 = 12305.2 mm² (철근도심 : 174.7 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 203.24) - 2.5 x 85.50 = 302.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 203.24) = 413.30 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 302.87 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 302.87 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3116.329 x 1000000 / [11492.800 x (1275.283 - 379.620/3)]
= 236.045 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1275.3/(7x11492.800)]
= 379.620 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 236.04) - 2.5 x 64.00 = 284.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 236.04) = 355.86 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 284.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.83 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3141.845 x 1000000 / [12305.200 x (1391.960 - 411.072/3)]
= 203.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12305.200/1000.0 + 7x12305.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1392.0/(7x12305.200)]
= 411.072 mm

사용철근량 = 12305.2 mm² (철근도심 : 174.7 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 203.46) - 2.5 x 85.50 = 302.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 203.46) = 412.86 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 302.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 302.33 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3710.177 x 1000000 / [15884.000 x (1220.000 - 421.411/3)]
= 216.372 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x15884.000)]
= 421.411 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 216.37) - 2.5 x 84.00 = 275.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 216.37) = 388.22 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 275.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 275.28 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2569.729 x 1000000 / [9192.800 x (1275.905 - 345.954/3)]
= 240.858 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1275.9/(7x9192.800)]
= 345.954 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 240.86) - 2.5 x 65.50 = 272.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 240.86) = 348.75 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 272.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 272.19 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3713.992 x 1000000 / [15884.000 x (1220.000 - 421.411/3)]
= 216.594 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x15884.000)]
= 421.411 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 216.59) - 2.5 x 84.00 = 274.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 216.59) = 387.82 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 274.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 274.78 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4345.222 x 1000000 / [12305.200 x (1591.960 - 444.590/3)]
= 244.584 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12305.200/1000.0 + 7x12305.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1592.0/(7x12305.200)]
= 444.590 mm

사용철근량 = 12305.2 mm² (철근도심 : 174.7 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 244.58) - 2.5 x 85.50 = 215.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 244.58) = 343.44 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 215.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 215.55 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2809.083 x 1000000 / [11557.200 x (1454.975 - 410.995/3)]
= 184.418 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11557.200/1000.0 + 7x11557.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1455.0/(7x11557.200)]
= 410.995 mm

사용철근량 = 11557.2 mm² (철근도심 : 145.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 184.42) - 2.5 x 84.00 = 359.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 184.42) = 455.49 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 359.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 359.36 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4200.515 x 1000000 / [15884.000 x (1420.000 - 461.644/3)]
= 208.866 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x15884.000)]
= 461.644 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 208.87) - 2.5 x 84.00 = 292.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 208.87) = 402.17 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 292.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 292.71 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4348.133 x 1000000 / [12305.200 x (1591.960 - 444.590/3)]
= 244.747 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12305.200/1000.0 + 7x12305.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1592.0/(7x12305.200)]
= 444.590 mm

사용철근량 = 12305.2 mm² (철근도심 : 174.7 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
3단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 244.75) - 2.5 x 85.50 = 215.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 244.75) = 343.21 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 215.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 215.26 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2808.943 x 1000000 / [11557.200 x (1454.975 - 410.995/3)]
= 184.409 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11557.200/1000.0 + 7x11557.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1455.0/(7x11557.200)]
= 410.995 mm

사용철근량 = 11557.2 mm² (철근도심 : 145.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 184.41) - 2.5 x 84.00 = 359.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 184.41) = 455.51 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 359.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 359.39 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4204.165 x 1000000 / [15884.000 x (1420.000 - 461.644/3)]
= 209.048 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x15884.000)]
= 461.644 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 209.05) - 2.5 x 84.00 = 292.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 209.05) = 401.82 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 292.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 292.28 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 11.000 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.40 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 11.000 / 28

T = 0.393 m < 1.400 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

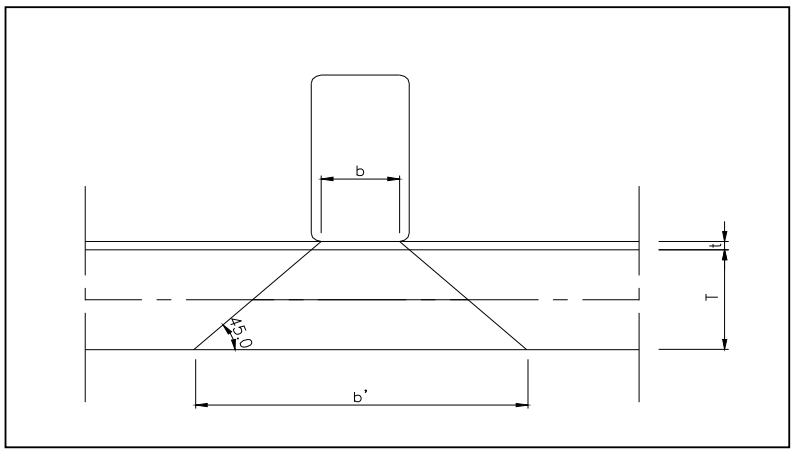
1) 고정하중

- 구체자중 = 1363.450 / 12.600 = 108.210 kN/m²
- 상부연직하중 = 363.114 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

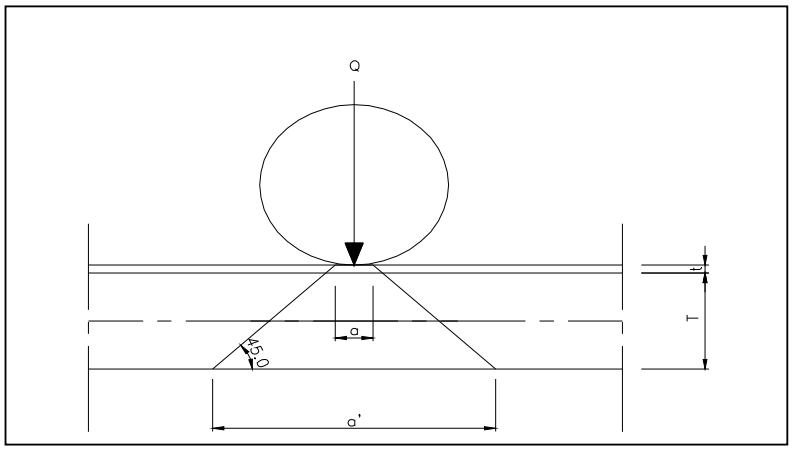


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1400 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.400 + 0.040) × cot 45°

= 3.380 m



a' = 0.200 + 2 × (1.400 + 0.040) × cot 45°

= 3.080 m

Qz = 96.0 / (3.380 × 3.080)= 9.222 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 108.21 + 363.11 + 10.00 + 0.92 + 9.22

= 491.466 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 815.32 kN/m² ≥ Qmax = 491.466 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.600	×	1.400	×	25.000			=	441.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.600	×	1.400	×	25.000			=	441.000	kN/m
- 벽체	:	1.600	×	2.970	×	25.000	×	2	=	237.600	kN/m
	:	1.600	×	2.970	×	25.000	×	2	=	237.600	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.600	×	1.000	×	19.000			=	239.400	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.600	×	18.491	×	10.000			=	2329.866	kN/m
- 수직수압	:	12.600	×	18.491	×	10.000			=	2329.866	kN/m
							∴ Σ		=	6269.758	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 18.491 \times 19.000 + 18.491^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 750.111$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 750.111 = 753.569 kN/m

(3) 저항력

R = 6269.758 + 753.569 = 7023.327 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 12.600 × 27.231 × 10.000

= 3431.106 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 7023.327 / 3431.106

= 2.047 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.600	×	1.400	×	25.000			=	441.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.600	×	1.400	×	25.000			=	441.000	kN/m
- 벽체	:	1.600	×	2.970	×	25.000	×	2	=	237.600	kN/m
	:	1.600	×	2.970	×	25.000	×	2	=	237.600	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.600	×	15.800	×	19.000			=	3782.520	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.600	×	3.691	×	10.000			=	465.066	kN/m
- 수직수압	:	12.600	×	3.691	×	10.000			=	465.066	kN/m
							∴ Σ		=	6083.278	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 863.185$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times 3.691 \times 19.000 + 3.691^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 428.086$ kN/m

∴ $\Sigma = 863.185 + 428.086 = 1291.270$ kN/m

(3) 저항력

$R = 6083.278 + 1291.270 = 7374.548$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.600 \times 12.431 \times 10.000$

$= 1566.306$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 7374.548 / 1566.306$

$= 4.708 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{441.000}{12.600 \times 10.000 \times 1.100} = 3.182 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.182 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{678.600}{12.600 \times 10.000 \times 1.100} = 4.896 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.896 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{684.850}{12.600 \times 10.000 \times 1.100} = 4.941 \text{ m}$$

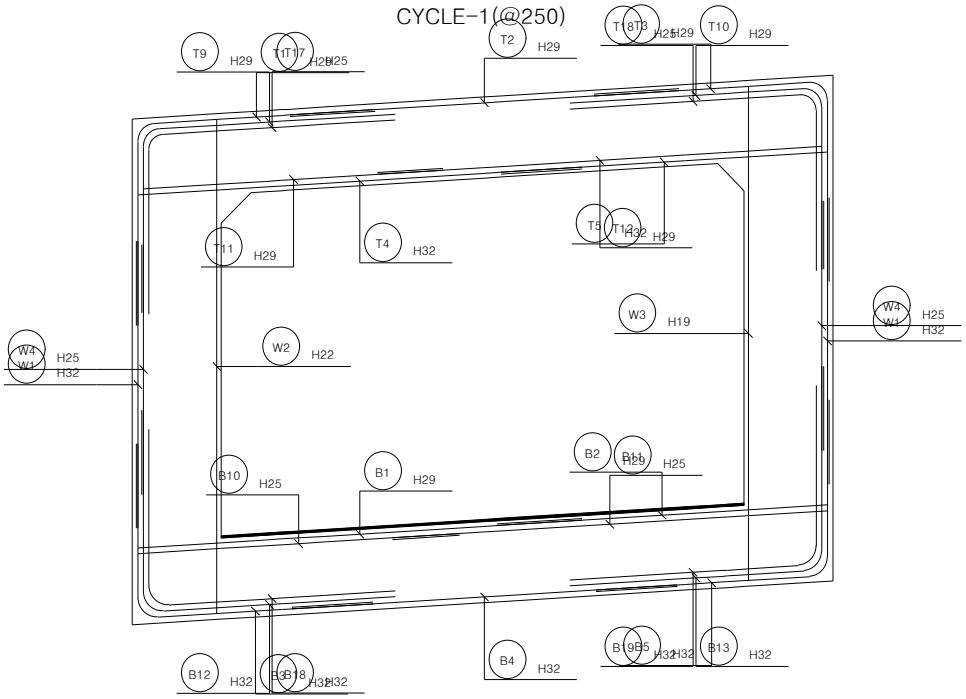
∴ 구조물 저면으로 부터 4.941 m 이하유지

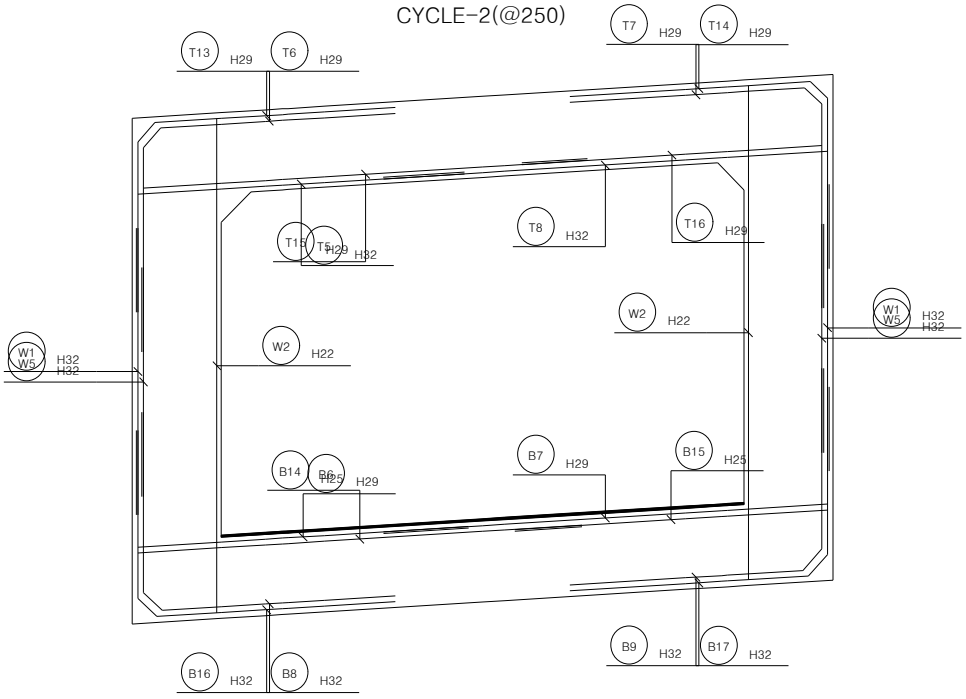
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1363.450}{12.600 \times 10.000 \times 1.100} = 9.837 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 9.837 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
T9 H29
T1 T7 H29 H25
T2 H29
T8 T3 H25 H29
T10 H29
T11 H29
T4 H32
T5 T12 H32 H29
W3 H19
W4 W1 H25 H32
W2 H22
W4 W1 H25 H32
B2 B11 H29 H25
B10 H25
B1 H29
B12 H32
B3 B18 H32 H32
B4 H32
B19 B5 H32 H32
B13 H32


CYCLE-2(@250)
T7 H29
T14 H29
T13 H29
T6 H29
T8 H32
T16 H29
T15 T9 H29 H32
W2 H22
W1 W5 H32 H32
W2 H22
W1 W5 H32 H32
B7 H29
B15 H25
B14 B6 H25 H29
B9 H32
B17 H32
B16 H32
B8 H32

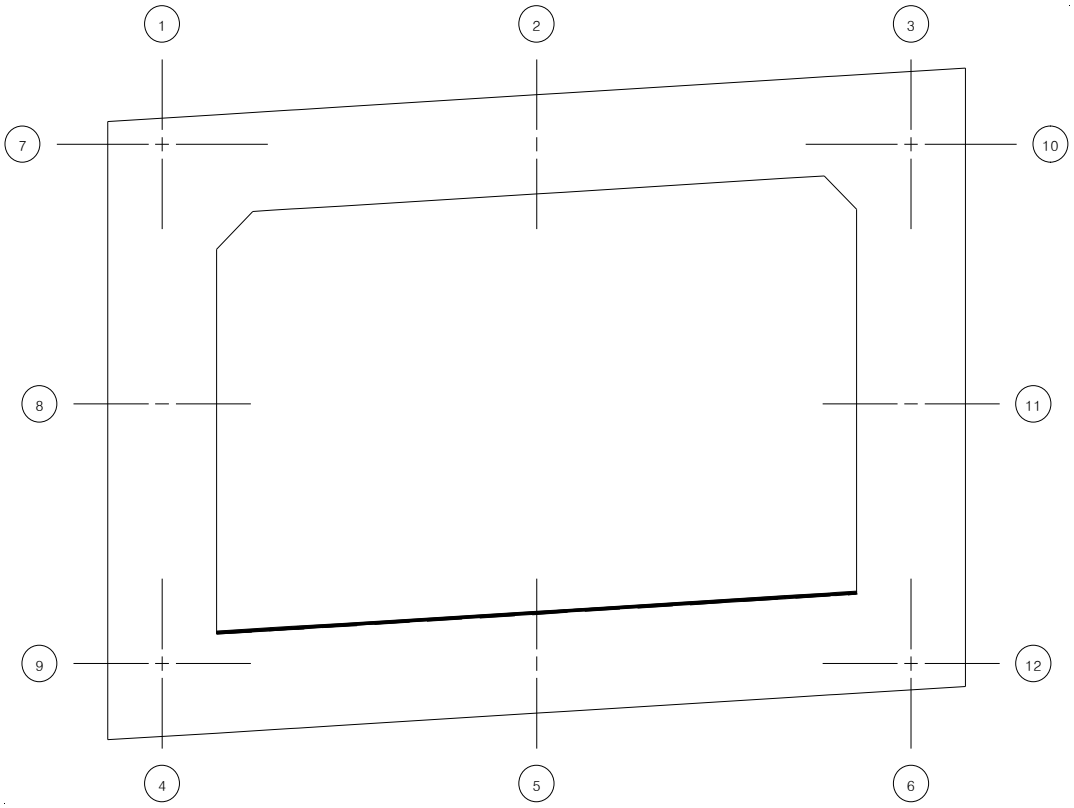
Ramp B BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+140.000 (BLOCK2 : B2)
▣ 토 피(FH) = 17.22 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	457.589	2436	812	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	3145.338	6310.852	2.006	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1417	4857.52	5642.20	10802.68	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.16
		좌측 (하면)	1	1000	1270	2622.75	4571.23	6350.75	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA +	11492.80	1.74
		중앙부	2	1000	1270	4198.21	4571.23	10475.59	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA +	11492.80	1.09
		우측 (상면)	3	1000	1417	4857.52	5642.20	10802.68	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.16
		우측 (하면)	3	1000	1270	2622.75	4571.23	6350.75	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA +	11492.80	1.74
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1287	3716.97	3900.11	9051.50	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.05
		좌측 (하면)	4	1000	1216	5168.23	5991.06	13880.65	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA +	16422.80	1.16
		중앙부	5	1000	1287	3320.45	3900.11	8026.54	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.17
		우측 (상면)	6	1000	1287	3716.97	3900.11	9051.50	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.05
		우측 (하면)	6	1000	1216	5168.23	5991.06	13880.65	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA +	16422.80	1.16
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1617	6025.28	10124.82	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15804.00	1.68
		상부 (내측)	7	1000	1520	2778.70	5436.62	-	H22 - 8.0EA	15804.00	1.96
		중앙부 (외측)	8	1000	1464	3738.13	8120.40	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	12020.00	2.17
		중앙부 (내측)	8	1000	1520	1140.12	6679.43	-	H22 - 8.0EA	12020.00	5.86
		하부 (외측)	9	1000	1413	5722.24	9301.90	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA +	18912.40	1.63
		하부 (내측)	9	1000	1520	3626.05	3853.52	-	H22 - 8.0EA	18912.40	1.06

우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1617	6029.59	10122.19	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15804.00	1.68
		상부 (내측)	10	1000	1520	2778.70	5436.62	-	H22 - 8.0EA	15804.00	1.96
		중앙부 (외측)	11	1000	1464	3737.92	8120.32	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	12020.00	2.17
		중앙부 (내측)	11	1000	1520	1140.12	6679.43	-	H22 - 8.0EA	12020.00	5.86
		하부 (외측)	12	1000	1416	5727.64	9546.74	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA +	19519.60	1.67
		하부 (내측)	12	1000	1520	3626.05	3833.29	-	H22 - 8.0EA	19519.60	1.06

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	811.9	2210.6	2244.40	2.00	559.47	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	824.9	607.0	1552.60	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	811.9	2210.6	2244.40	2.00	559.47	H19	150	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	835.7	1817.4	2310.23	2.00	381.47	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	5	835.7	673.0	1572.97	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	6	835.7	1817.7	2310.23	2.00	381.59	H19	150	573.00	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1081.4	1159.5	1657.31	2.00	53.90	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	8	1098.8	1377.6	1680.43	2.00	190.40	H16	300	397.20	O.K
		하부	9	1066.7	2021.0	2189.08	2.00	337.72	H16	150	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1081.4	1159.5	1657.31	2.00	53.90	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	1098.8	1378.0	1680.43	2.00	190.65	H16	300	397.20	O.K
		하부	12	1069.1	2021.0	2194.07	2.00	336.10	H16	150	397.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	351.725	O.K	2.814
		좌측 (하면)	1	1270	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1270	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	281.179	O.K	2.249
		우측 (상면)	3	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	351.160	O.K	2.809
		우측 (하면)	3	1270	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-

하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1287	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측(하면)	4	1216	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	318.044	O.K	2.544
		중앙부	5	1287	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	310.993	O.K	2.488
		우측(상면)	6	1287	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측(하면)	6	1216	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	317.513	O.K	2.540
좌측벽체	1층	상부	7	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	255.947	O.K	2.048
		상부	7	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1464	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	248.232	O.K	1.986
		중앙부	8	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1413	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	313.372	O.K	2.507
		하부	9	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	255.648	O.K	2.045
		상부	10	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1464	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	248.253	O.K	1.986
		중앙부	11	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1416	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	333.296	O.K	2.666
		하부	12	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 17.223 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

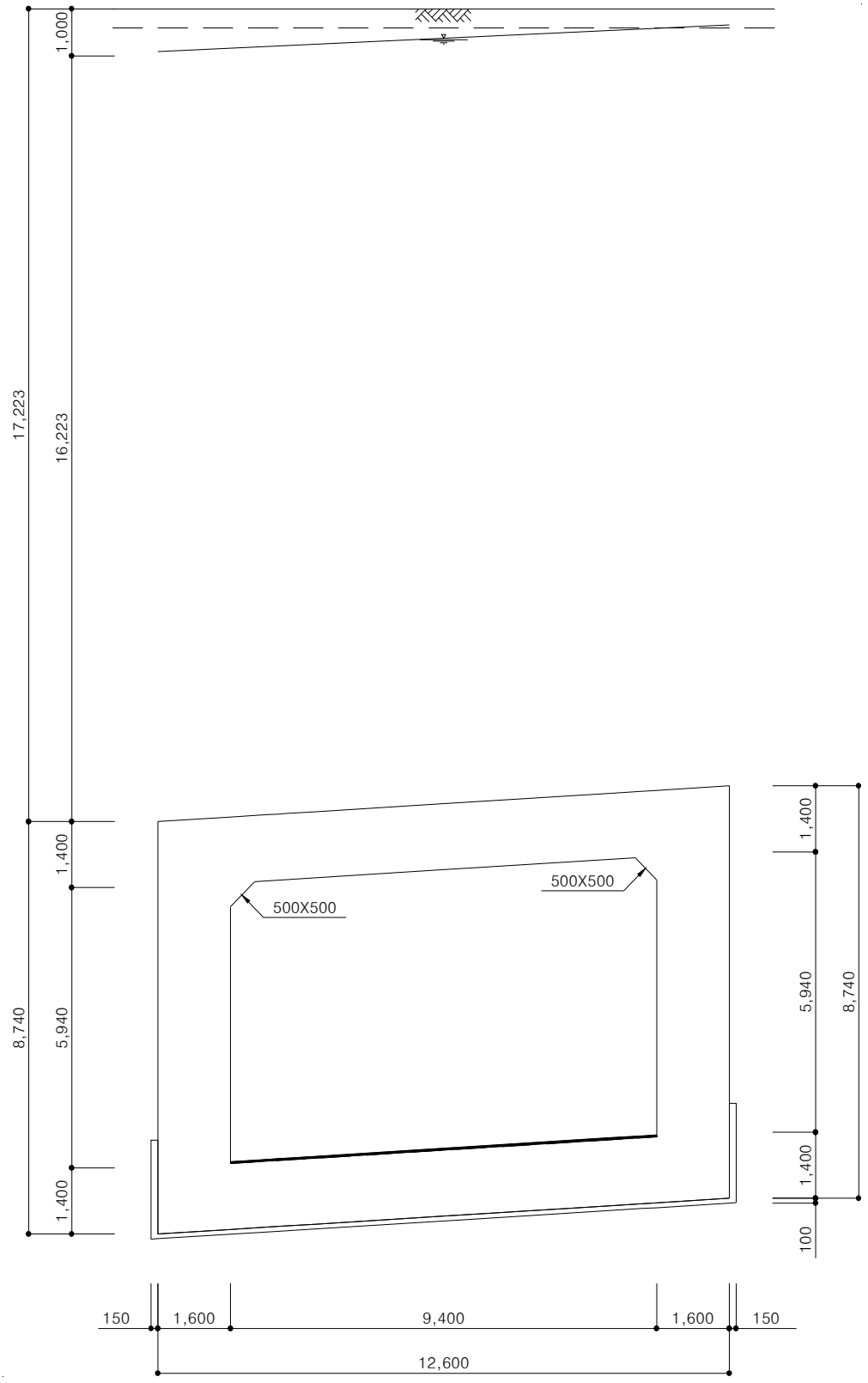
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
17,223
16,223
1,400
8,740
5,940
1,400
500X500
500X500
1,400
5,940
8,740
1,400
100
150
1,600
9,400
1,600
150
12,600

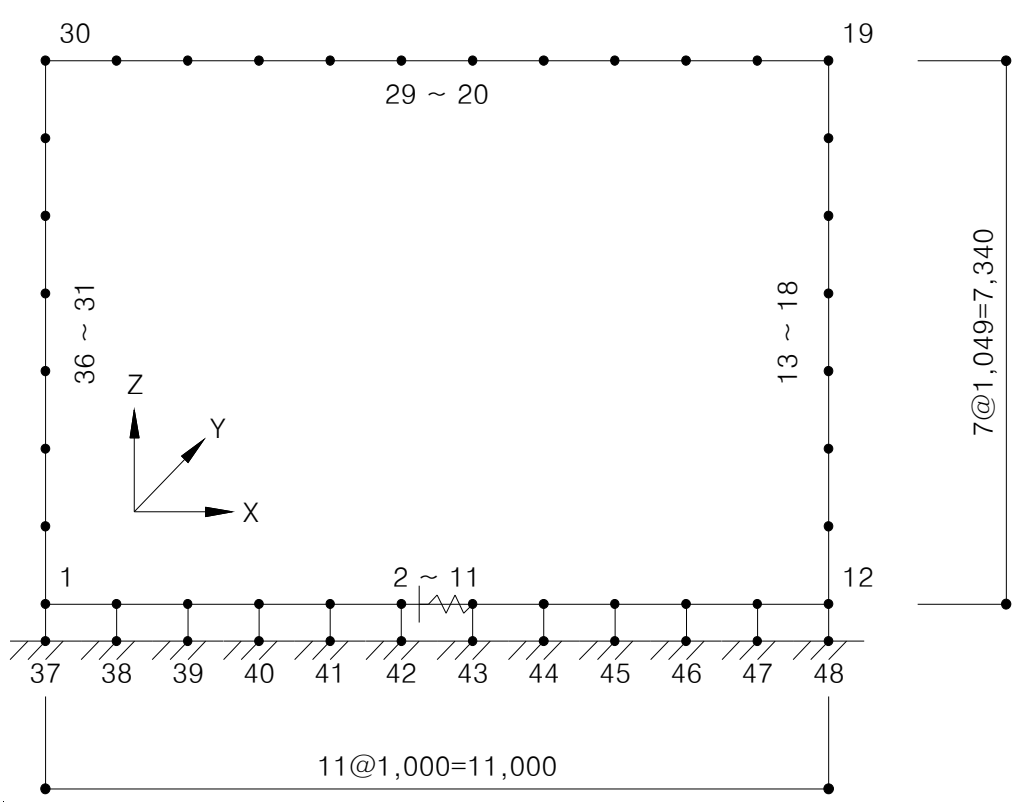
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

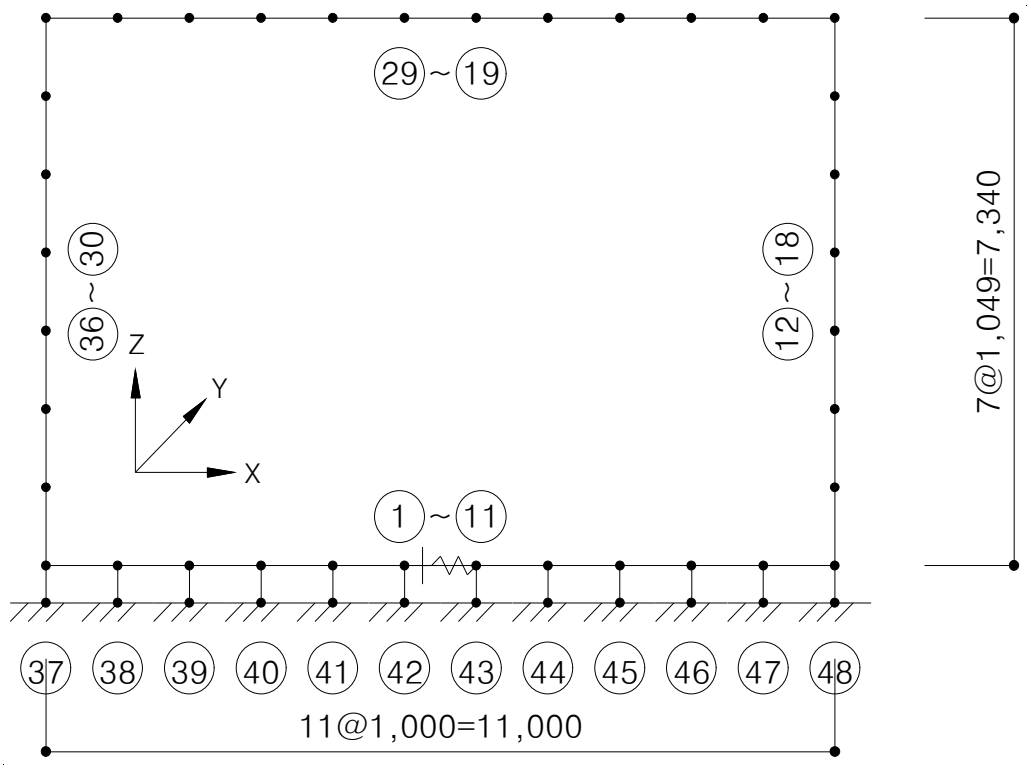
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

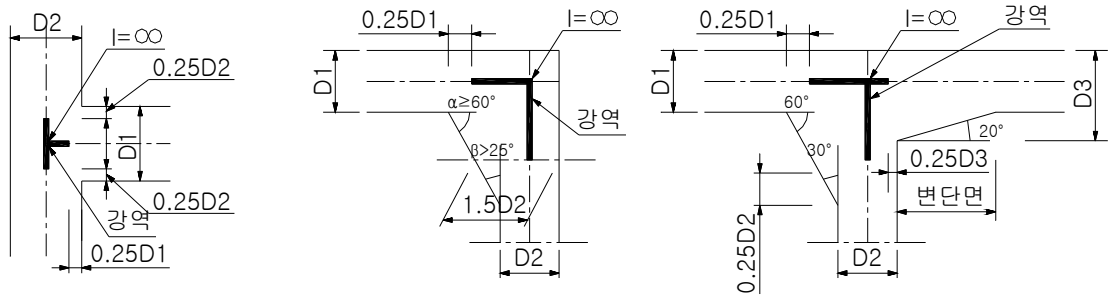
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~11,19~29
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	12~18,30~36

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	25	5.000	7.840
2	1.000	0.500	26	4.000	7.840
3	2.000	0.500	27	3.000	7.840
4	3.000	0.500	28	2.000	7.840
5	4.000	0.500	29	1.000	7.840
6	5.000	0.500	30	0.000	7.840
7	6.000	0.500	31	0.000	6.791
8	7.000	0.500	32	0.000	5.743
9	8.000	0.500	33	0.000	4.694
10	9.000	0.500	34	0.000	3.646
11	10.000	0.500	35	0.000	2.597
12	11.000	0.500	36	0.000	1.549
13	11.000	1.549	37	0.000	0.000
14	11.000	2.597	38	1.000	0.000
15	11.000	3.646	39	2.000	0.000
16	11.000	4.694	40	3.000	0.000
17	11.000	5.743	41	4.000	0.000
18	11.000	6.791	42	5.000	0.000
19	11.000	7.840	43	6.000	0.000
20	10.000	7.840	44	7.000	0.000
21	9.000	7.840	45	8.000	0.000
22	8.000	7.840	46	9.000	0.000
23	7.000	7.840	47	10.000	0.000
24	6.000	7.840	48	11.000	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

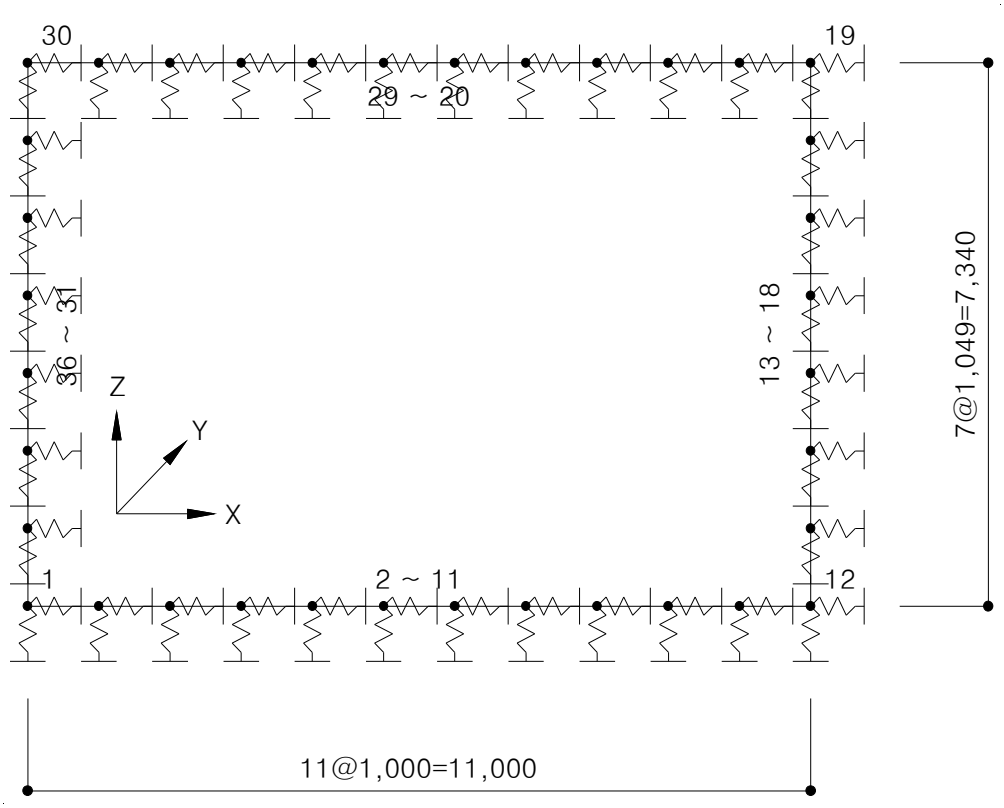
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

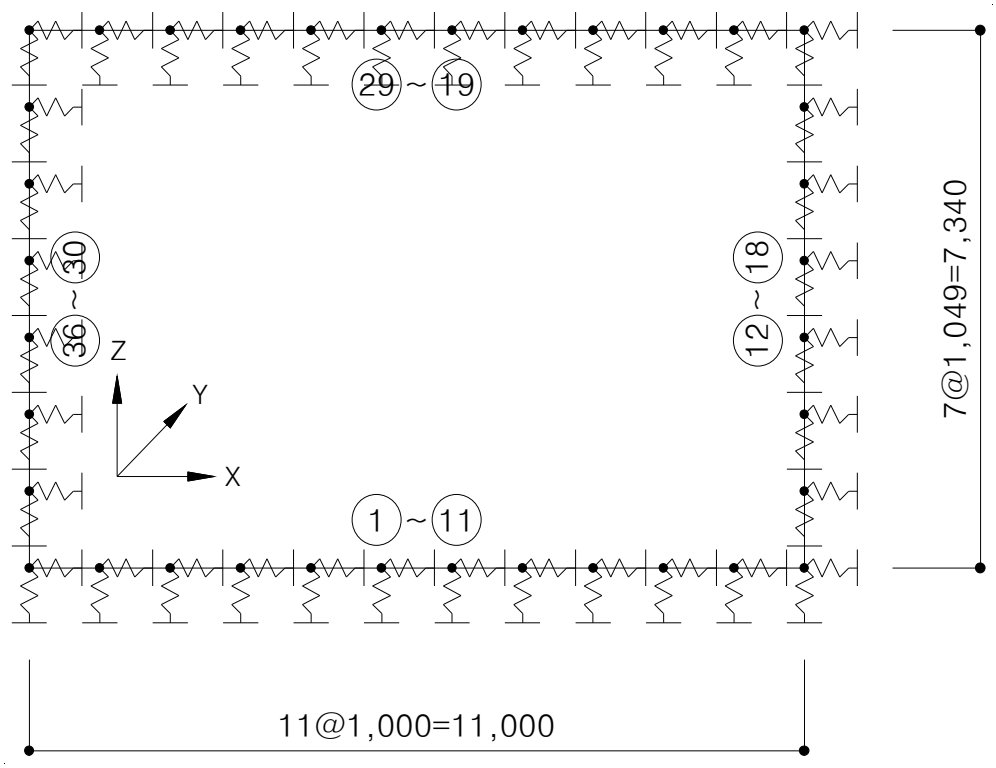
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

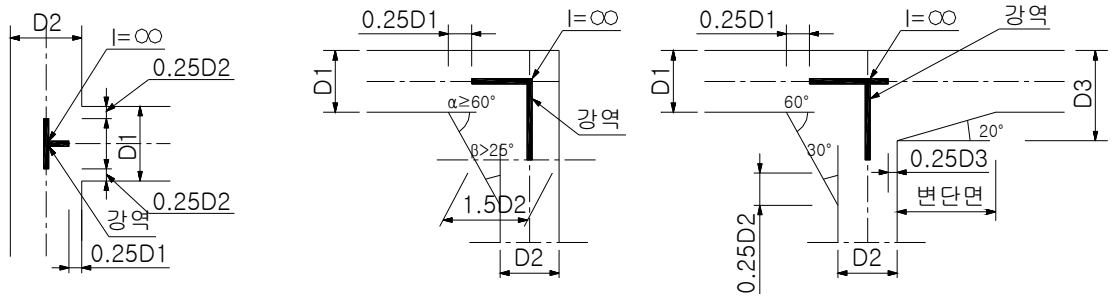
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~11,19~29
2	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	12~18,30~36

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	19	11.000	7.340
2	1.000	0.000	20	10.000	7.340
3	2.000	0.000	21	9.000	7.340
4	3.000	0.000	22	8.000	7.340
5	4.000	0.000	23	7.000	7.340
6	5.000	0.000	24	6.000	7.340
7	6.000	0.000	25	5.000	7.340
8	7.000	0.000	26	4.000	7.340
9	8.000	0.000	27	3.000	7.340
10	9.000	0.000	28	2.000	7.340
11	10.000	0.000	29	1.000	7.340
12	11.000	0.000	30	0.000	7.340
13	11.000	1.049	31	0.000	6.291
14	11.000	2.097	32	0.000	5.243
15	11.000	3.146	33	0.000	4.194
16	11.000	4.194	34	0.000	3.146
17	11.000	5.243	35	0.000	2.097
18	11.000	6.291	36	0.000	1.049

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 30 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 30 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 19 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1600 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 19 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1600 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

(7) 12 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(8) 12 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1600 = 300 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 300000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.60 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 300000 = 1000000.00 kN/m³

Kv = 1000000.000 × (12.600 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 60612.62 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.000/2) = 78796 kN/m	1,12
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 60613 kN/m	2~11
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 16.522 ~ -6.090, N=31)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $31^{1/3}$ = 251.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 251.3 = 251.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 251.3^2 = 128750.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 128750.0 = 339900.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $31^{1/3}$ = 251.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 251.3 = 201.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 201.0^2 = 82367.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 82367.0 = 217448.9 kN/m²

(2) 풍화토 (EL. : -6.090 ~ -7.790, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

(3) 풍화암 (EL. : -7.790 ~ -10.790, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.3) × 177060.0 = 460356.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.3) × 113357.0 = 294728.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 339900.0 = 2266000.00 kN/m³

Kv = 2266000.000 × (12.600 / 0.3) $^{-3/4}$ = 137348.19 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 137348.190 = 45782.73 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 460356.0 = 3069040.00 kN/m³

Kv = 3069040.000 × (12.600 / 0.3) $^{-3/4}$ = 186022.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 186022.540 = 62007.51 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 339900.0 = 2266000.00 kN/m³

Kh = 2266000.000 × (8.740 / 0.3) $^{-3/4}$ = 180703.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 180703.790 = 60234.60 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 248508.07 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 248508.070 = 82836.02 kN/m³

(5) 측벽 : 제4토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 460356.0 = 3069040.00 kN/m³

Kh = 3069040.000 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 244742.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 244742.790 = 81580.93 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 137348 kN/m	20~29
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 45783 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 260578 kN/m	13~14,35,36
Kss1	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 86859 kN/m	
Kh2	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 189481 kN/m	15~18,31~34
Kss2	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 63160 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 186023 kN/m	2~11
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 62008 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.000/2) = 241829 kN/m	1,12
Ksb1	Kh x (1.049/2 + 1.400/2) = 299635 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.600/2) = 178553 kN/m	19,30
Ksb2	Kh x (1.049/2 + 1.400/2) = 221233 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kv = 1449659.330 × (12.600 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 87867.65 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 87867.650 = 29289.22 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제4토층 , 풍화암

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.600 × 12.600) = 12.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 294728.2 = 1964854.67 kN/m³

Kv = 1964854.670 × (12.600 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 119094.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 119094.980 = 39698.33 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kh = 1449659.330 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 115604.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 115604.120 = 38534.71 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 159099.35 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 159099.350 = 53033.12 kN/m³

(5) 측벽 : 제4토층 , 풍화암

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.740 × 8.740) = 8.740 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 294728.2 = 1964854.67 kN/m³

Kh = 1964854.670 × (8.740 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 156688.74 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 156688.740 = 52229.58 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 87868 kN/m	20~29
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 29289 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 166827 kN/m	13~14,35,36
Kss1	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 55609 kN/m	
Kh2	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 121219 kN/m	15~18,31~34
Kss2	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 40406 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 119095 kN/m	2~11
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 39698 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.600/2 + 1.000/2) = 154823 kN/m	1,12
Ksb1	Kh x (1.049/2 + 1.400/2) = 191832 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.600/2) = 114228 kN/m	19,30
Ksb2	Kh x (1.049/2 + 1.400/2) = 141532 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 16.723 × 19.00		=	317.737 kN/m²
		∴ Total Wd1	=	329.237 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		=	11.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		=	9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 16.223 × 10.00		=	162.230 kN/m²
		∴ Total Wd2	=	183.230 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 17.223m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 17.423 × 19.000) × 0.500 = 171.269 kN/m²
Wh2 = 171.269 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 181.231 kN/m²
Wh3 = 181.231 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 191.191 kN/m²
Wh4 = 191.191 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 201.153 kN/m²
Wh5 = 201.153 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 211.115 kN/m²
Wh6 = 211.115 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 221.077 kN/m²
Wh7 = 221.077 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 231.037 kN/m²
Wh8 = 231.037 + 1.049 × 19.000 × 0.500 = 240.999 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 16.923 × 10.00 = 95.115 kN/m²
Wh2 = 95.115 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 100.358 kN/m²
Wh3 = 100.358 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 105.601 kN/m²
Wh4 = 105.601 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 110.844 kN/m²
Wh5 = 110.844 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 116.086 kN/m²
Wh6 = 116.086 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 121.329 kN/m²
Wh7 = 121.329 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 126.572 kN/m²
Wh8 = 126.572 + 1.049 × 10.000 × 0.500 = 131.815 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 16.223 × 10.000 = 162.230 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 16.923 × 10.000 = 169.230 kN/m²
Ww3 = 169.230 + 1.049 × 10.000 = 179.716 kN/m²
Ww4 = 179.716 + 1.049 × 10.000 = 190.201 kN/m²
Ww5 = 190.201 + 1.049 × 10.000 = 200.687 kN/m²
Ww6 = 200.687 + 1.049 × 10.000 = 211.173 kN/m²
Ww7 = 211.173 + 1.049 × 10.000 = 221.659 kN/m²
Ww8 = 221.659 + 1.049 × 10.000 = 232.144 kN/m²
Ww9 = 232.144 + 1.049 × 10.000 = 242.630 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (17.223 + 8.740 - 1.000) × 10.000 = 249.630 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.312	248.600	198.900	19.000	0.005	0.006
매립토	4.200	145.400	116.300	19.000	0.116	0.144
퇴적토	18.100	251.300	201.000	20.000	0.288	0.360
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	2.688	248.600	198.900	20.000	0.043	0.054
계					0.516	0.644

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.516 = 0.645	1.25 Tg' = 1.25 × 0.644 = 0.805

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

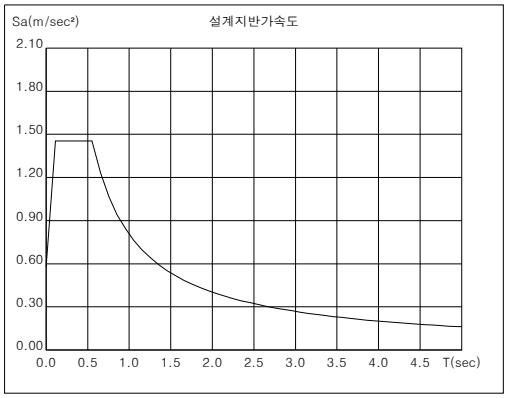
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.248 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.048 m/s²

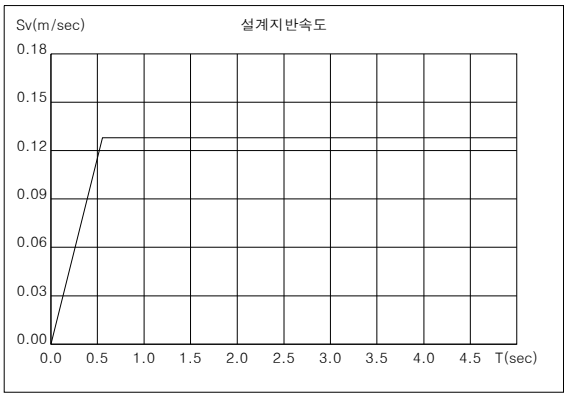
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.645 / 2π × 1.248 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.805 / 2π × 2.048 = 0.262 m/s

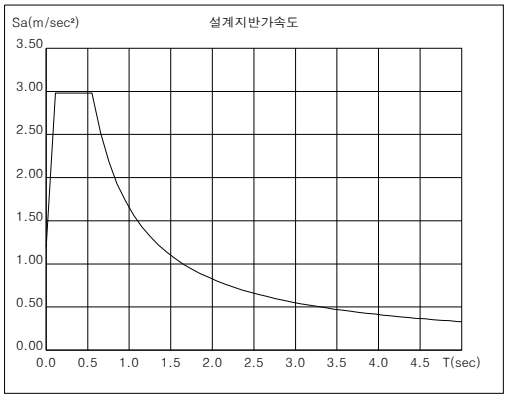
6) 설계응답 응답스펙트럼

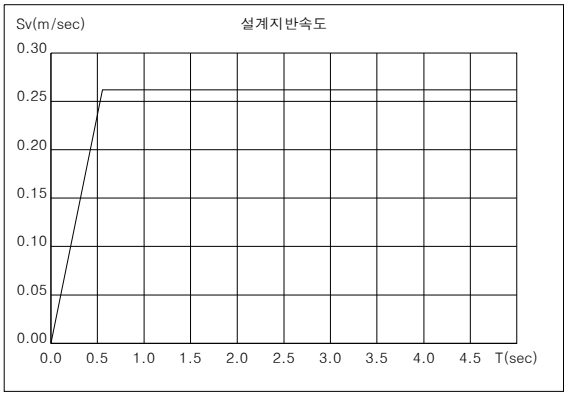
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 17.923 m
- 하부슬래브 EL. = 25.263 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 17.923 / (2 \times 30.000)) = 0.009888$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 25.263 / (2 \times 30.000)) = 0.004107$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.805 \times \cos(\pi \times 17.923 / (2 \times 30.000)) = 0.025261$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.805 \times \cos(\pi \times 25.263 / (2 \times 30.000)) = 0.010492$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 45782.730 \times (0.009888 - 0.004107)$ $= 264.670\ kN/m^2$	$Po = 29289.220 \times (0.025261 - 0.010492)$ $= 432.572\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
17.923	180703.790	0.009888	0.005781	1044.649
18.972	180703.790	0.009132	0.005025	908.037
20.020	180703.790	0.008350	0.004243	766.726
21.069	180703.790	0.007541	0.003434	620.537
22.117	180703.790	0.006711	0.002604	470.553
23.166	248508.070	0.005860	0.001753	435.635
24.214	248508.070	0.004991	0.000884	219.681
25.263	244742.790	0.004107	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
17.923	115604.120	0.025261	0.014769	1707.357
18.972	115604.120	0.023330	0.012838	1484.126
20.020	115604.120	0.021331	0.010839	1253.033
21.069	115604.120	0.019266	0.008774	1014.311
22.117	115604.120	0.017144	0.006652	768.999
23.166	159099.350	0.014969	0.004477	712.288
24.214	159099.350	0.012751	0.002259	359.405
25.263	156688.740	0.010492	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	$128750.000 \times 0.000687 = 88.450$	$82367.000 \times 0.001755 = 144.550$
Vb	$177060.000 \times 0.000841 = 148.910$	$113357.000 \times 0.002148 = 243.490$
Vs	$(88.450 + 148.910) / 2 = 118.680$	$(144.550 + 243.490) / 2 = 194.020$

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×17.923) = 1.894	fu = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×17.923) = 4.657

② 하부슬래브

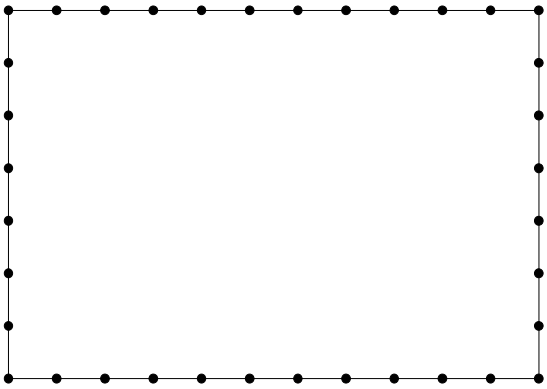
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×25.263) = 1.609	fb = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×25.263) = 3.956

③ 측벽

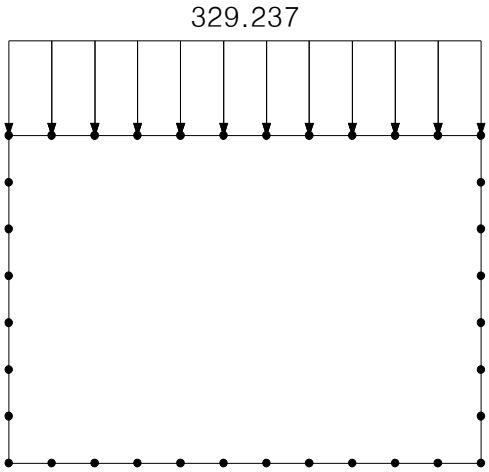
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×17.923) = 2.164	f1 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×17.923) = 5.323
f2 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×18.972) = 2.118	f2 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×18.972) = 5.208
f3 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×20.020) = 2.071	f3 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×20.020) = 5.094
f4 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×21.069) = 2.025	f4 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×21.069) = 4.979
f5 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×22.117) = 1.978	f5 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×22.117) = 4.865
f6 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×23.166) = 1.931	f6 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×23.166) = 4.750
f7 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×24.214) = 1.885	f7 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×24.214) = 4.636
f8 = 1.600×25.000×0.074×(1-0.015×25.263) = 1.838	f8 = 1.600×25.000×0.182×(1-0.015×25.263) = 4.521

10. 하 중 재 하 (상시)

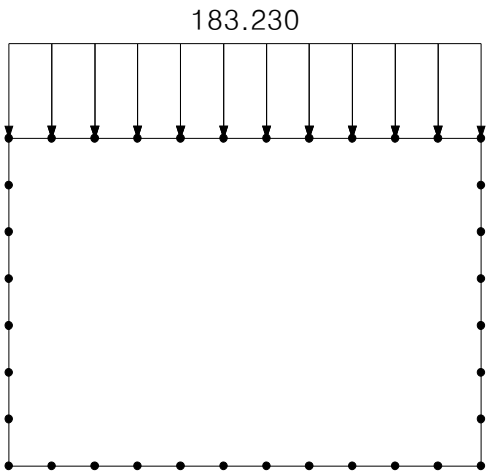
1) CASE1 - 구체자중(SW)



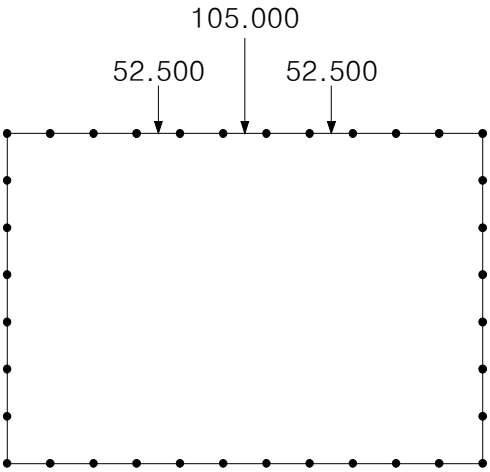
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



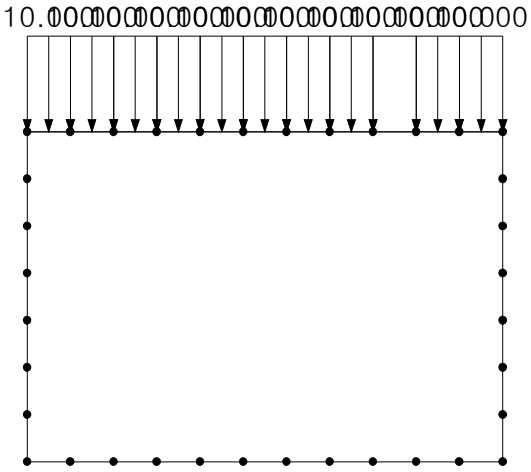
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



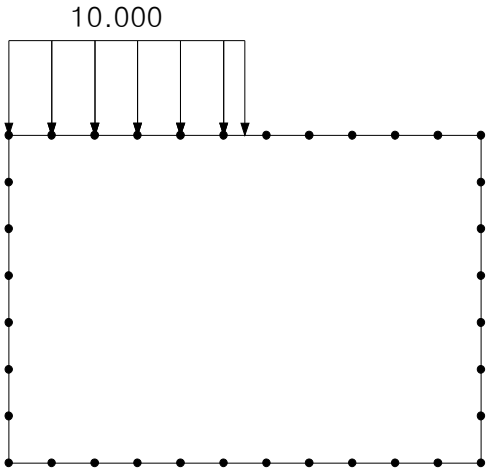
4) CASE4 - 제트팬(ZP)



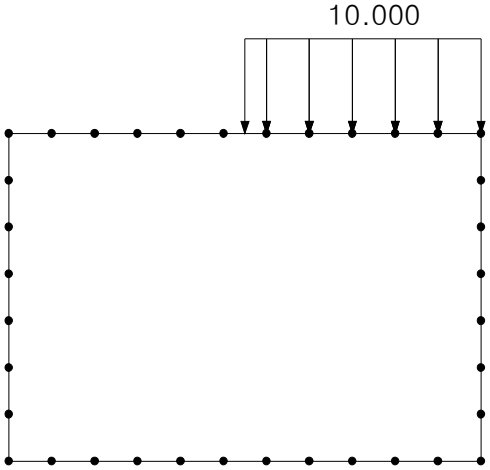
5) CASE5 - 만재활하중(LIVEFU)



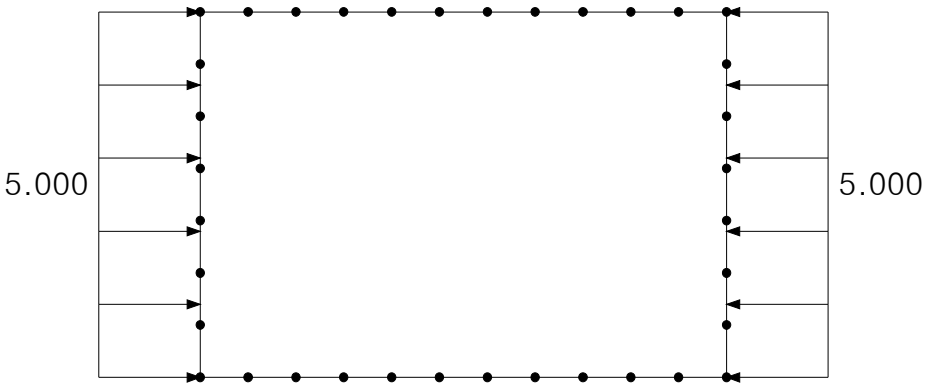
6) CASE6 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



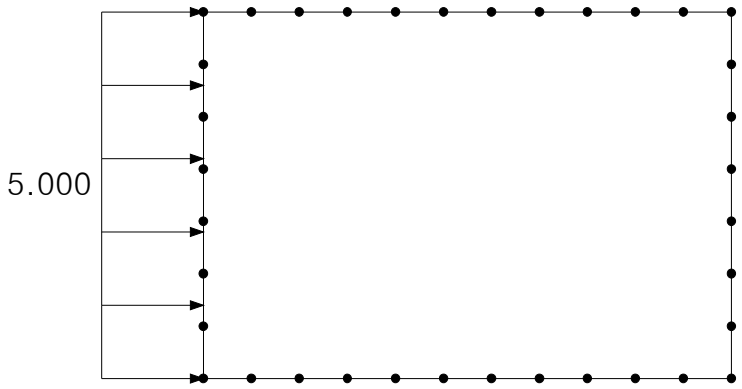
7) CASE7 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



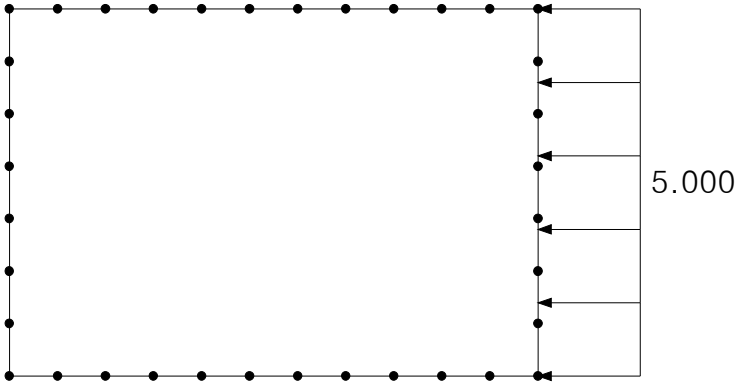
8) CASE8 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



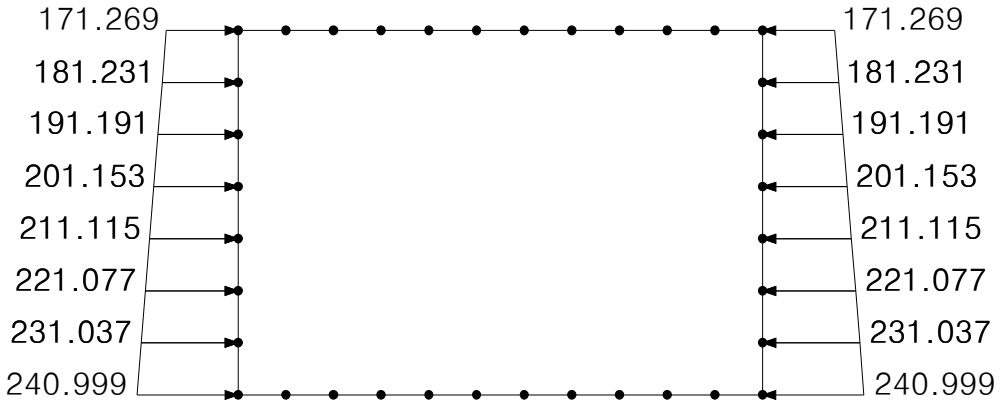
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



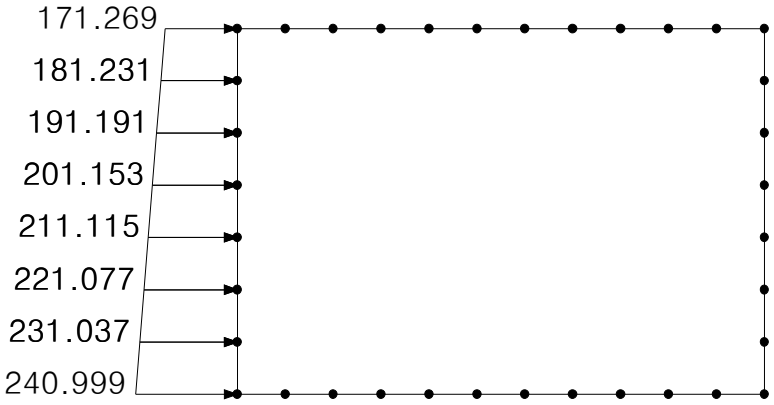
10) CASE10 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



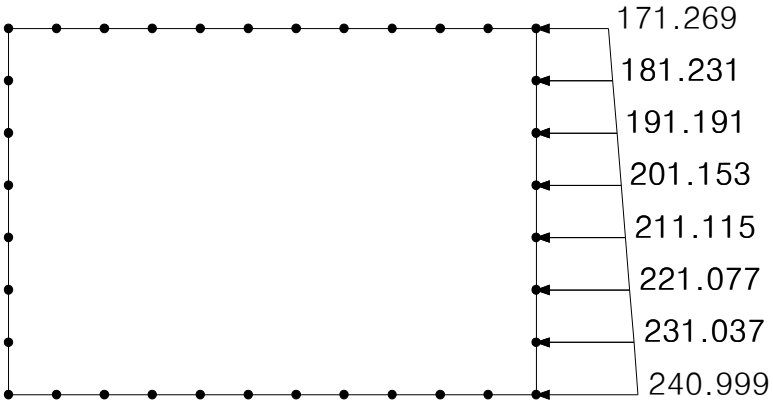
11) CASE11 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



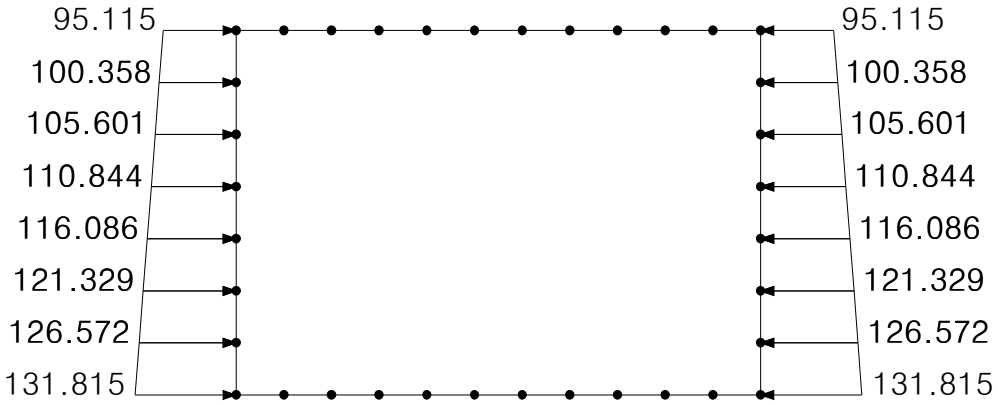
12) CASE12 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



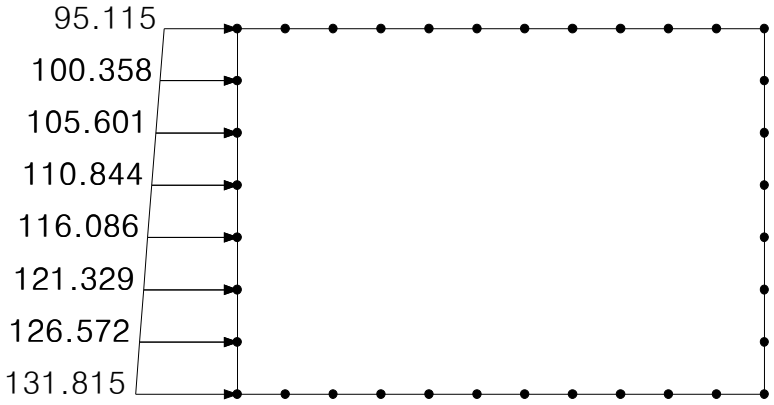
13) CASE13 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



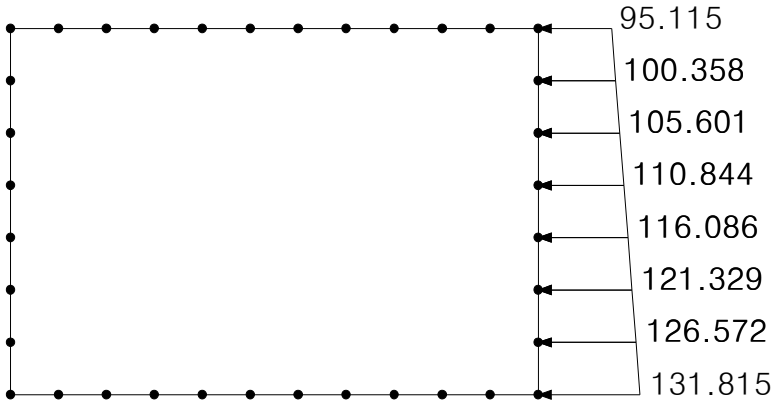
14) CASE14 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



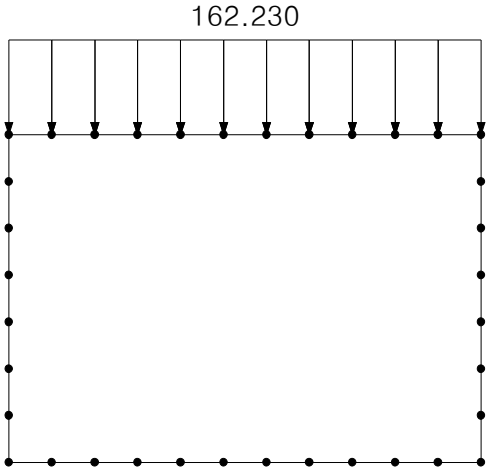
15) CASE15 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



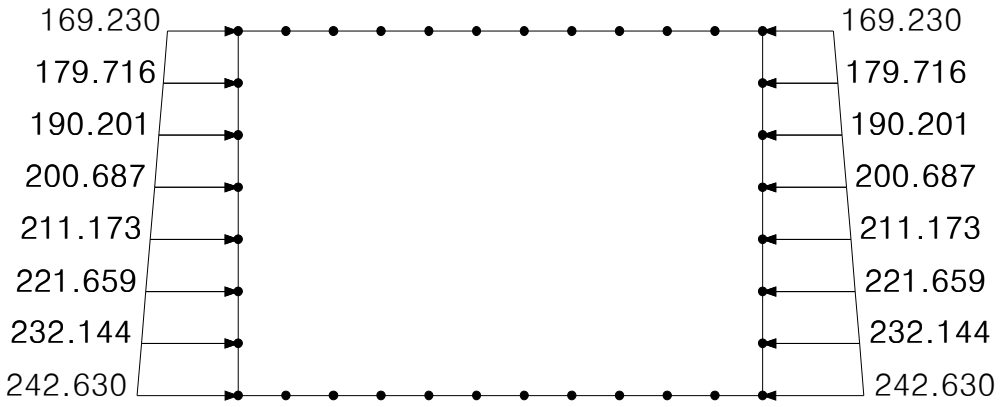
16) CASE16 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



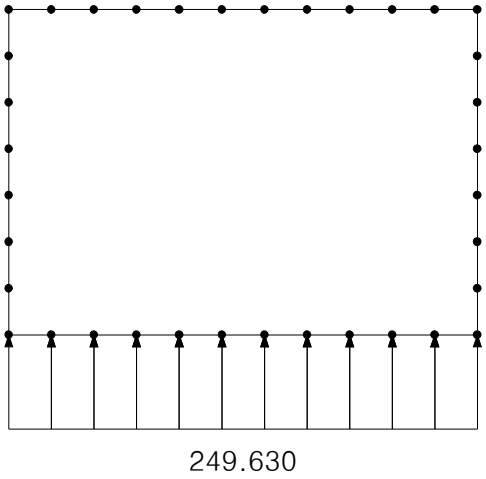
17) CASE17 - 연직수압(WATERV)



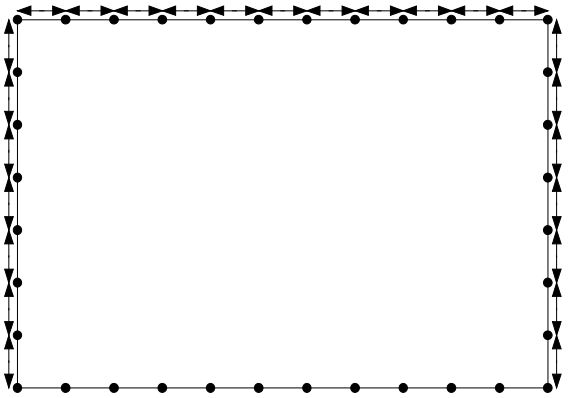
18) CASE18 - 수평수압(WATERH)



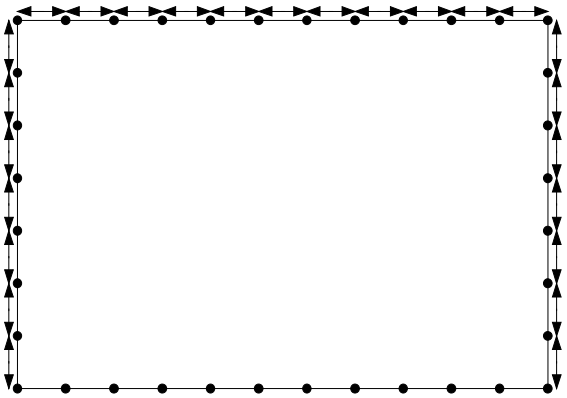
19) CASE19 - 부력(BUOYANCY)



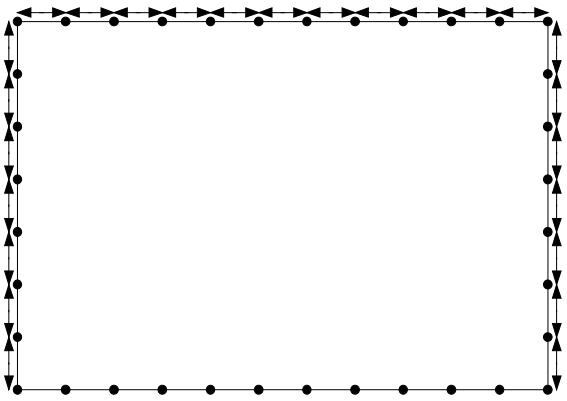
20) CASE20 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



21) CASE21 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

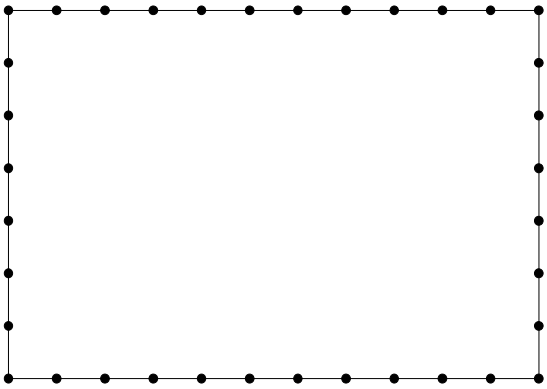


22) CASE22 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

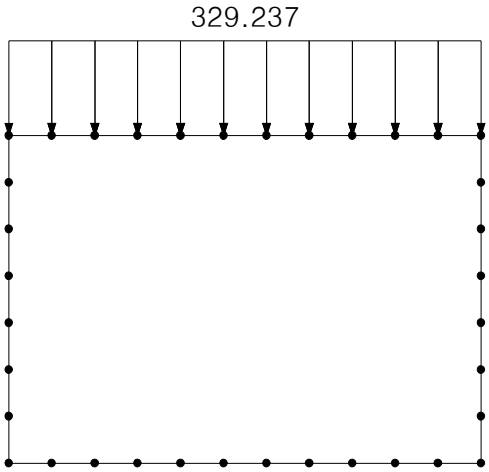


11. 하중 재하 (기능수행)

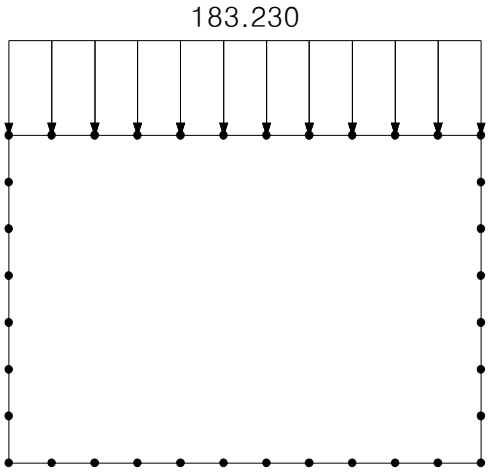
1) CASE1 - 구체자중(SW)



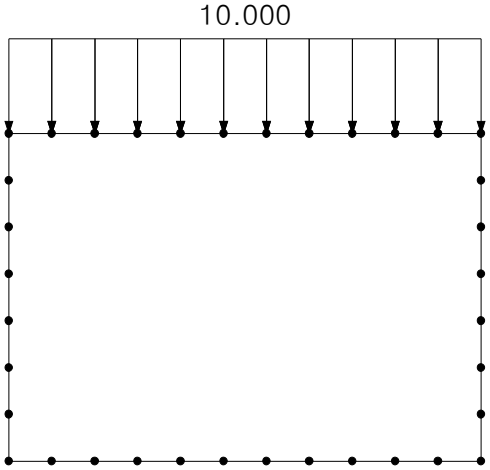
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



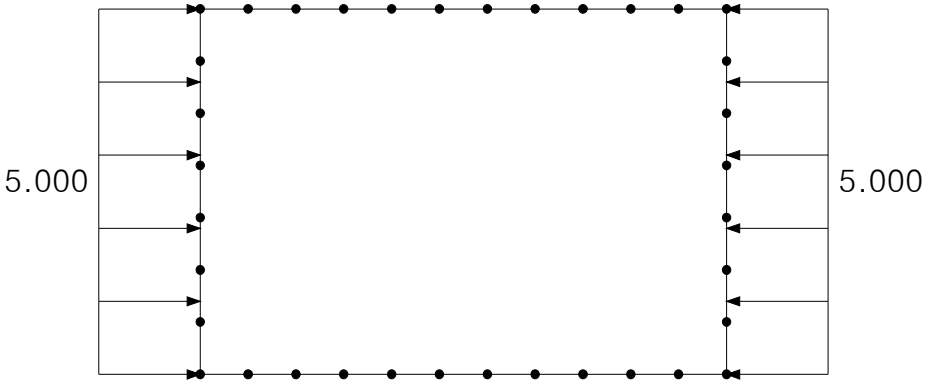
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



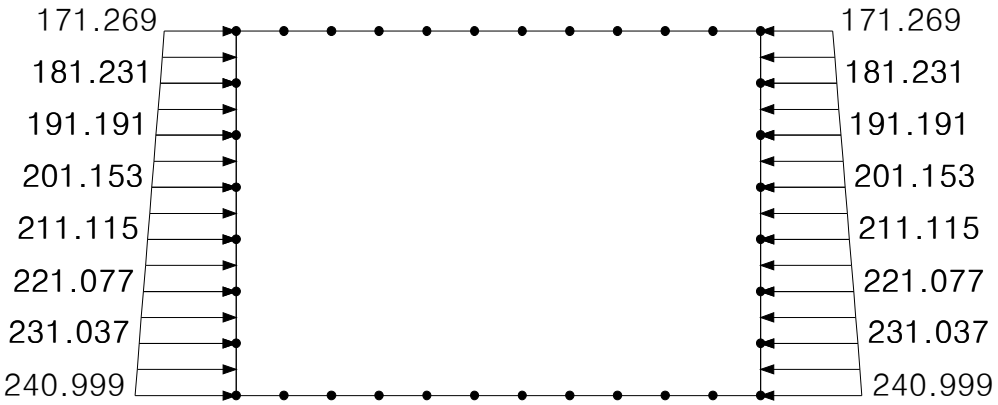
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



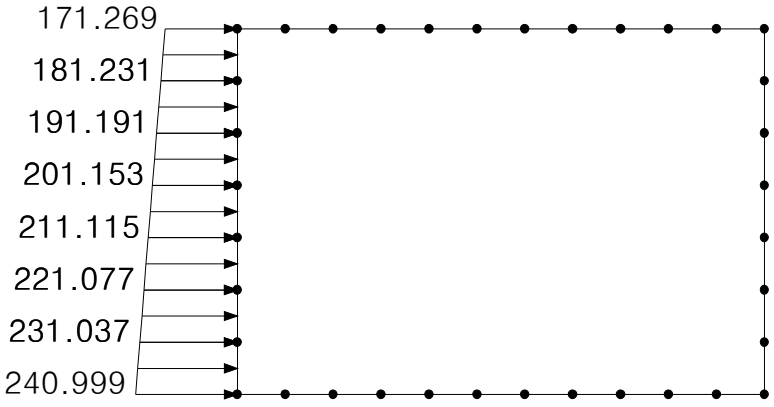
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



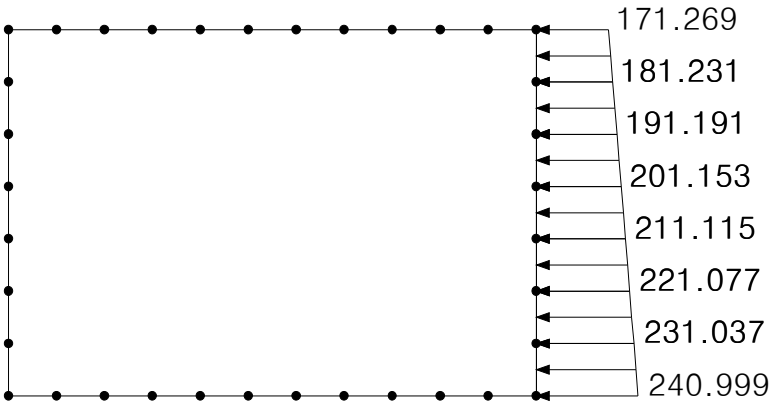
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



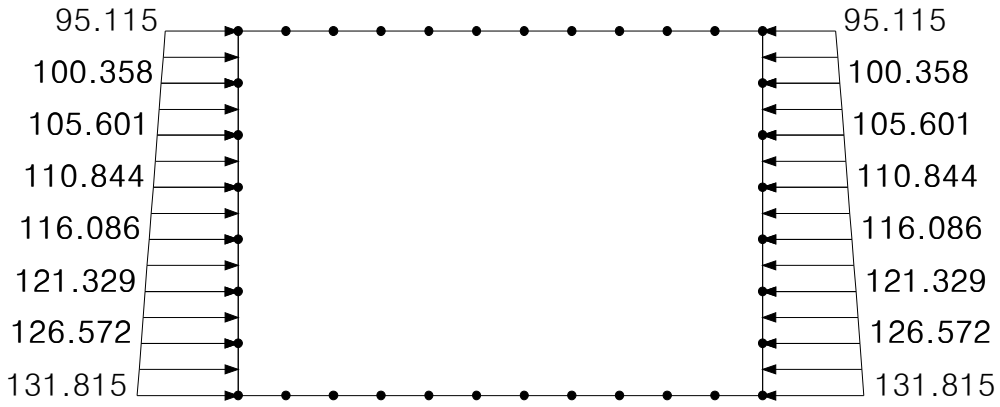
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



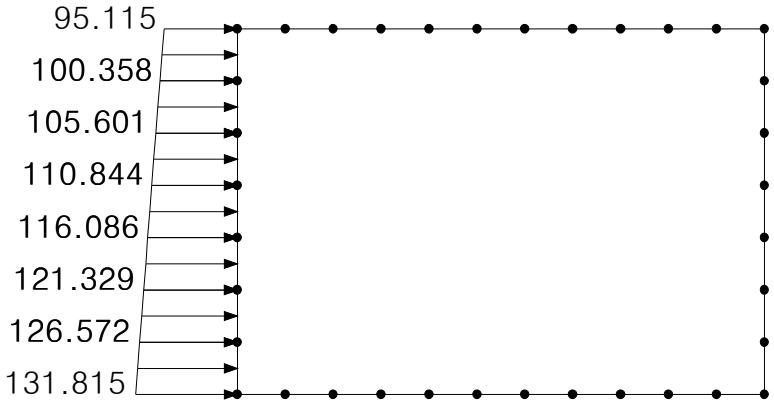
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



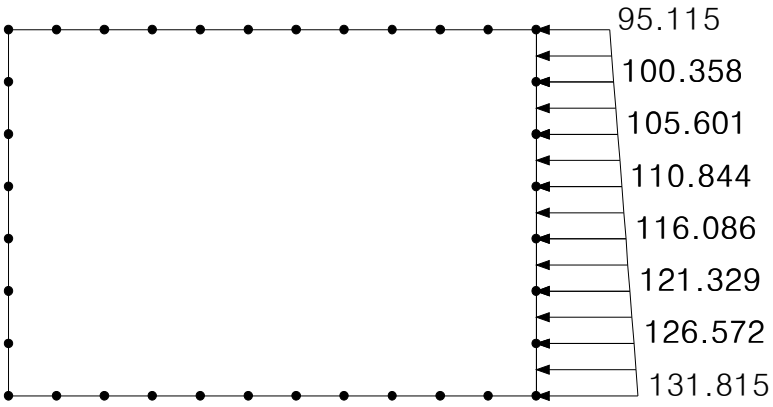
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



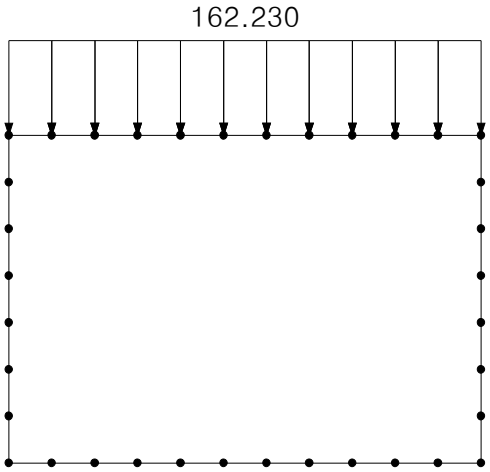
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



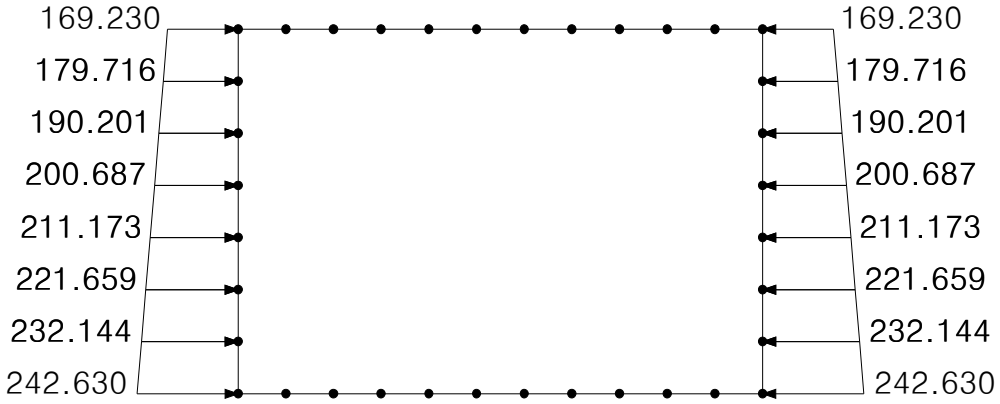
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



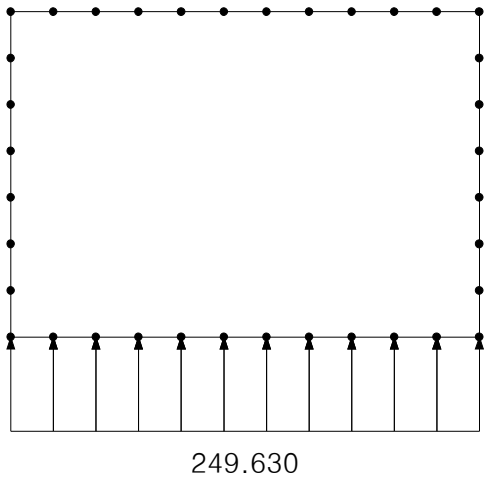
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

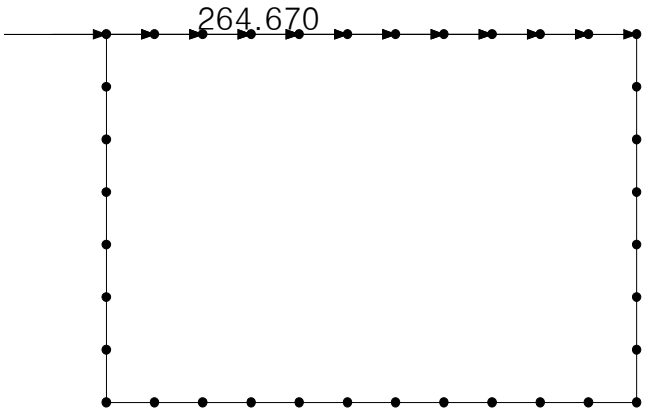


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

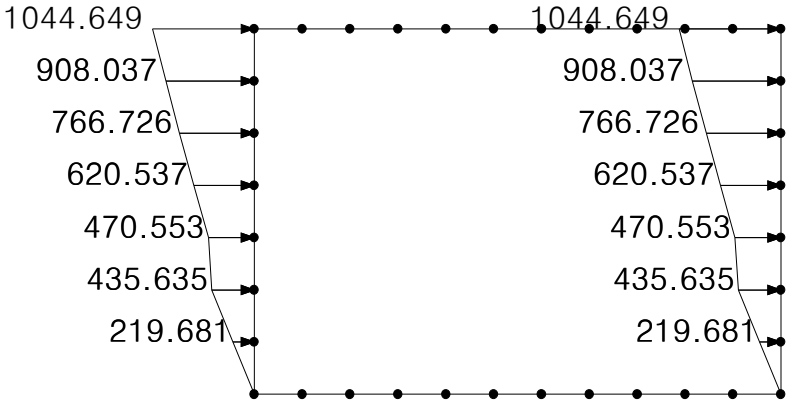


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

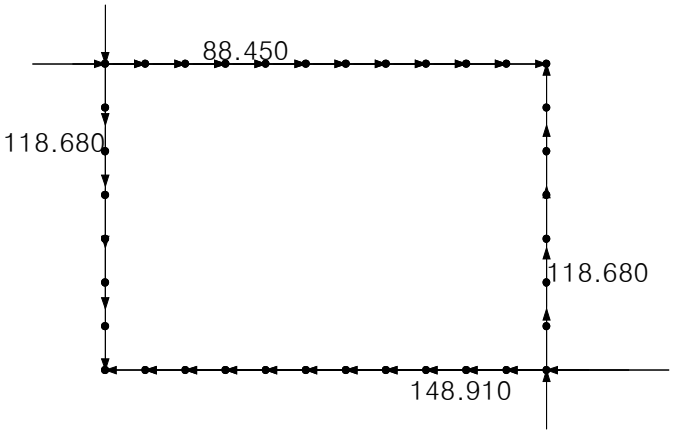
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



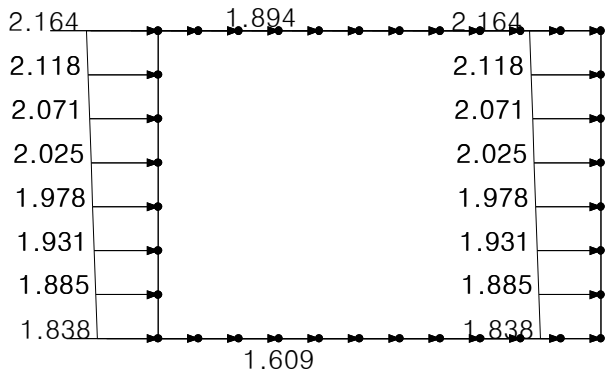
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

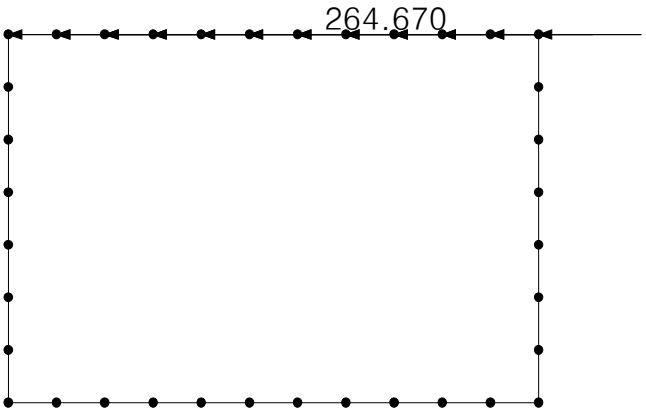


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

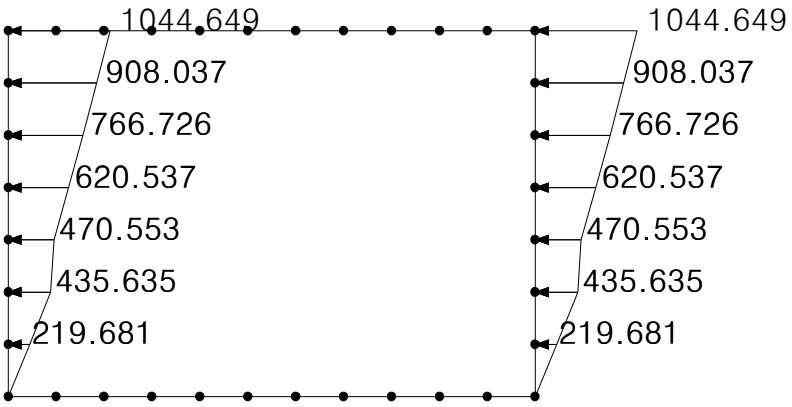


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

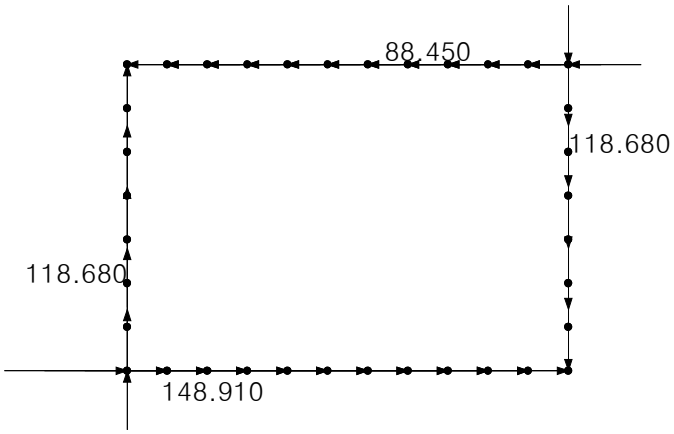
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



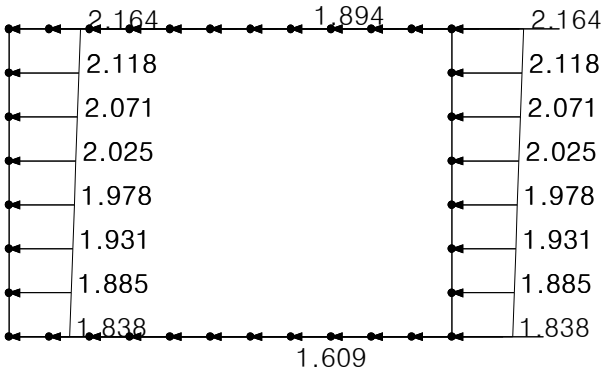
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

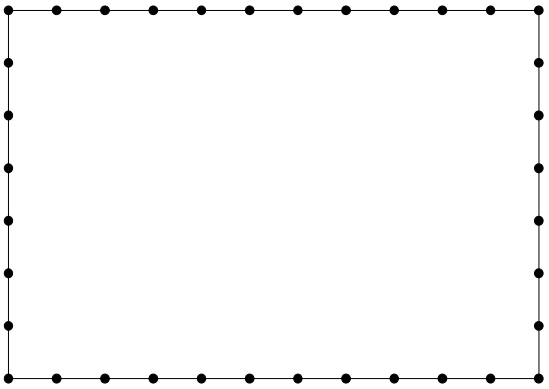


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

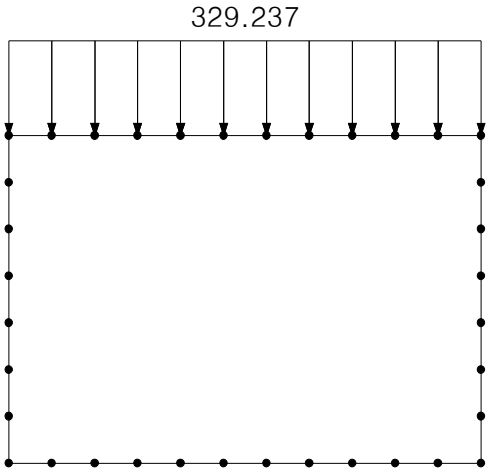


12. 하중 재하 (붕괴방지)

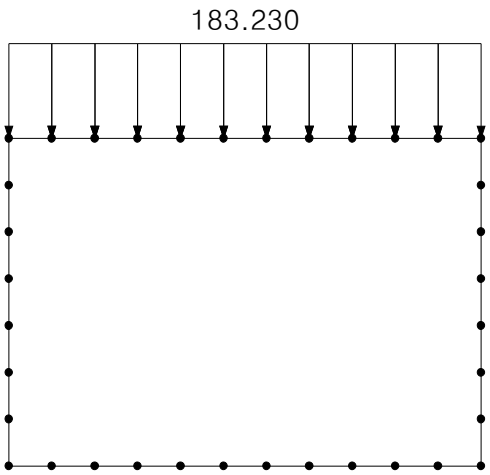
1) CASE1 - 구체자중(SW)



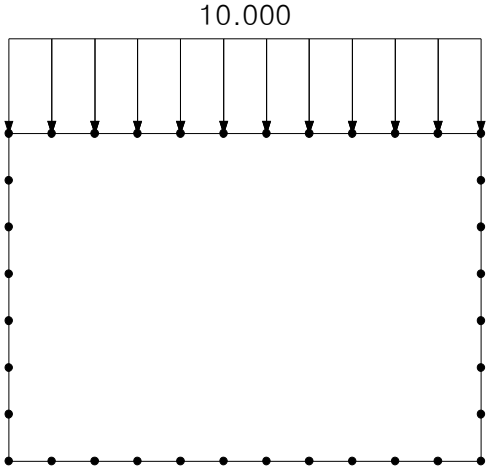
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



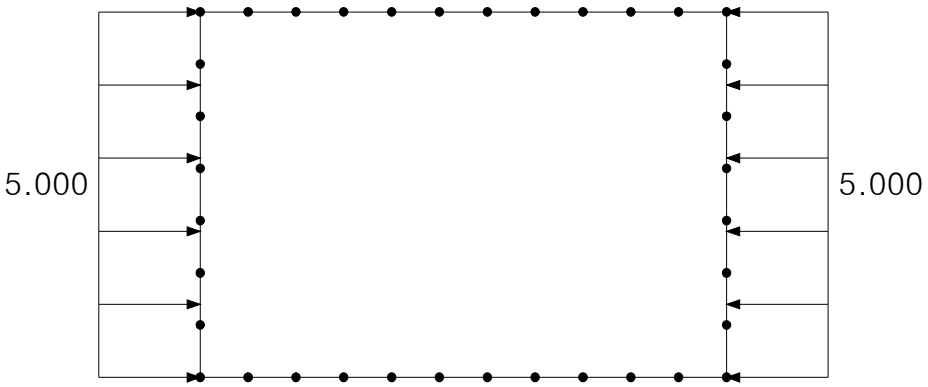
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



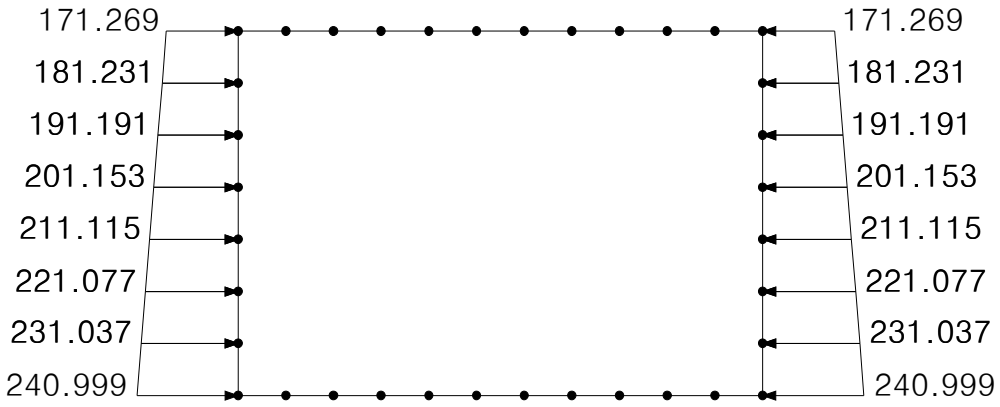
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



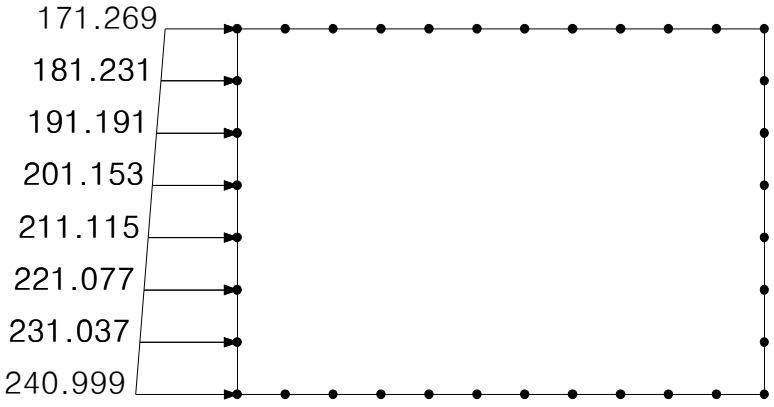
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



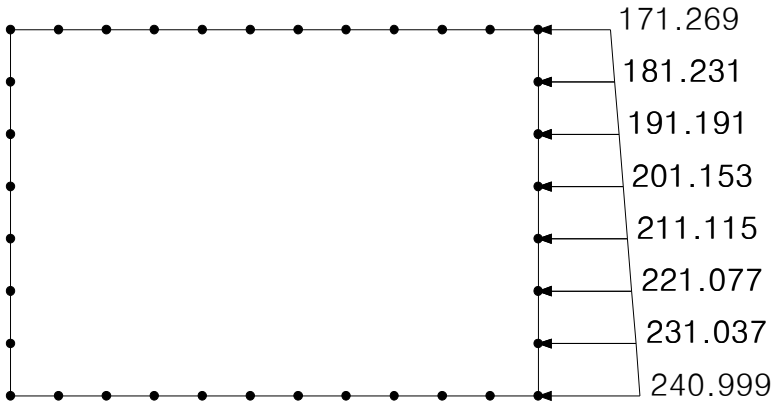
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



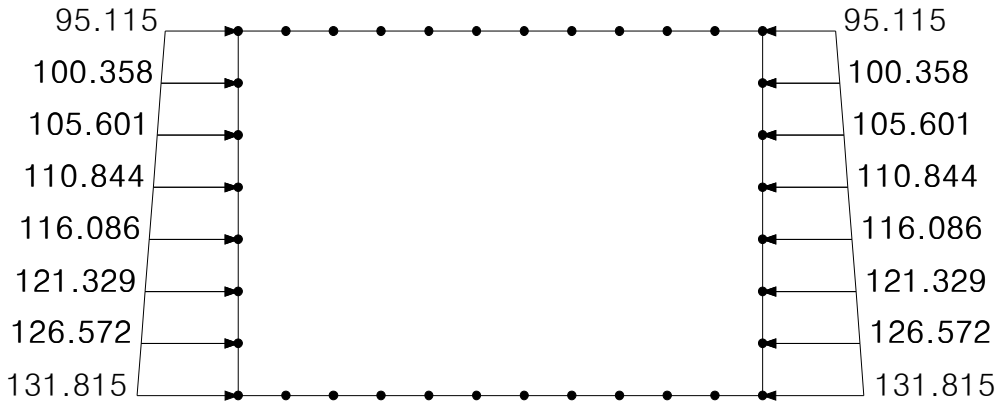
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



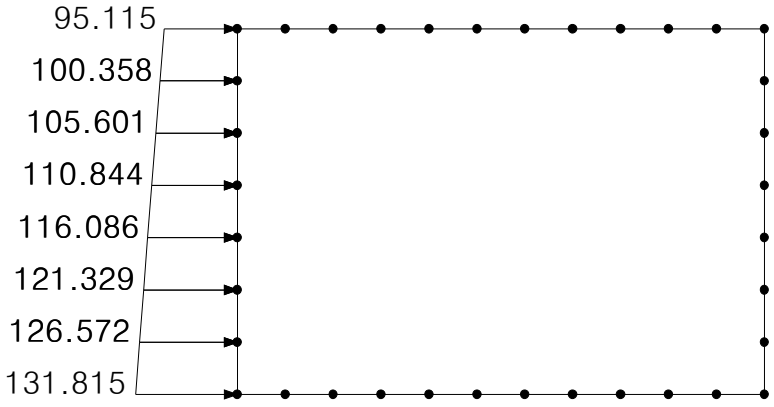
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



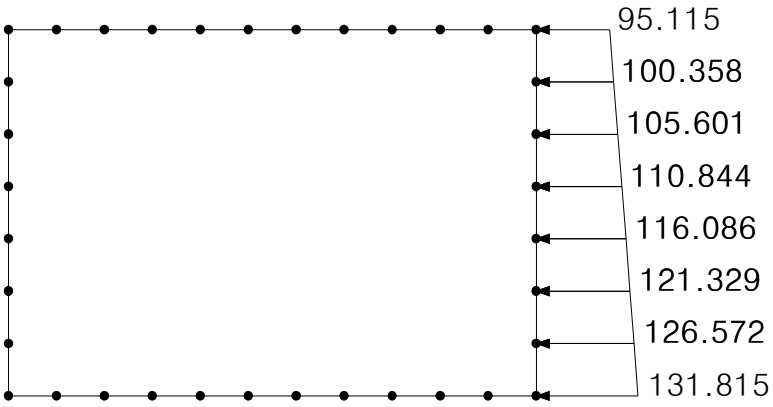
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



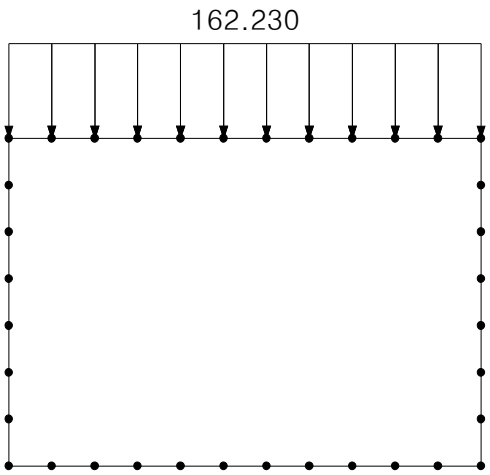
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



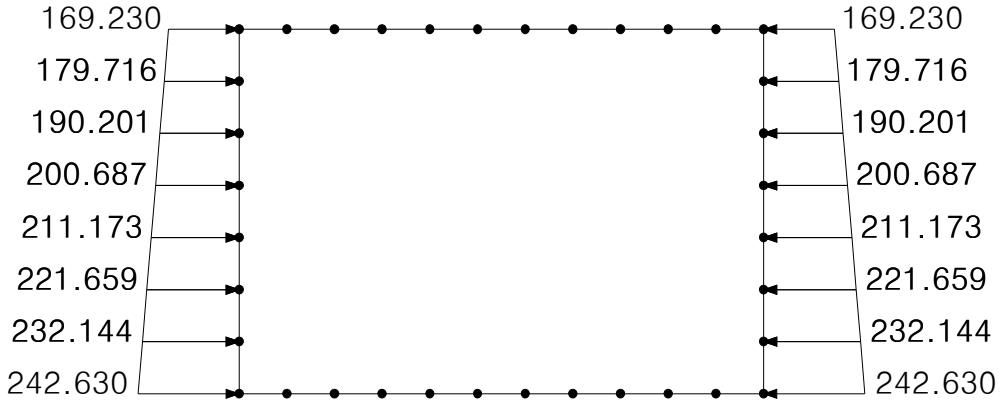
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



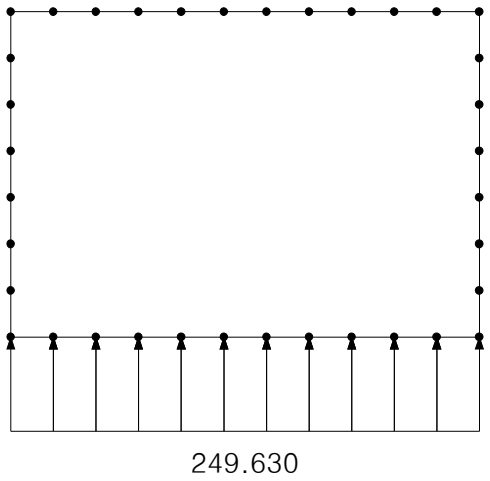
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

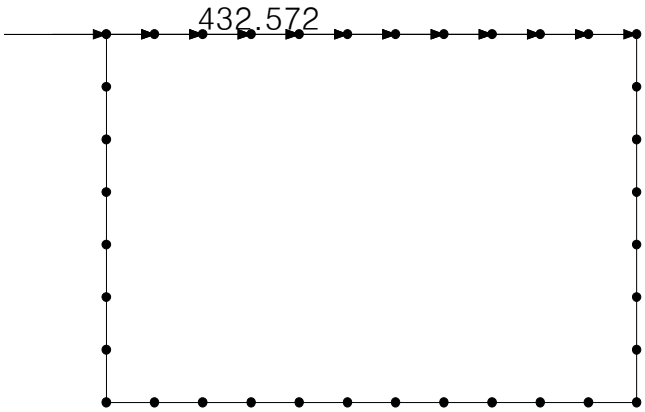


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

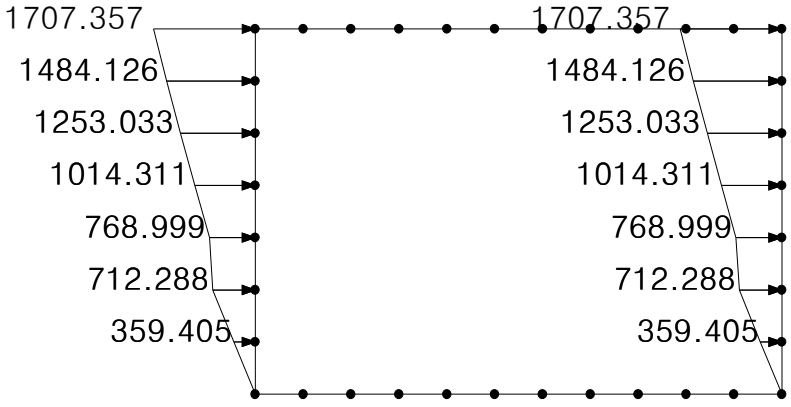


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

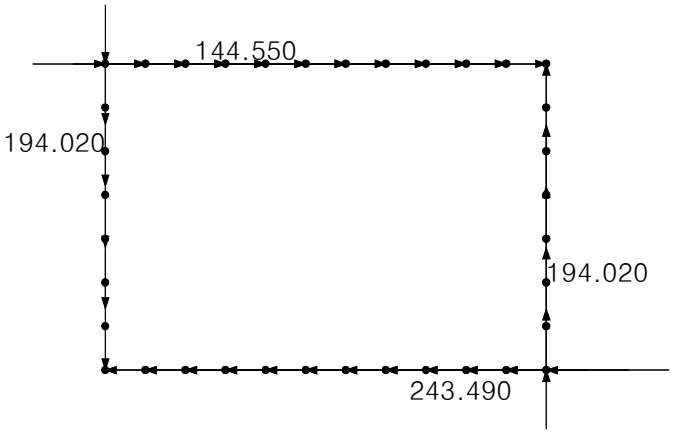
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



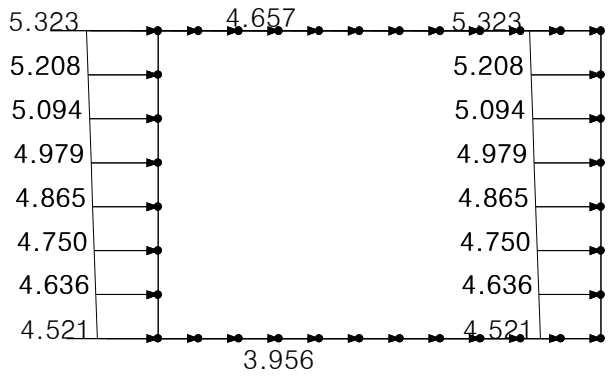
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

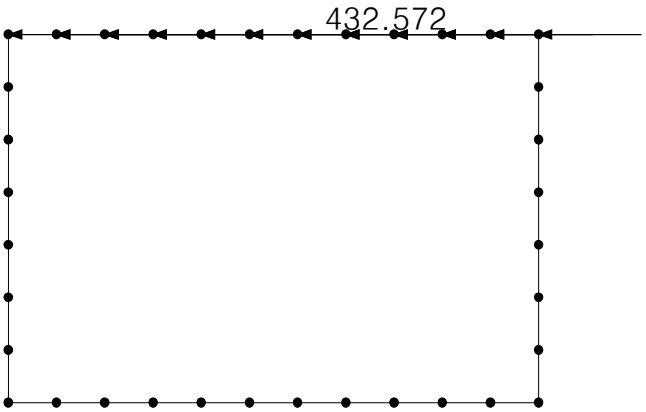


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

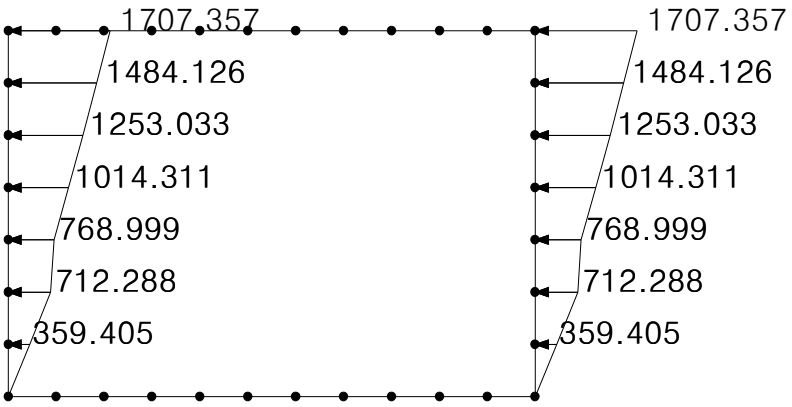


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

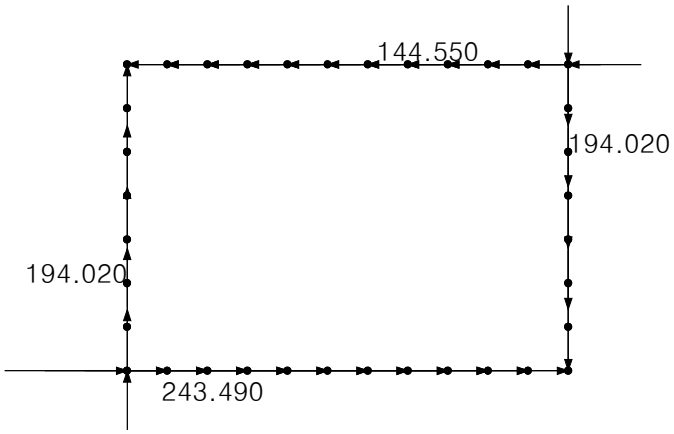
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



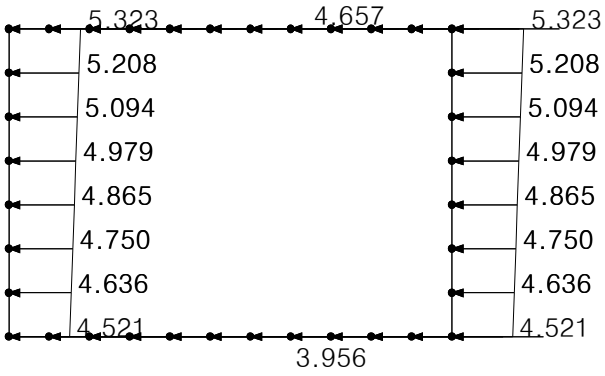
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 17.223 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

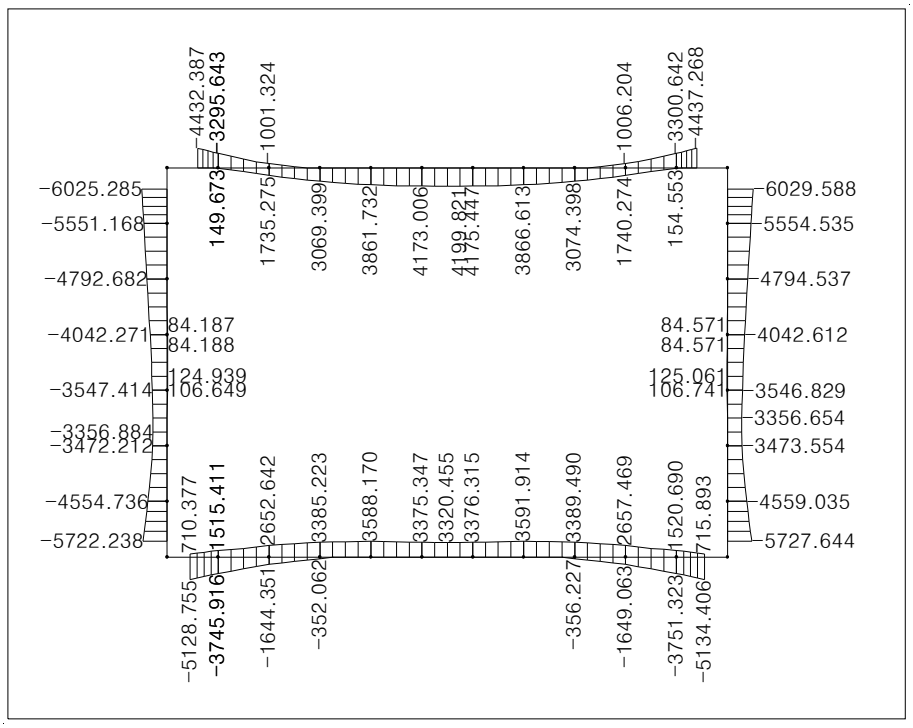
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

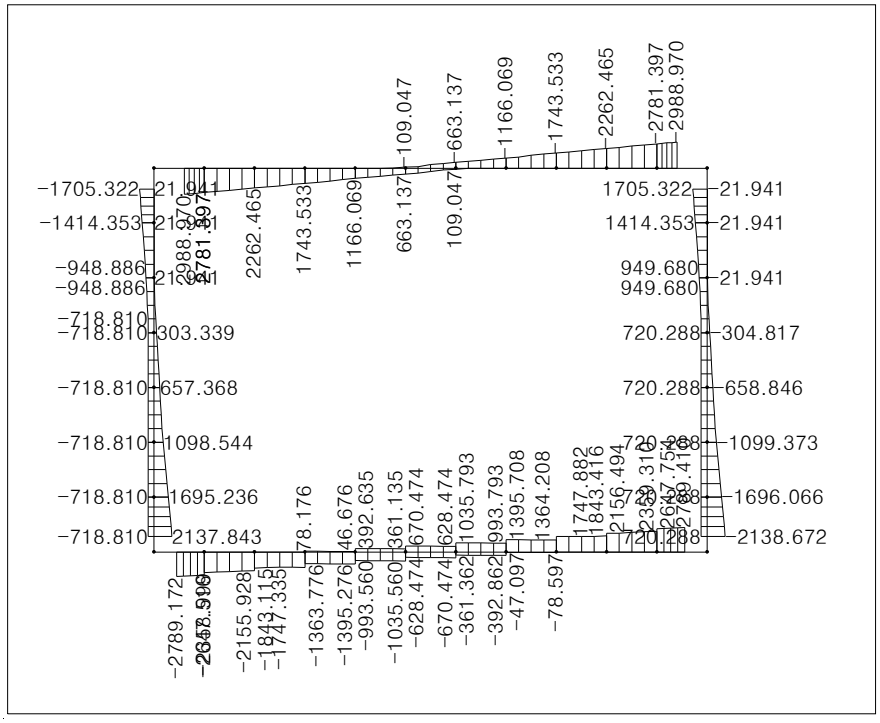
14. 단면력정리

14.1 상시

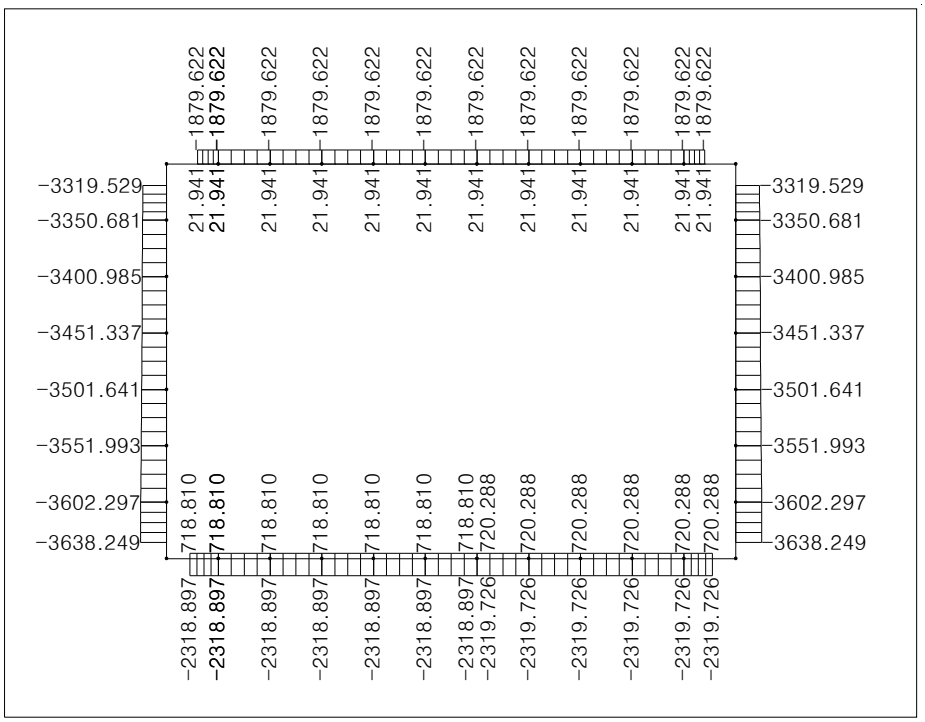
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



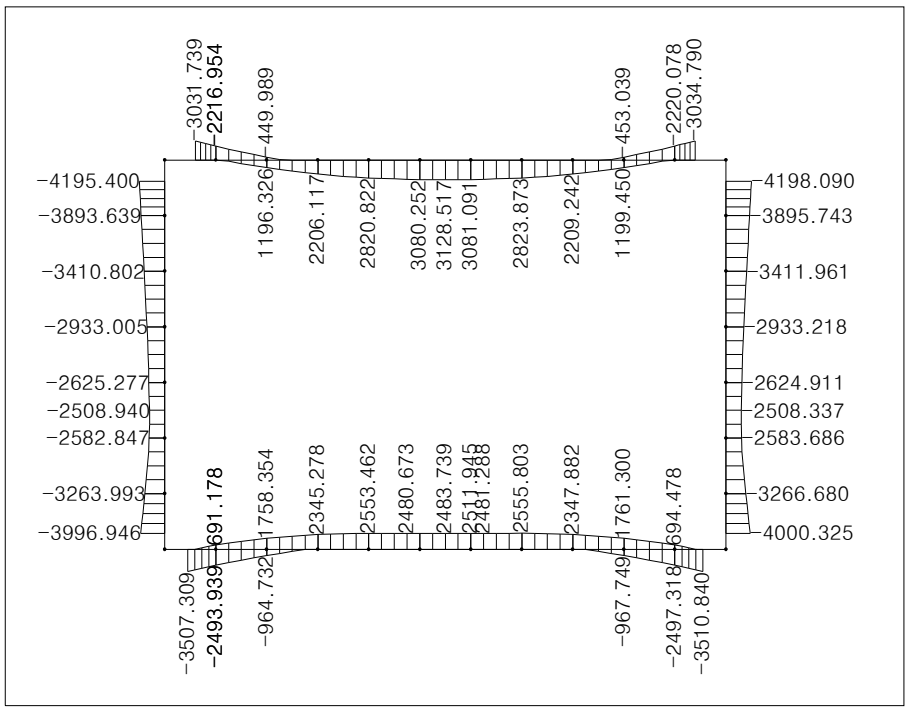
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

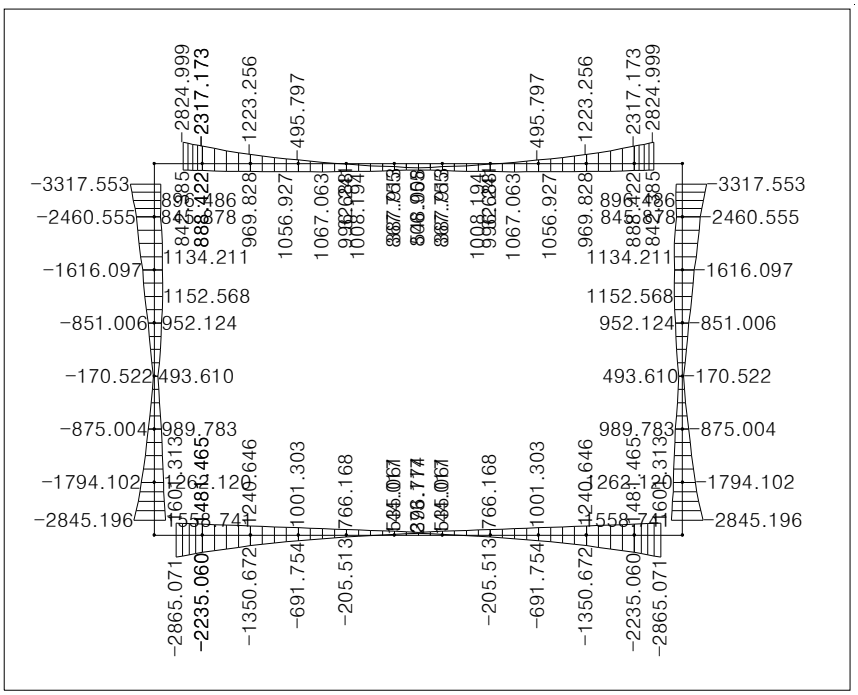


5) 단면력 정리

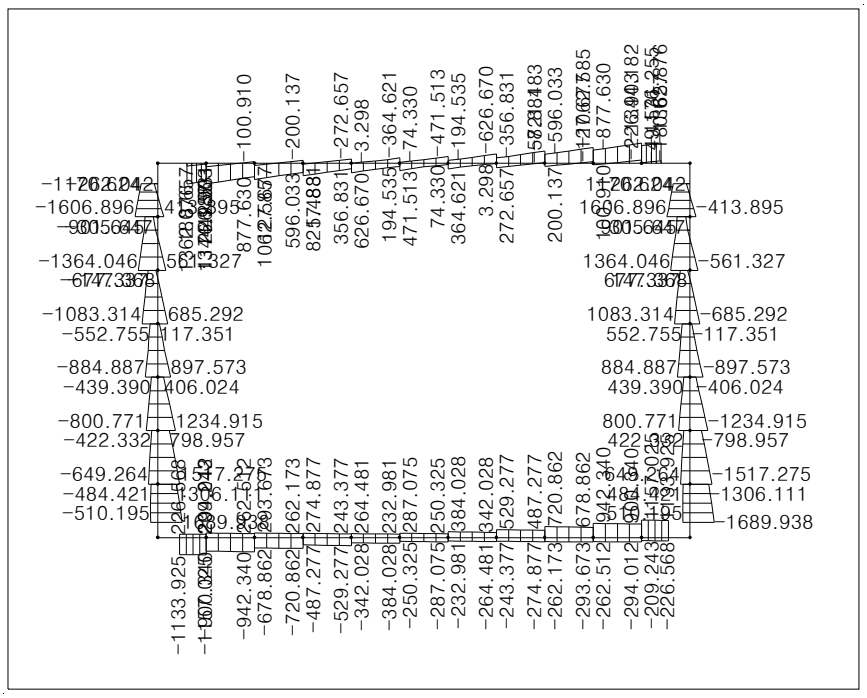
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4432.39	2210.57	1879.62	3031.74	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	2210.57	1879.62	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	4198.21	411.67	1879.62	3128.52	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	4437.27	2210.57	1879.62	3034.79	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	0.00	2210.57	1879.62	0.00	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	710.38	1817.36	2318.90	0.00	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	5128.76	1817.36	2318.90	3507.31	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	3320.46	649.47	2318.90	2483.74	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	715.89	1817.66	2319.73	0.00	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	5134.41	1817.66	2319.73	3510.84	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	6025.29	917.06	3319.53	4195.40	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	12	0.00	917.06	3319.53	0.00	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	13	3738.13	718.81	3476.49	2742.19	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	14	107.72	718.81	3476.49	0.00	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	15	5722.24	1041.58	3638.25	3996.95	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	16	0.00	1041.58	3638.25	0.00	1000.00	1600.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	6029.59	917.87	3319.53	4198.09	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	18	0.00	917.87	3319.53	0.00	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	19	3737.92	720.29	3476.49	2742.06	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	20	107.87	720.29	3476.49	0.00	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	21	5727.64	1042.40	3638.25	4000.33	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	22	0.00	1042.40	3638.25	0.00	1000.00	1600.00	

14.2 지진시(기능수행)

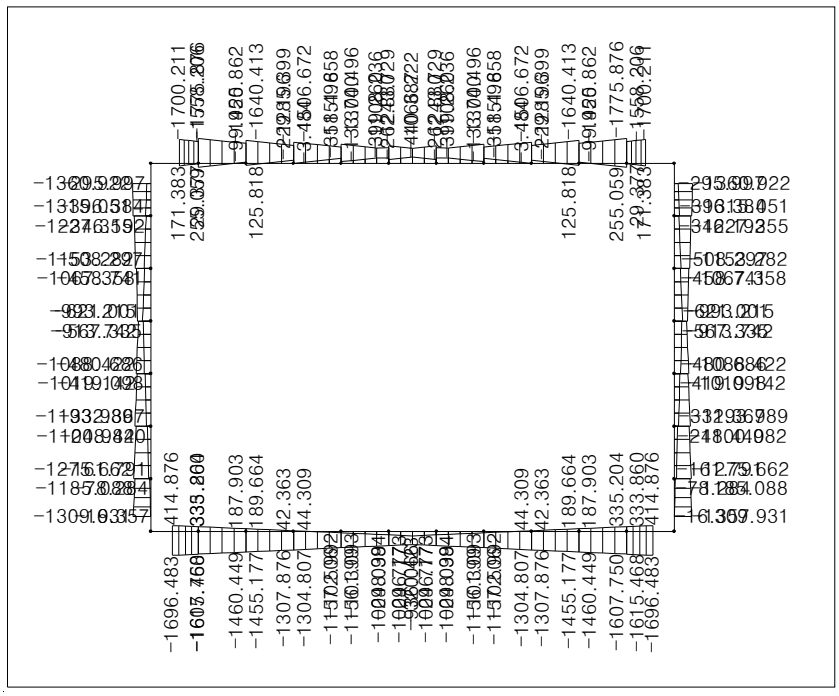
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



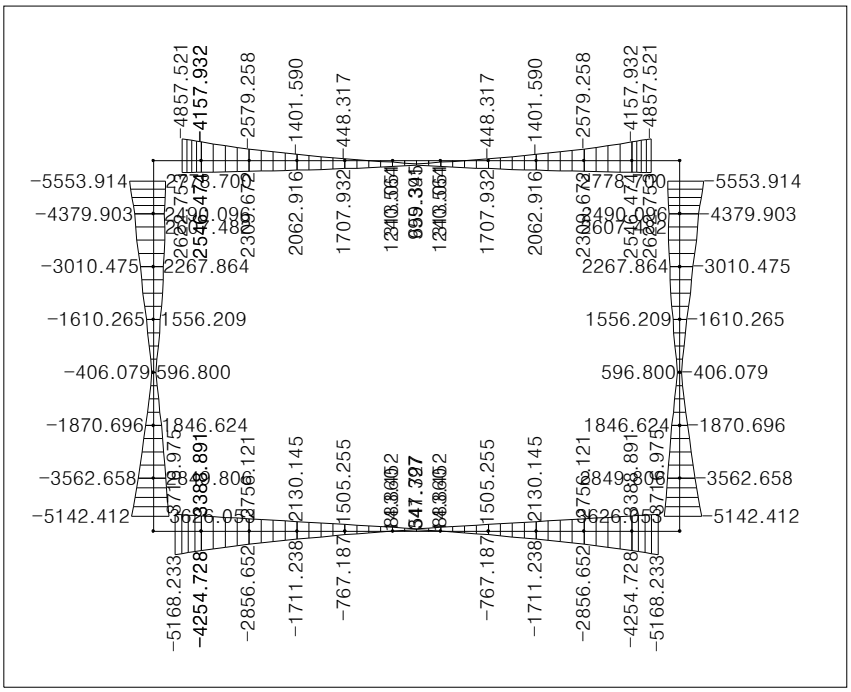
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2825.00	1015.93	1700.21	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	842.39	1015.93	1700.21	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	806.96	238.24	1154.98	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	2825.00	1015.93	1700.21	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	842.39	1015.93	1700.21	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1601.31	683.06	1696.48	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	2865.07	683.06	1696.48	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	396.77	266.08	1156.40	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	1601.31	683.06	1696.48	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	2865.07	683.06	1696.48	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	3317.55	723.41	1360.92	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	12	867.72	723.41	1360.92	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	13	562.27	691.33	1190.32	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	14	832.71	691.33	1190.32	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	15	2845.20	1154.35	1309.93	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	16	1558.74	1154.35	1309.93	1000.00	1600.00	

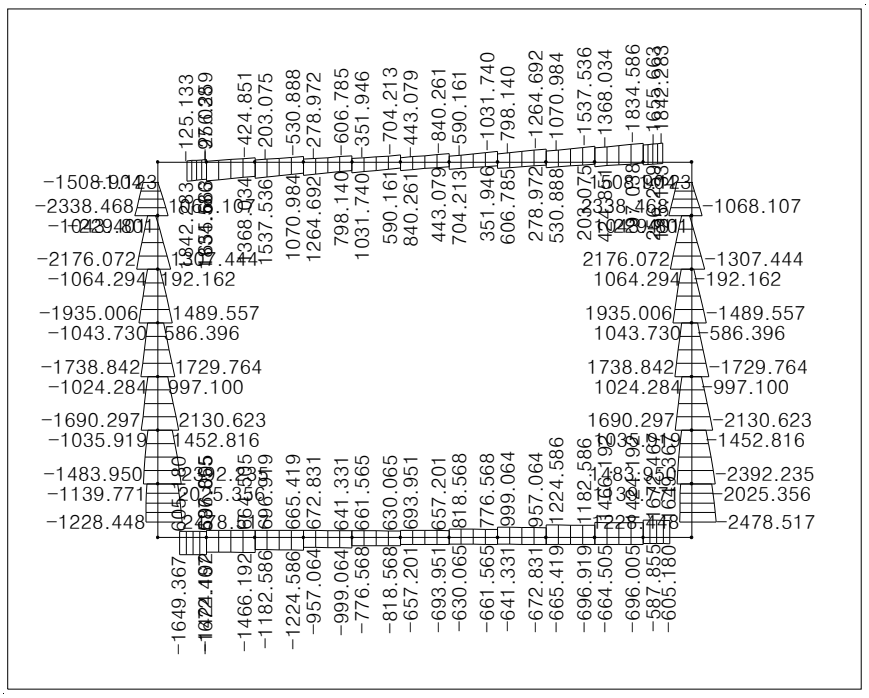
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	3317.55	723.41	1360.92	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	18	867.72	723.41	1360.92	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	19	562.27	691.50	1190.32	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	20	832.71	691.50	1190.32	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	21	2845.20	1154.35	1309.93	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	22	1558.74	1154.35	1309.93	1000.00	1600.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

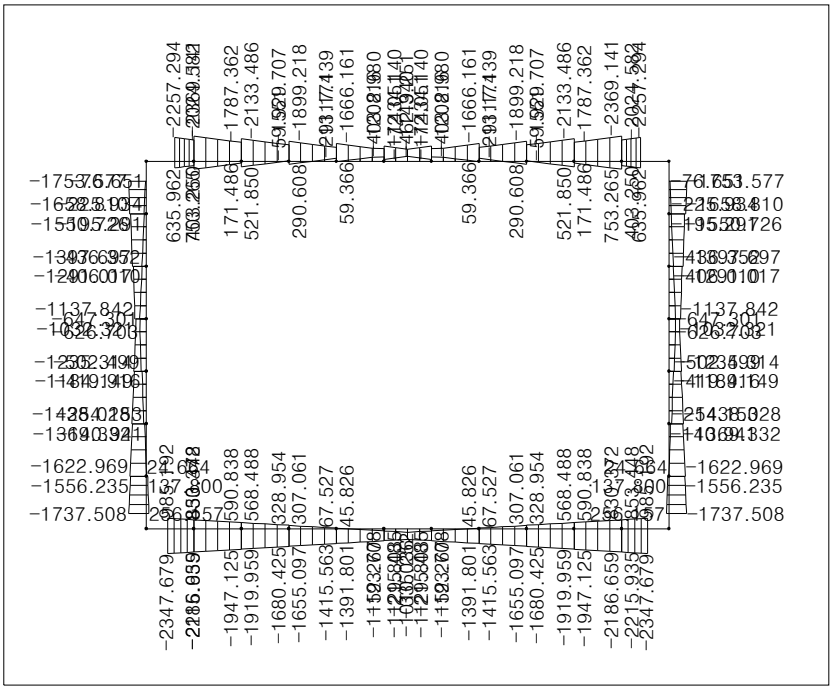
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	4857.52	1490.88	2257.29	1000.00	1566.67	
		좌측 (하면)	2	2622.75	1490.88	2257.29	1000.00	1400.00	
		중앙부	3	995.39	606.99	1288.70	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	4	4857.52	1490.88	2257.29	1000.00	1566.67	
		우측 (하면)	5	2622.75	1490.88	2257.29	1000.00	1400.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	3716.98	1186.79	2347.68	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	7	5168.23	1186.79	2347.68	1000.00	1400.00	
		중앙부	8	541.73	672.95	1391.80	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	9	3716.98	1186.79	2347.68	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	10	5168.23	1186.79	2347.68	1000.00	1400.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	5553.91	1159.53	1753.58	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	12	2778.70	1159.53	1753.58	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	13	1013.44	1377.59	1474.21	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	14	1140.12	1377.59	1474.21	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	15	5142.41	2021.02	1737.51	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	16	3626.05	2021.02	1737.51	1000.00	1600.00	

우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	5553.91	1159.53	1753.58	1000.00	1766.67	
		상부 (내측)	18	2778.70	1159.53	1753.58	1000.00	1600.00	
		중앙부 (외측)	19	1013.44	1377.96	1474.21	1000.00	1600.00	
		중앙부 (내측)	20	1140.12	1377.96	1474.21	1000.00	1600.00	
		하부 (외측)	21	5142.41	2021.02	1737.51	1000.00	1600.00	
		하부 (내측)	22	3626.05	2021.02	1737.51	1000.00	1600.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-4432.39	-	-4857.52	-2825.00	-4857.52	
		좌측 (하면)	2	-	-	2622.75	842.39	2622.75	
		중앙부	3	4198.21	-	995.39	806.96	4198.21	
		우측 (상면)	4	-4437.27	-	-4857.52	-2825.00	-4857.52	
		우측 (하면)	5	-	-	2622.75	842.39	2622.75	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	710.38	-	3716.98	1601.31	3716.98	
		좌측 (하면)	7	-5128.76	-	-5168.23	-2865.07	-5168.23	
		중앙부	8	3320.46	-	541.73	396.77	3320.46	
		우측 (상면)	9	715.89	-	3716.98	1601.31	3716.98	
		우측 (하면)	10	-5134.41	-	-5168.23	-2865.07	-5168.23	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-6025.29	-	-5553.91	-3317.55	-6025.29	
		상부 (내측)	12	-	-	2778.70	867.72	2778.70	
		중앙부 (외측)	13	-3738.13	-	-1013.44	-562.27	-3738.13	
		중앙부 (내측)	14	107.72	-	1140.12	832.71	1140.12	
		하부 (외측)	15	-5722.24	-	-5142.41	-2845.20	-5722.24	
		하부 (내측)	16	-	-	3626.05	1558.74	3626.05	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-6029.59	-	-5553.91	-3317.55	-6029.59	
		상부 (내측)	18	-	-	2778.70	867.72	2778.70	
		중앙부 (외측)	19	-3737.92	-	-1013.44	-562.27	-3737.92	
		중앙부 (내측)	20	107.87	-	1140.12	832.71	1140.12	
		하부 (외측)	21	-5727.64	-	-5142.41	-2845.20	-5727.64	
		하부 (내측)	22	-	-	3626.05	1558.74	3626.05	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2210.57	-	1490.88	1015.93	2210.57	
		좌측 (하면)	2	2210.57	-	1490.88	1015.93	2210.57	
		중앙부	3	411.67	-	606.99	238.24	606.99	
		우측 (상면)	4	-2210.57	-	-1490.88	-1015.93	-2210.57	
		우측 (하면)	5	-2210.57	-	-1490.88	-1015.93	-2210.57	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1817.36	-	-1186.79	-683.06	-1817.36	
		좌측 (하면)	7	-1817.36	-	-1186.79	-683.06	-1817.36	
		중앙부	8	-649.47	-	-672.95	-266.08	-672.95	
		우측 (상면)	9	1817.66	-	1186.79	683.06	1817.66	
		우측 (하면)	10	1817.66	-	1186.79	683.06	1817.66	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-917.06	-	-1159.53	-723.41	-1159.53	
		상부 (내측)	12	-917.06	-	-1159.53	-723.41	-1159.53	
		중앙부 (외측)	13	-718.81	-	-1377.59	-691.33	-1377.59	
		중앙부 (내측)	14	-718.81	-	-1377.59	-691.33	-1377.59	
		하부 (외측)	15	1041.58	-	2021.02	1154.35	2021.02	
		하부 (내측)	16	1041.58	-	2021.02	1154.35	2021.02	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	917.87	-	1159.53	723.41	1159.53	
		상부 (내측)	18	917.87	-	1159.53	723.41	1159.53	
		중앙부 (외측)	19	720.29	-	1377.96	691.50	1377.96	
		중앙부 (내측)	20	720.29	-	1377.96	691.50	1377.96	
		하부 (외측)	21	-1042.40	-	-2021.02	-1154.35	-2021.02	
		하부 (내측)	22	-1042.40	-	-2021.02	-1154.35	-2021.02	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1879.62	-	-2257.29	-1700.21	-2257.29	
		좌측 (하면)	2	-1879.62	-	-2257.29	-1700.21	-2257.29	
		중앙부	3	-1879.62	-	-1288.70	-1154.98	-1879.62	
		우측 (상면)	4	-1879.62	-	-2257.29	-1700.21	-2257.29	
		우측 (하면)	5	-1879.62	-	-2257.29	-1700.21	-2257.29	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-2318.90	-	-2347.68	-1696.48	-2347.68	
		좌측 (하면)	7	-2318.90	-	-2347.68	-1696.48	-2347.68	
		중앙부	8	-2318.90	-	-1391.80	-1156.40	-2319.73	
		우측 (상면)	9	-2319.73	-	-2347.68	-1696.48	-2347.68	
		우측 (하면)	10	-2319.73	-	-2347.68	-1696.48	-2347.68	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-3319.53	-	-1753.58	-1360.92	-3319.53	
		상부 (내측)	12	-3319.53	-	-1753.58	-1360.92	-3319.53	
		중앙부 (외측)	13	-3476.49	-	-1474.21	-1190.32	-3476.49	
		중앙부 (내측)	14	-3476.49	-	-1474.21	-1190.32	-3476.49	
		하부 (외측)	15	-3638.25	-	-1737.51	-1309.93	-3638.25	
		하부 (내측)	16	-3638.25	-	-1737.51	-1309.93	-3638.25	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-3319.53	-	-1753.58	-1360.92	-3319.53	
		상부 (내측)	18	-3319.53	-	-1753.58	-1360.92	-3319.53	
		중앙부 (외측)	19	-3476.49	-	-1474.21	-1190.32	-3476.49	
		중앙부 (내측)	20	-3476.49	-	-1474.21	-1190.32	-3476.49	
		하부 (외측)	21	-3638.25	-	-1737.51	-1309.93	-3638.25	
		하부 (내측)	22	-3638.25	-	-1737.51	-1309.93	-3638.25	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-3031.74	-	-	-	-3031.74	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	3128.52	-	-	-	3128.52	
		우측 (상면)	4	-3034.79	-	-	-	-3034.79	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-3507.31	-	-	-	-3507.31	
		중앙부	8	2483.74	-	-	-	2483.74	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-3510.84	-	-	-	-3510.84	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-4195.40	-	-	-	-4195.40	
		상부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	13	-2742.19	-	-	-	-2742.19	
		중앙부 (내측)	14	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	15	-3996.95	-	-	-	-3996.95	
		하부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-4198.09	-	-	-	-4198.09	
		상부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	19	-2742.06	-	-	-	-2742.06	
		중앙부 (내측)	20	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	21	-4000.33	-	-	-	-4000.33	
		하부 (내측)	22	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1417	4857.52	5642.20	10802.68	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.16
		좌측(하면)	1	1000	1270	2622.75	4571.23	6350.75	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.74
		중앙부	2	1000	1270	4198.21	4571.23	10475.59	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.09
		우측(상면)	3	1000	1417	4857.52	5642.20	10802.68	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.16
		우측(하면)	3	1000	1270	2622.75	4571.23	6350.75	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.74
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1287	3716.97	3900.11	9051.50	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.05
		좌측(하면)	4	1000	1216	5168.23	5991.06	13880.65	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.16
		중앙부	5	1000	1287	3320.45	3900.11	8026.54	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.17
		우측(상면)	6	1000	1287	3716.97	3900.11	9051.50	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.05
		우측(하면)	6	1000	1216	5168.23	5991.06	13880.65	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.16
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1617	6025.28	10124.82	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.68
		상부(내측)	7	1000	1520	2778.70	5436.62	-	H22 - 8.0EA	#######	1.96
		중앙부(외측)	8	1000	1464	3738.13	8120.40	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	#######	2.17
		중앙부(내측)	8	1000	1520	1140.12	6679.43	-	H22 - 8.0EA	#######	5.86
		하부(외측)	9	1000	1413	5722.24	9301.90	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.63
		하부(내측)	9	1000	1520	3626.05	3853.52	-	H22 - 8.0EA	#######	1.06

우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1617	6029.59	10122.19	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.68
		상부 (내측)	10	1000	1520	2778.70	5436.62	-	H22 - 8.0EA	#######	1.96
		중앙부 (외측)	11	1000	1464	3737.92	8120.32	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	#######	2.17
		중앙부 (내측)	11	1000	1520	1140.12	6679.43	-	H22 - 8.0EA	#######	5.86
		하부 (외측)	12	1000	1416	5727.64	9546.74	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.67
		하부 (내측)	12	1000	1520	3626.05	3833.29	-	H22 - 8.0EA	#######	1.06

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	811.9	2210.6	2244.40	2.00	559.47	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	824.9	607.0	1552.60	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	811.9	2210.6	2244.40	2.00	559.47	H19	150	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	835.7	1817.4	2310.23	2.00	381.47	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	5	835.7	673.0	1572.97	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	6	835.7	1817.7	2310.23	2.00	381.59	H19	150	573.00	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	1081.4	1159.5	1657.31	2.00	53.90	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	8	1098.8	1377.6	1680.43	2.00	190.40	H16	300	397.20	O.K
		하부	9	1066.7	2021.0	2189.08	2.00	337.72	H16	150	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1081.4	1159.5	1657.31	2.00	53.90	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	1098.8	1378.0	1680.43	2.00	190.65	H16	300	397.20	O.K
		하부	12	1069.1	2021.0	2194.07	2.00	336.10	H16	150	397.20	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	4857.52	2210.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01389

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 10802.684 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.176]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00897

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 5642.196 kN.m

≥ Mu (= 4857.521 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.162]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 2210.572 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2210.572-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 559.469 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1910.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1910.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1910.000) = 2244.399 kN ≥ 2210.572 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1270.00	80.00	2622.75	2210.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6350.754 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 130.0 mm) , [사용률 = 1.810]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00905

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1270.00 - a/2) = 4571.230 kN.m

≥ Mu (= 2622.753 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.743]

* 전단에 대한 검토 (d = 1270.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1270.00 = 824.889 kN

< Vu (= 2210.572 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2210.572-824.889) x 150.00 / (400x1270.00xΦ) x 1000 = 545.544 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1270.00 / 150.00 x 1000 = 1940.560 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1270.00 / 1000 = 4399.409 kN ≥ 1940.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1099.852 + 1940.560) = 2280.309 kN ≥ 2210.572 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1270.00	80.00	4198.21	606.99

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 10475.595 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 130.0 mm) , [사용률 = 1.097]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00905

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1270.00 - a/2) = 4571.230 kN.m

≥ Mu (= 4198.212 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.089]

* 전단에 대한 검토 (d = 1270.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1270.00 = 824.889 kN

≥ Vu (= 606.985 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	4857.52	2210.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01389

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 10802.684 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.176]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00897

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 5642.196 kN.m

≥ Mu (= 4857.521 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.162]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 2210.572 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2210.572-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 559.469 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1910.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1910.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1910.000) = 2244.399 kN ≥ 2210.572 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1270.00	80.00	2622.75	2210.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6350.754 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 130.0 mm) , [사용률 = 1.810]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00905

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1270.00 - a/2) = 4571.230 kN.m

≥ Mu (= 2622.753 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.743]

* 전단에 대한 검토 (d = 1270.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1270.00 = 824.889 kN

< Vu (= 2210.572 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2210.572-824.889) x 150.00 / (400x1270.00xΦ) x 1000 = 545.544 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1270.00 / 150.00 x 1000 = 1940.560 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1270.00 / 1000 = 4399.409 kN ≥ 1940.560 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1099.852 + 1940.560) = 2280.309 kN ≥ 2210.572 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1286.67	80.00	3716.98	1817.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9051.500 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.053]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00741

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1286.67 - a/2) = 3900.111 kN.m

≥ Mu (= 3716.975 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.049]

* 전단에 대한 검토 (d = 1286.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1286.67 = 835.715 kN

< Vu (= 1817.359 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1817.359-835.715) x 150.00 / (400x1286.67xΦ) x 1000 = 381.468 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1286.67 / 150.00 x 1000 = 1966.027 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1286.67 / 1000 = 4457.144 kN ≥ 1966.027 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1114.286 + 1966.027) = 2310.235 kN ≥ 1817.359 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1216.06	100.00	5168.23	1817.36

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 16422.800 x 400.00 = 6569120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 286.236 mm, c = 286.236 / β1 = 286.236 / 0.85 = 336.748 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 336.748) / 336.748 = 0.00858

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 13880.653 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 16422.8 mm² (철근도심 : 183.9 mm), [사용률 = 1.183]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01350

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 286.236 mm

ΦMn = 0.85 x 16422.800 x 400 x (1216.06 - a/2) = 5991.059 kN.m

≥ Mu (= 5168.233 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.159]

* 전단에 대한 검토 (d = 1216.06 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1216.06 = 789.856 kN

< Vu (= 1817.359 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1817.359-789.856) x 150.00 / (400x1216.06xΦ) x 1000 = 422.471 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1216.06 / 150.00 x 1000 = 1858.144 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1216.06 / 1000 = 4212.566 kN ≥ 1858.144 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1053.141 + 1858.144) = 2183.464 kN ≥ 1817.359 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1286.67	80.00	3320.46	672.95

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8026.543 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.187]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00741

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1286.67 - a/2) = 3900.111 kN.m

≥ Mu (= 3320.455 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.175]

* 전단에 대한 검토 (d = 1286.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1286.67 = 835.715 kN

≥ Vu (= 672.951 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1286.67	80.00	3716.98	1817.66

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01726

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9051.500 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm) , [사용률 = 1.053]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00741

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1286.67 - a/2) = 3900.111 kN.m

≥ Mu (= 3716.975 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.049]

* 전단에 대한 검토 (d = 1286.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1286.67 = 835.715 kN

< Vu (= 1817.660 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1817.660-835.715) x 150.00 / (400x1286.67xΦ) x 1000 = 381.585 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1286.67 / 150.00 x 1000 = 1966.027 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1286.67 / 1000 = 4457.144 kN ≥ 1966.027 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1114.286 + 1966.027) = 2310.235 kN ≥ 1817.660 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1216.06	100.00	5168.23	1817.66

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 16422.800 x 400.00 = 6569120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 286.236 mm, c = 286.236 / β1 = 286.236 / 0.85 = 336.748 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 336.748) / 336.748 = 0.00858

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 13880.653 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 16422.8 mm² (철근도심 : 183.9 mm), [사용률 = 1.183]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01350

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 286.236 mm

ΦMn = 0.85 x 16422.800 x 400 x (1216.06 - a/2) = 5991.059 kN.m

≥ Mu (= 5168.233 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.159]

* 전단에 대한 검토 (d = 1216.06 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1216.06 = 789.856 kN

< Vu (= 1817.660 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1817.660-789.856) x 150.00 / (400x1216.06xΦ) x 1000 = 422.595 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1216.06 / 150.00 x 1000 = 1858.144 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1216.06 / 1000 = 4212.566 kN ≥ 1858.144 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1053.141 + 1858.144) = 2183.464 kN ≥ 1817.660 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,767	100	1,617	3319.529	6025.285	1815.1

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1766.7 x 1000.0 = 40545000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (40545000.0 x 883.33 + 5082880.0 x 150.000 + 1238720.0 x 1686.667) / 46866600.0

= 825.033 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 970.00 mm, ab = k1 x cb = 824.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 824500.000 = 18922.275 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 18922.275 + 1167.648 - 5082.880 = 15007.043 kN

Mb = Cc x 1204.417 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14454.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 963.170 mm, e = Mu/Pu = 1815.102 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 537.11 mm, a = k1 x c = 456.54 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 456544.759 = 10477.702 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 10477.702 + 1167.648 - 5082.880 = 6562.471 kN

Mn = Cc x 1388.394 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11911.584 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1815.107)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1766.67 - 100.00 = 1666.667 mm

c = 537.111 mm, a = k1 x c = 456.545 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1666.67-537.11) / 537.11 = 0.00631

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34143.119 kN ≥ Pn = 6562.471 kN

ΦPn = 0.85 x 6562.471 = 5578.100 kN ≥ Pu = 3319.529 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.815 = 10124.823 kN.m ≥ Mu = 6025.285 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1450.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1450.00 = 1081.371 kN

< Vu (= 1159.527 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1159.527 - 1081.371) x 300.00 / (400.0 x 1450.00 x Φ) = 53.901 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1450.00 / 300.00 = 767.920 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1450.00 = 5022.947 kN ≥ 767.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1441.829 + 767.920) = 1657.311 kN ≥ 1159.527 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3319.529	2778.7	837.1

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12707.200 mm² (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 5082880.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 5082880.0 x 1450.000) / 43041600.0

= 856.039 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 4791.250 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 4791.250 - 1238.720 = 21343.370 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10147.079 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 475.421 mm, e = Mu/Pu = 837.077 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 285.00 mm, a = k1 x c = 242.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 242252.464 = 5559.694 kN

∑Csi = 3319.931 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 5559.694 + 3319.931 - 1238.720 = 7640.905 kN

Mn = Cc x 1398.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6395.978 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=837.071)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 285.003 mm, a = k1 x c = 242.252 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-285.00) / 285.00 = 0.01300

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34143.119 kN ≥ Pn = 7640.905 kN

ΦPn = 0.85 x 7640.905 = 6494.769 kN ≥ Pu = 3319.529 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.837 = 5436.619 kN.m ≥ Mu = 2778.700 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1133.576 kN

< Vu (= 1159.527 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1159.527 - 1133.576) x 300.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 17.074 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 300.00 = 804.992 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 804.992 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1511.434 + 804.992) = 1737.320 kN ≥ 1159.527 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	100	1,464	3476.489	3738.129	1075.3

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 135.60 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0075) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 3569280.0 x 135.602 + 1238720.0 x 1520.000) / 41528000.0
= 764.372 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 878.64 mm, ab = k1 x cb = 746.84 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 746843.195 = 17140.051 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 17140.051 + 1167.648 - 3569.280 = 14738.420 kN

Mb = Cc x 1090.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11048.802 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 749.660 mm, e = Mu/Pu = 1075.260 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 594.47 mm, a = k1 x c = 505.30 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 505302.338 = 11596.689 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 11596.689 + 1167.648 - 3569.280 = 9195.057 kN

Mn = Cc x 1211.747 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9887.163 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1075.269)| = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 100.00 = 1500.000 mm

c = 594.473 mm, a = k1 x c = 505.302 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1500.00-594.47) / 594.47 = 0.00457

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.821

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33001.713 kN ≥ Pn = 9195.057 kN

ΦPn = 0.82 x 9195.057 = 7552.039 kN ≥ Pu = 3476.489 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.075 = 8120.404 kN.m ≥ Mu = 3738.129 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1464.40 = 1098.774 kN

< Vu (= 1377.591 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1377.591 - 1098.774) x 300.00 / (400.0 x 1464.40 x Φ) = 190.397 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1464.40 / 300.00 = 775.545 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1464.40 = 5072.825 kN ≥ 775.545 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1465.032 + 775.545) = 1680.433 kN ≥ 1377.591 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3476.489	1140.116	328

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8923.200 mm² (압축중심 = 135.60 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0075) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 3569280.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 3569280.0 x 1464.398) / 41528000.0

= 835.628 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 3364.493 - 1238.720 = 19916.613 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9754.602 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 489.772 mm, e = Mu/Pu = 327.950 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1187.09 mm, a = k1 x c = 1009.03 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1009029.999 = 23157.238 kN

∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 521.076 kN

Pn = 23157.238 + 3364.493 - 521.076 = 26000.655 kN

Mn = Cc x 1015.485 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8526.812 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=327.946)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 1187.094 mm, a = k1 x c = 1009.030 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-1187.09) / 1187.09 = 0.00084

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33001.713 kN ≥ Pn = 26000.655 kN

ΦPn = 0.78 x 26000.655 = 20367.180 kN ≥ Pu = 3476.489 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.328 = 6679.425 kN.m ≥ Mu = 1140.116 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1140.493 kN

< Vu (= 1377.591 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1377.591 - 1140.493) x 300.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 155.985 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 300.00 = 804.992 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 804.992 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1520.658 + 804.992) = 1744.237 kN ≥ 1377.591 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	100	1,413	3638.249	5722.238	1572.8

㉯ 철근비 검토

As = 15815.600 mm² (인장중심 = 187.16 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 m
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H19- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0118) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 6326240.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 6326240.0 x 187.160 + 1238720.0 x 1520.000) / 44284960.0
= 732.593 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 847.70 mm, ab = k1 x cb = 720.55 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 720548.648 = 16536.591 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6326.240 kN

Pb = 16536.591 + 1167.648 - 6326.240 = 11378.000 kN

Mb = Cc x 1052.566 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12756.199 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1121.128 mm, e = Mu/Pu = 1572.800 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 651.48 mm, a = k1 x c = 553.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 553754.929 = 12708.676 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6326.240 kN

Pn = 12708.676 + 1167.648 - 6326.240 = 7550.084 kN

Mn = Cc x 1135.963 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11874.803 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1572.804)| = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 100.00 = 1500.000 mm

c = 651.476 mm, a = k1 x c = 553.755 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1500.00-651.48) / 651.48 = 0.00391

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈏ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35080.736 kN ≥ Pn = 7550.084 kN

ΦPn = 0.78 x 7550.084 = 5914.233 kN ≥ Pu = 3638.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.573 = 9301.905 kN.m ≥ Mu = 5722.238 kN.m ∴ O.K

㈐ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1412.84 = 1066.716 kN

< Vu (= 2021.019 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2021.019 - 1066.716) x 150.00 / (400.0 x 1412.84 x Φ) = 337.725 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1412.84 / 150.00 = 1496.481 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1412.84 = 4894.223 kN ≥ 1496.481 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1422.288 + 1496.481) = 2189.076 kN ≥ 2021.019 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3638.249	3626.053	996.6

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15815.600 mm² (압축중심 = 187.16 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 m

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H19- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0118) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 6326240.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 6326240.0 x 1412.840) / 44284960.0

= 867.407 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 5963.272 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 5963.272 - 1238.720 = 22515.392 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10365.670 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 460.381 mm, e = Mu/Pu = 996.648 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 228.06 mm, a = k1 x c = 193.85 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 193847.561 = 4448.802 kN

∑Csi = 1338.724 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 4448.802 + 1338.724 - 1238.720 = 4548.806 kN

Mn = Cc x 1423.076 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4533.530 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=996.642)| = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 228.056 mm, a = k1 x c = 193.848 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-228.06) / 228.06 = 0.01700

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35080.736 kN ≥ Pn = 4548.806 kN

ΦPn = 0.85 x 4548.806 = 3866.485 kN ≥ Pu = 3638.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.997 = 3853.524 kN.m ≥ Mu = 3626.053 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1147.623 kN

< Vu (= 2021.019 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2021.019 - 1147.623) x 150.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 287.301 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 150.00 = 1609.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 1609.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1530.164 + 1609.984) = 2355.111 kN ≥ 2021.019 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,767	100	1,617	3319.529	6029.588	1816.4

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1766.7 x 1000.0 = 40545000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (40545000.0 x 883.33 + 5082880.0 x 150.000 + 1238720.0 x 1686.667) / 46866600.0

= 825.033 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 970.00 mm, ab = k1 x cb = 824.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 824500.000 = 18922.275 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 18922.275 + 1167.648 - 5082.880 = 15007.043 kN

Mb = Cc x 1204.417 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 14454.341 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 963.170 mm, e = Mu/Pu = 1816.399 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 536.78 mm, a = k1 x c = 456.27 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 456266.276 = 10471.311 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 10471.311 + 1167.648 - 5082.880 = 6556.079 kN

Mn = Cc x 1388.534 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11908.483 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1816.403)| = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1766.67 - 100.00 = 1666.667 mm

c = 536.784 mm, a = k1 x c = 456.266 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1666.67-536.78) / 536.78 = 0.00631

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34143.119 kN ≥ Pn = 6556.079 kN

ΦPn = 0.85 x 6556.079 = 5572.668 kN ≥ Pu = 3319.529 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.816 = 10122.186 kN.m ≥ Mu = 6029.588 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1450.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1450.00 = 1081.371 kN

< Vu (= 1159.527 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1159.527 - 1081.371) x 300.00 / (400.0 x 1450.00 x Φ) = 53.901 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1450.00 / 300.00 = 767.920 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1450.00 = 5022.947 kN ≥ 767.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1441.829 + 767.920) = 1657.311 kN ≥ 1159.527 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3319.529	2778.7	837.1

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12707.200 mm² (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0099) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 5082880.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 5082880.0 x 1450.000) / 43041600.0

= 856.039 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 4791.250 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 4791.250 - 1238.720 = 21343.370 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10147.079 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 475.421 mm, e = Mu/Pu = 837.077 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 285.00 mm, a = k1 x c = 242.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 242252.464 = 5559.694 kN

∑Csi = 3319.931 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 5559.694 + 3319.931 - 1238.720 = 7640.905 kN

Mn = Cc x 1398.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6395.978 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=837.071)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 285.003 mm, a = k1 x c = 242.252 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-285.00) / 285.00 = 0.01300

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 34143.119 kN ≥ Pn = 7640.905 kN

ΦPn = 0.85 x 7640.905 = 6494.769 kN ≥ Pu = 3319.529 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.837 = 5436.619 kN.m ≥ Mu = 2778.700 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1133.576 kN

< Vu (= 1159.527 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1159.527 - 1133.576) x 300.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 17.074 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 300.00 = 804.992 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 804.992 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1511.434 + 804.992) = 1737.320 kN ≥ 1159.527 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	100	1,464	3476.489	3737.921	1075.2

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 135.60 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0075) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 3569280.0 x 135.602 + 1238720.0 x 1520.000) / 41528000.0

= 764.372 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 878.64 mm, ab = k1 x cb = 746.84 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 746843.195 = 17140.051 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 17140.051 + 1167.648 - 3569.280 = 14738.420 kN

Mb = Cc x 1090.977 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11048.802 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 749.660 mm, e = Mu/Pu = 1075.200 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 594.52 mm, a = k1 x c = 505.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 505337.951 = 11597.506 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 11597.506 + 1167.648 - 3569.280 = 9195.874 kN

Mn = Cc x 1211.729 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9887.433 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1075.203)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 100.00 = 1500.000 mm

c = 594.515 mm, a = k1 x c = 505.338 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1500.00-594.52) / 594.52 = 0.00457

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.821

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33001.713 kN ≥ Pn = 9195.874 kN

ΦPn = 0.82 x 9195.874 = 7552.383 kN ≥ Pu = 3476.489 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.075 = 8120.322 kN.m ≥ Mu = 3737.921 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1464.40 = 1098.774 kN

< Vu (= 1377.958 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1377.958 - 1098.774) x 300.00 / (400.0 x 1464.40 x Φ) = 190.648 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1464.40 / 300.00 = 775.545 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1464.40 = 5072.825 kN ≥ 775.545 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1465.032 + 775.545) = 1680.433 kN ≥ 1377.958 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3476.489	1140.116	328

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8923.200 mm² (압축중심 = 135.60 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0075) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 3569280.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 3569280.0 x 1464.398) / 41528000.0

= 835.628 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 3364.493 - 1238.720 = 19916.613 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9754.602 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 489.772 mm, e = Mu/Pu = 327.950 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1187.09 mm, a = k1 x c = 1009.03 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1009029.999 = 23157.238 kN

∑Csi = 3364.493 kN, ∑Tsi = 521.076 kN

Pn = 23157.238 + 3364.493 - 521.076 = 26000.655 kN

Mn = Cc x 1015.485 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8526.812 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=327.946)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 1187.094 mm, a = k1 x c = 1009.030 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-1187.09) / 1187.09 = 0.00084

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33001.713 kN ≥ Pn = 26000.655 kN

ΦPn = 0.78 x 26000.655 = 20367.180 kN ≥ Pu = 3476.489 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.328 = 6679.425 kN.m ≥ Mu = 1140.116 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1140.493 kN

< Vu (= 1377.958 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1377.958 - 1140.493) x 300.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 156.227 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 300.00 = 804.992 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 804.992 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1520.658 + 804.992) = 1744.237 kN ≥ 1377.958 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	100	1,416	3638.249	5727.644	1574.3

㉯ 철근비 검토

As = 16422.800 mm² (인장중심 = 183.94 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H19- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 6569120.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 6569120.0 x 183.937 + 1238720.0 x 1520.000) / 44527840.0
= 729.143 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 849.64 mm, ab = k1 x cb = 722.19 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 722192.148 = 16574.310 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6569.120 kN

Pb = 16574.310 + 1167.648 - 6569.120 = 11172.838 kN

Mb = Cc x 1054.967 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12953.903 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1159.410 mm, e = Mu/Pu = 1574.286 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 673.74 mm, a = k1 x c = 572.68 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 572678.330 = 13142.968 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6569.120 kN

Pn = 13142.968 + 1167.648 - 6569.120 = 7741.496 kN

Mn = Cc x 1129.724 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12187.267 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1574.278)| = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 100.00 = 1500.000 mm

c = 673.739 mm, a = k1 x c = 572.678 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1500.00-673.74) / 673.74 = 0.00368

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㈅ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35263.892 kN ≥ Pn = 7741.496 kN

ΦPn = 0.78 x 7741.496 = 6064.172 kN ≥ Pu = 3638.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.574 = 9546.740 kN.m ≥ Mu = 5727.644 kN.m ∴ O.K

㈆ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1416.06 = 1069.149 kN

< Vu (= 2021.019 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2021.019 - 1069.149) x 150.00 / (400.0 x 1416.06 x Φ) = 336.097 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1416.06 / 150.00 = 1499.894 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1416.06 = 4905.386 kN ≥ 1499.894 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1425.532 + 1499.894) = 2194.069 kN ≥ 2021.019 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,600	80	1,520	3638.249	3626.053	996.6

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 16422.800 mm² (압축중심 = 183.94 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H19- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0122) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1600.0 x 1000.0 = 36720000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 6569120.0 N

Xp = (36720000.0 x 800.00 + 1238720.0 x 80.000 + 6569120.0 x 1416.063) / 44527840.0

= 870.857 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 912.00 mm, ab = k1 x cb = 775.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 775200.000 = 17790.840 kN, ∑Csi = 6192.217 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 17790.840 + 6192.217 - 1238.720 = 22744.337 kN

Mb = Cc x 1132.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10432.019 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 458.664 mm, e = Mu/Pu = 996.648 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 224.15 mm, a = k1 x c = 190.53 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 190530.005 = 4372.664 kN

∑Csi = 1390.976 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 4372.664 + 1390.976 - 1238.720 = 4524.920 kN

Mn = Cc x 1424.735 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4509.754 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=996.648)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 224.153 mm, a = k1 x c = 190.530 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-224.15) / 224.15 = 0.01734

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 35263.892 kN ≥ Pn = 4524.920 kN

ΦPn = 0.85 x 4524.920 = 3846.182 kN ≥ Pu = 3638.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.997 = 3833.289 kN.m ≥ Mu = 3626.053 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1520.00 = 1147.623 kN

< Vu (= 2021.019 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (2021.019 - 1147.623) x 150.00 / (400.0 x 1520.00 x Φ) = 287.301 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1520.00 / 150.00 = 1609.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1520.00 = 5265.434 kN ≥ 1609.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1530.164 + 1609.984) = 2355.111 kN ≥ 2021.019 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 하부_내측

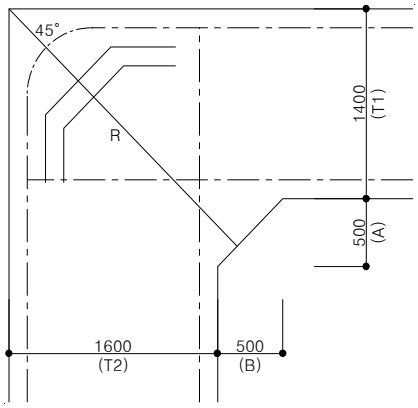
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1600 × 0.0020 = 3200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4195.400 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4195.400 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2474.874 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4195.40 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 3.425 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4195.40 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 18835.529 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 18835.529 mm² - 6353.600 mm²

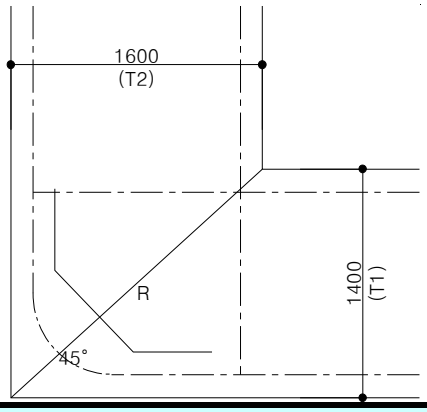
= 12481.929 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 12481.929 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3996.946 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3996.946 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2126.029$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 8923.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3996.95 \times 10^6}{2126.029^2 \times 1000} = 4.421 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3996.95 \times 10^6}{2126.029 \times 180} = 20888.947 \text{ mm}$$

Asb = 8923.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20888.947 mm² - 8923.200 mm²

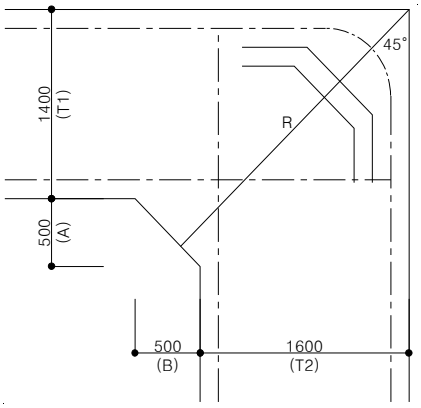
= 11965.747 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 8EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 13519.600 mm² > Req'd As (= 11965.747 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4198.090 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4198.090 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$= 2474.874$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4198.09 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 3.427 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4198.09 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 18847.606 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 18847.606 mm² - 6353.600 mm²

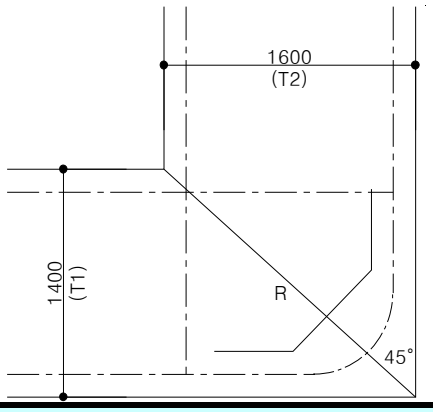
= 12494.006 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 12494.006 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 4000.325 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 4000.325 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 2126.029$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 8923.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 4000.32 \times 10^6}{2126.029^2 \times 1000} = 4.425 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 4000.32 \times 10^6}{2126.029 \times 180} = 20906.607 \text{ mm}$$

Asb = 8923.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20906.607 mm² - 8923.200 mm²

= 11983.407 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 11983.407 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	351.725	O.K	2.814
		좌측 (하면)	1	1270	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1270	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	281.179	O.K	2.249
		우측 (상면)	3	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	351.160	O.K	2.809
		우측 (하면)	3	1270	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1287	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1216	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	318.044	O.K	2.544
		중앙부	5	1287	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	310.993	O.K	2.488
		우측 (상면)	6	1287	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1216	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	317.513	O.K	2.540
좌측벽체	1층	상부	7	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	255.947	O.K	2.048
		상부	7	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1464	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	248.232	O.K	1.986
		중앙부	8	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1413	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	313.372	O.K	2.507
		하부	9	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-

우측벽체	1층	상부	10	1617	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	255.648	O.K	2.045
		상부	10	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1464	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	248.253	O.K	1.986
		중앙부	11	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1416	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	333.296	O.K	2.666
		하부	12	1520	H22 - 8.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3031.739 x 1000000 / [12707.200 x (1416.667 - 420.891/3)]
= 186.924 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x12707.200)]
= 420.891 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 186.92) - 2.5 x 84.00 = 351.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 186.92) = 449.38 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 351.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 351.73 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3128.517 x 1000000 / [11492.800 x (1270.000 - 378.695/3)]
= 237.999 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1270.0/(7x11492.800)]
= 378.695 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 238.00) - 2.5 x 64.00 = 281.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 238.00) = 352.94 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 281.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 281.18 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3034.790 x 1000000 / [12707.200 x (1416.667 - 420.891/3)]
= 187.112 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x12707.200)]
= 420.891 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 187.11) - 2.5 x 84.00 = 351.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 187.11) = 448.93 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 351.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 351.16 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3507.309 x 1000000 / [16422.800 x (1216.063 - 426.161/3)]
= 198.847 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x16422.800/1000.0 + 7x16422.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1216.1/(7x16422.800)]
= 426.161 mm

사용철근량 = 16422.8 mm² (철근도심 : 183.9 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 198.85) - 2.5 x 84.00 = 318.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 198.85) = 422.44 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 318.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 318.04 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2483.739 x 1000000 / [9530.400 x (1286.667 - 352.960/3)]
= 222.933 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1286.7/(7x9530.400)]
= 352.960 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 222.93) - 2.5 x 64.00 = 310.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 222.93) = 376.79 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 310.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 310.99 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3510.840 x 1000000 / [16422.800 x (1216.063 - 426.161/3)]
= 199.047 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x16422.800/1000.0 + 7x16422.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1216.1/(7x16422.800)]
= 426.161 mm

사용철근량 = 16422.8 mm² (철근도심 : 183.9 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 199.05) - 2.5 x 84.00 = 317.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 199.05) = 422.01 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 317.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 317.51 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4195.400 x 1000000 / [12707.200 x (1616.667 - 454.666/3)]
= 225.348 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1616.7/(7x12707.200)]
= 454.666 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 225.35) - 2.5 x 84.00 = 255.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 225.35) = 372.76 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 255.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 255.95 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2742.189 x 1000000 / [8923.200 x (1464.398 - 369.789/3)]
= 229.142 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1464.4/(7x8923.200)]
= 369.789 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 135.6 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 229.14) - 2.5 x 84.00 = 248.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 229.14) = 366.59 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 248.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.23 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3996.946 x 1000000 / [15815.600 x (1412.840 - 459.453/3)]
= 200.622 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15815.600/1000.0 + 7x15815.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1412.8/(7x15815.600)]
= 459.453 mm

사용철근량 = 15815.6 mm² (철근도심 : 187.2 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 200.62) - 2.5 x 84.00 = 313.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 200.62) = 418.70 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 313.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 313.37 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4198.090 x 1000000 / [12707.200 x (1616.667 - 454.666/3)]
= 225.492 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1616.7/(7x12707.200)]
= 454.666 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 225.49) - 2.5 x 84.00 = 255.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 225.49) = 372.52 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 255.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 255.65 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2742.060 x 1000000 / [8923.200 x (1464.398 - 369.789/3)]
= 229.131 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1464.4/(7x8923.200)]
= 369.789 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 135.6 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 229.13) - 2.5 x 84.00 = 248.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 229.13) = 366.60 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 248.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.25 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 4000.325 x 1000000 / [16422.800 x (1416.063 - 467.102/3)]
= 193.265 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x16422.800/1000.0 + 7x16422.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.1/(7x16422.800)]
= 467.102 mm

사용철근량 = 16422.8 mm² (철근도심 : 183.9 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 193.26) - 2.5 x 84.00 = 333.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 193.26) = 434.64 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 333.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 333.30 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 11.000 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.40 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 11.000 / 28

T = 0.393 m < 1.400 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

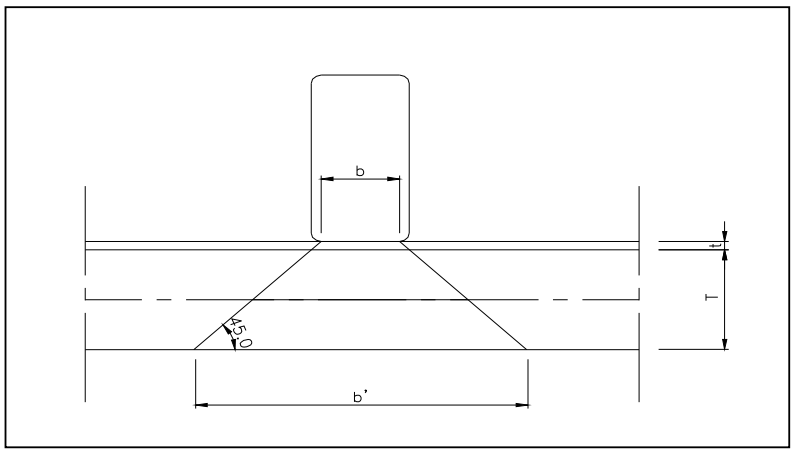
1) 고정하중

- 구체자중 = 1363.450 / 12.600 = 108.210 kN/m²
- 상부연직하중 = 329.237 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

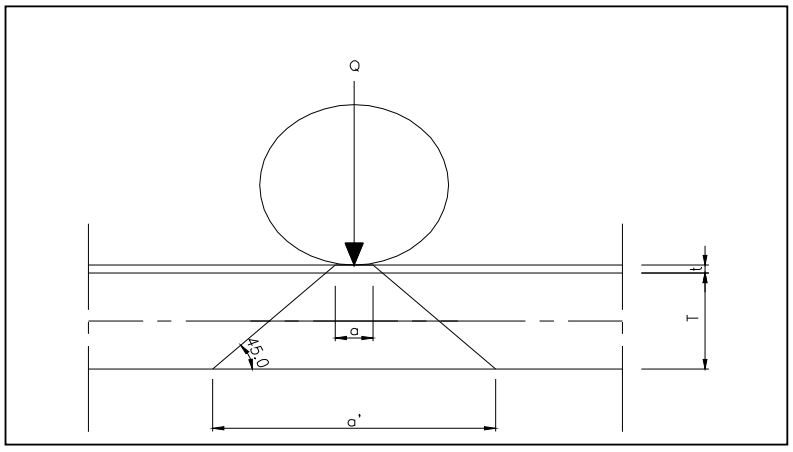


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1400 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.400 + 0.040) × cot 45°

= 3.380 m



a' = 0.200 + 2 × (1.400 + 0.040) × cot 45°

= 3.080 m

Qz = 96.0 / (3.380 × 3.080)= 9.222 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 108.21 + 329.24 + 10.00 + 0.92 + 9.22

= 457.589 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 815.32 kN/m² ≥ Qmax = 457.589 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.600	×	1.400	×	25.000			=	441.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.600	×	1.400	×	25.000			=	441.000	kN/m
- 벽체	:	1.600	×	2.970	×	25.000	×	2	=	237.600	kN/m
	:	1.600	×	2.970	×	25.000	×	2	=	237.600	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.600	×	1.000	×	19.000			=	239.400	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.600	×	16.204	×	10.000			=	2041.704	kN/m
- 수직수압	:	12.600	×	16.204	×	10.000			=	2041.704	kN/m
							∴ Σ		=	5693.434	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 16.204 \times 19.000 + 16.204^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 589.895$ kN/m

∴ $\sum = 3.458 + 589.895 = 593.353$ kN/m

(3) 저항력

$R = 5693.434 + 593.353 = 6286.787$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.600 \times 24.944 \times 10.000$

$= 3142.944$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 6286.787 / 3142.944$

$= 2.000 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.600	×	1.400	×	25.000			=	441.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.600	×	1.400	×	25.000			=	441.000	kN/m
- 벽체	:	1.600	×	2.970	×	25.000	×	2	=	237.600	kN/m
	:	1.600	×	2.970	×	25.000	×	2	=	237.600	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.600	×	15.800	×	19.000			=	3782.520	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.600	×	1.404	×	10.000			=	176.904	kN/m
- 수직수압	:	12.600	×	1.404	×	10.000			=	176.904	kN/m
							∴ Σ		=	5506.954	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 863.185$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times 1.404 \times 19.000 + 1.404^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 156.994$ kN/m

∴ $\sum = 863.185 + 156.994 = 1020.178$ kN/m

(3) 저항력

$R = 5506.954 + 1020.178 = 6527.132$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.600 \times 10.144 \times 10.000$

$= 1278.144$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 6527.132 / 1278.144$

$= 5.107 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{441.000}{12.600 \times 10.000 \times 1.100} = 3.182 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.182 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{678.600}{12.600 \times 10.000 \times 1.100} = 4.896 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.896 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{684.850}{12.600 \times 10.000 \times 1.100} = 4.941 \text{ m}$$

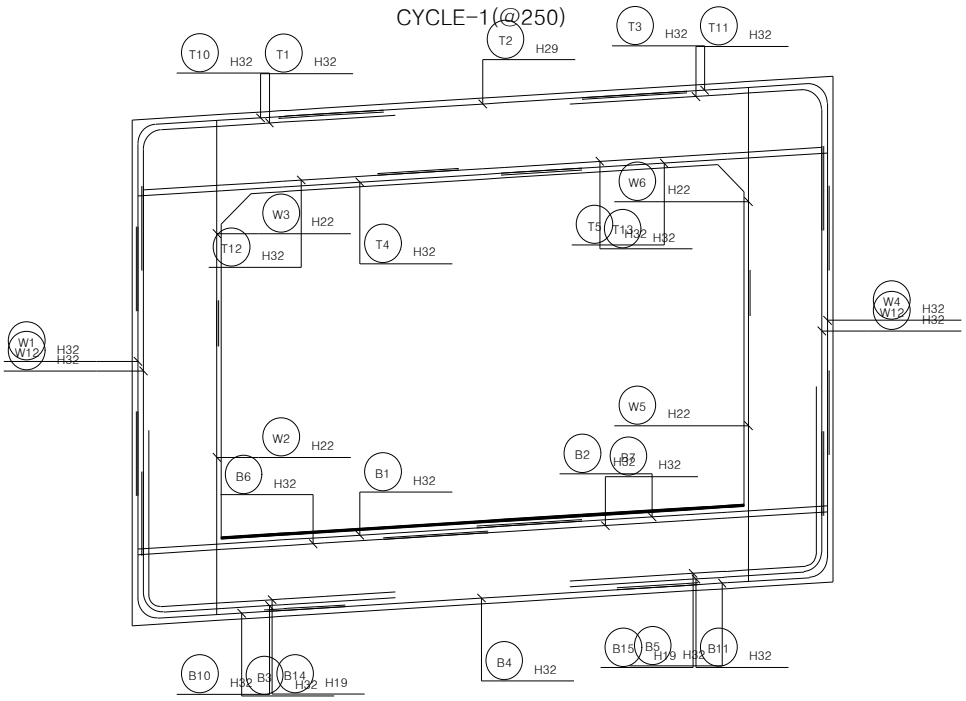
∴ 구조물 저면으로 부터 4.941 m 이하유지

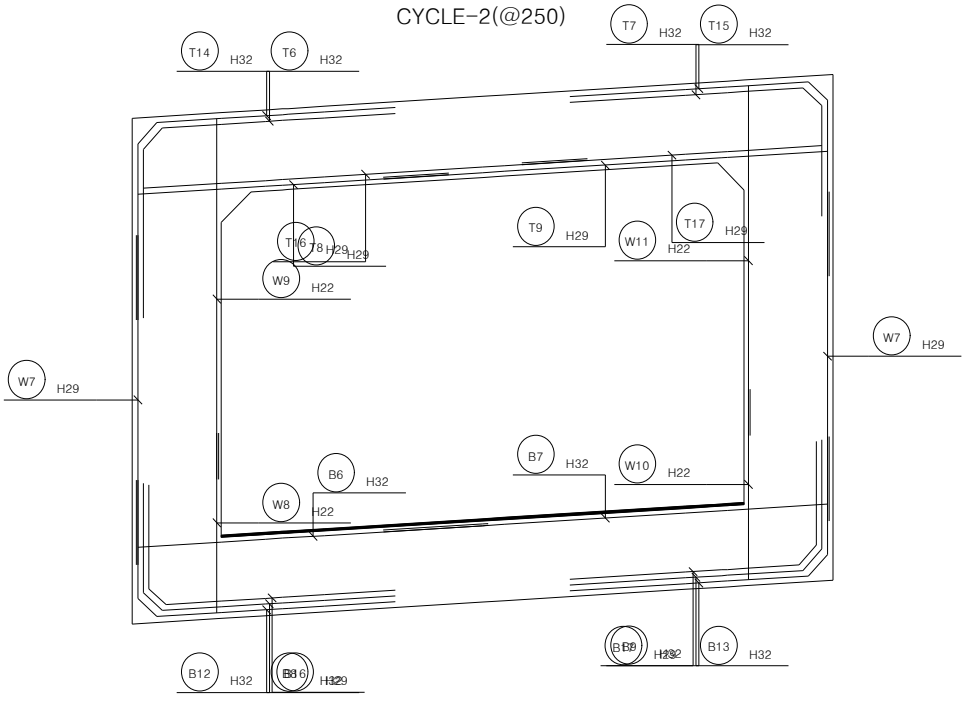
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1363.450}{12.600 \times 10.000 \times 1.100} = 9.837 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 9.837 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
T10 H32
T1 H32
T2 H29
T3 H32
T11 H32
W6 H22
W3 H22
T12 H32
T4 H32
T5
T13
H32
H32
W4
W12
H32
H32
W1
W12
H32
H32
W5 H22
W2 H22
B6 H32
B1 H32
B2
B7
H32
H32
B10 H32
B3
B14
H32
H19
B4 H32
B15
B5
H19
H32
B11 H32


CYCLE-2(@250)
T14 H32
T6 H32
T7 H32
T15 H32
T16
T8
H29
H29
T9 H29
T17 H29
W11 H22
W9 H22
W7 H29
W7 H29
B7 H32
B6 H32
W10 H22
W8 H22
B12 H32
B13 H32

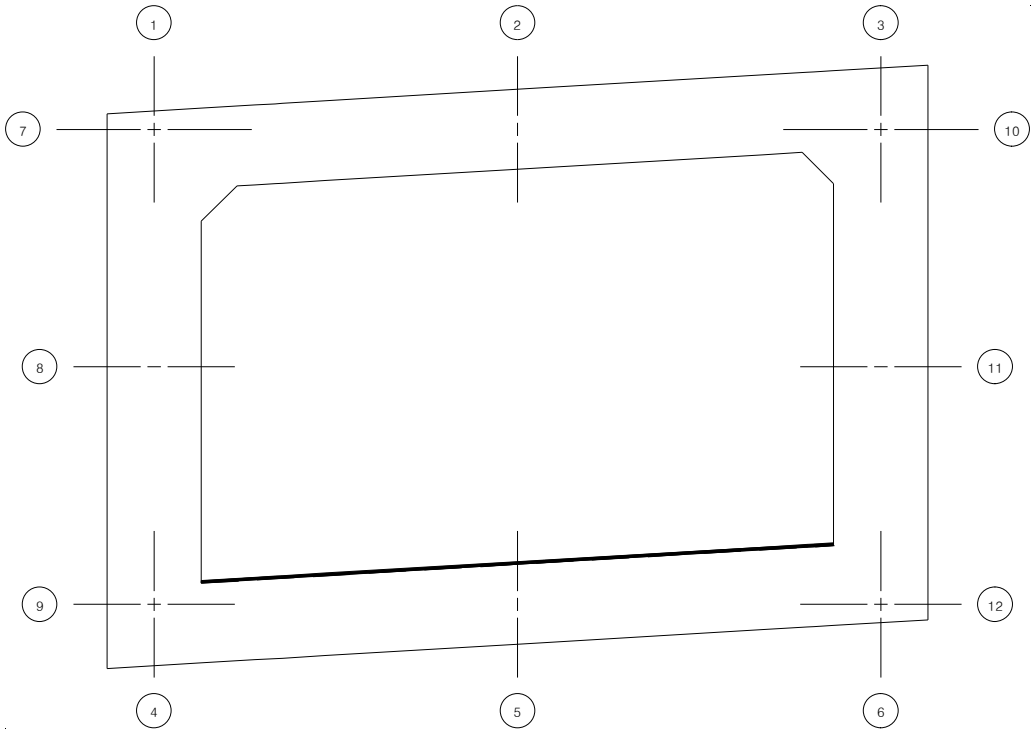
Ramp B BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+180.000 (BLOCK3 : B3)
▣ 토 피(FH)= 14.40 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건: 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	393.154	5854.374	600	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	2623.366	5031.824	1.918	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1219	3498.41	4183.61	9021.67	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.20
		좌측(하면)	1	1000	1070	1884.03	3426.26	5417.82	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.82
		중앙부	2	1000	1070	3099.45	3426.26	9210.58	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.11
		우측(상면)	3	1000	1219	3498.41	4183.61	9021.67	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.20
		우측(하면)	3	1000	1070	1884.03	3426.26	5417.82	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.82
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1076	2671.76	3112.40	7796.03	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.16
		좌측(하면)	4	1000	1020	4462.32	4761.01	14717.84	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.07
		중앙부	5	1000	1079	3042.06	3309.45	8940.79	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	9800.00	1.09
		우측(상면)	6	1000	1076	2671.76	3112.40	7796.03	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.16
		우측(하면)	6	1000	1020	4462.32	4761.01	14717.84	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.07
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1419	4784.64	7291.58	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	12538.80	1.52
		상부(내측)	7	1000	1320	2086.49	2306.20	-	H16 - 8.0EA	12538.80	1.11
		중앙부(외측)	8	1000	1253	3138.81	6173.74	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	11057.20	1.97
		중앙부(내측)	8	1000	1320	1018.14	5598.87	-	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	11057.20	5.50
		하부(외측)	9	1000	1220	4903.64	7395.20	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	18980.80	1.51
		하부(내측)	9	1000	1320	2647.39	3058.56	-	H22 - 8.0EA	18980.80	1.16

우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1419	4784.64	7291.58	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	12538.80	1.52
		상부 (내측)	10	1000	1320	2086.49	2306.20	-	H16 - 8.0EA	12538.80	1.11
		중앙부 (외측)	11	1000	1253	3138.81	6173.74	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	11057.20	1.97
		중앙부 (내측)	11	1000	1320	1018.14	5598.87	-	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	11057.20	5.50
		하부 (외측)	12	1000	1220	4903.64	7395.20	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	18980.80	1.51
		하부 (내측)	12	1000	1320	2647.39	3058.56	-	H22 - 8.0EA	18980.80	1.16

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	6	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	683.6	1849.2	1889.75	2.00	553.76	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	695.0	555.8	1308.10	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	683.6	1849.2	1889.75	2.00	553.76	H19	150	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	698.8	1854.8	2364.75	2.00	537.21	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	5	700.6	798.7	1535.68	2.00	90.95	H22	300	774.20	O.K
		우측	6	698.8	1854.8	2364.75	2.00	537.21	H22	150	774.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	923.7	1600.8	1918.64	2.00	270.30	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	929.4	1004.8	1426.99	2.00	60.22	H16	300	397.20	O.K
		하부	9	910.7	1248.7	1395.32	2.00	277.05	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	10	923.7	1600.8	1918.64	2.00	270.30	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	929.4	1004.8	1426.99	2.00	60.22	H16	300	397.20	O.K
		하부	12	910.7	1248.7	1395.32	2.00	277.05	H16	300	397.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1219	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	323.189	O.K	2.586
		좌측 (하면)	1	1070	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1070	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	290.411	O.K	2.323
		우측 (상면)	3	1219	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	323.189	O.K	2.586
		우측 (하면)	3	1070	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1076	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1020	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	277.010	O.K	2.216
		중앙부	5	1079	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	282.142	O.K	2.257
		우측 (상면)	6	1076	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1020	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	277.010	O.K	2.216
좌측벽체	1층	상부	7	1419	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	238.189	O.K	1.906
		상부	7	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1253	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	243.600	O.K	1.949
		중앙부	8	1320	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1220	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	316.087	O.K	2.529
		하부	9	1320	H22 - 8.0EA	-	-	-	-

우측벽체	1층	상부	10	1419	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	238.189	O.K	1.906
		상부	10	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1253	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	243.600	O.K	1.949
		중앙부	11	1320	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1220	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	316.087	O.K	2.529
		하부	12	1320	H22 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 5.94M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 14.401 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

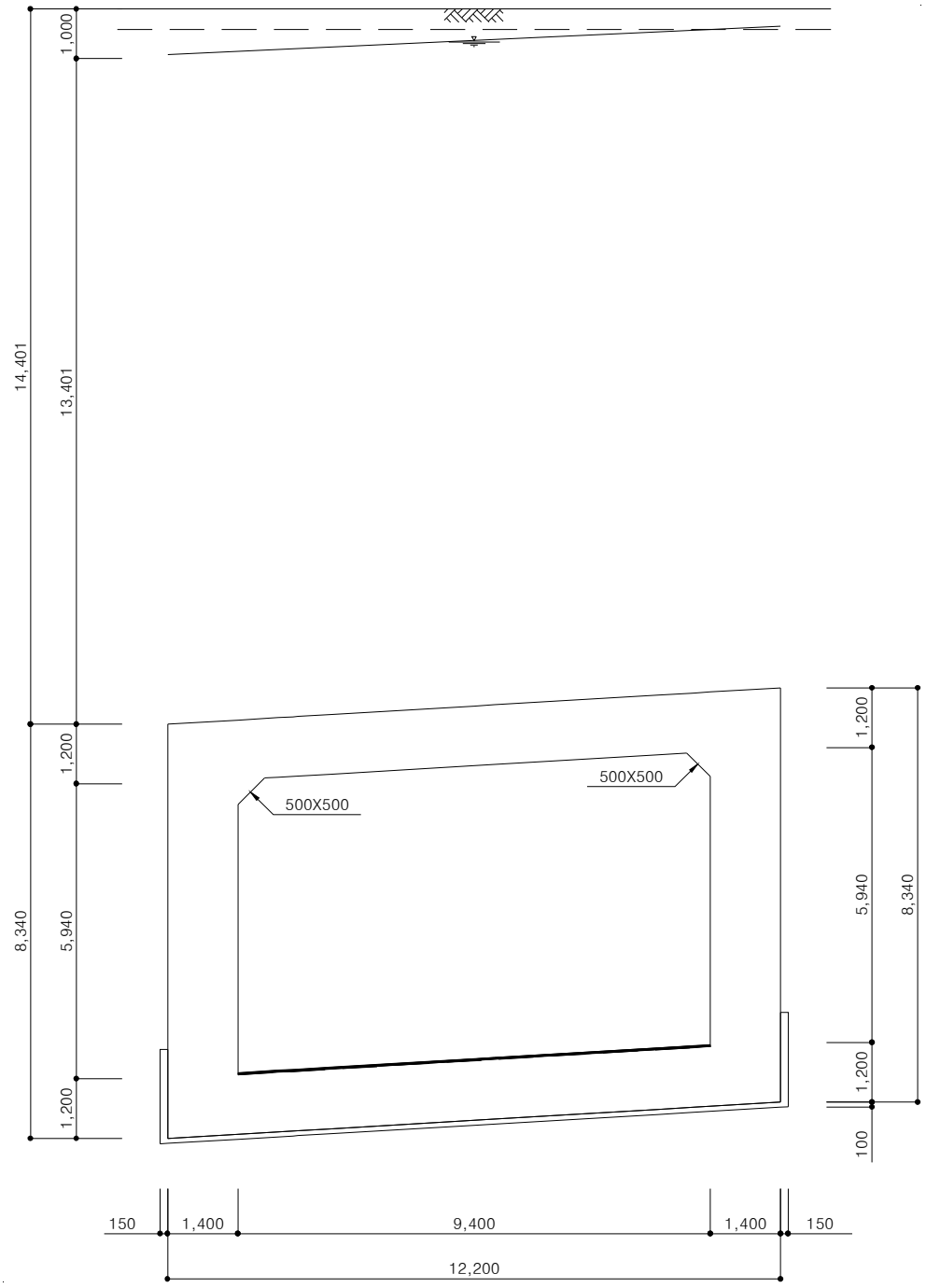
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
14,401
13,401
1,200
8,340
5,940
1,200
500X500
500X500
1,200
5,940
8,340
1,200
100
150
1,400
9,400
1,400
150
12,200

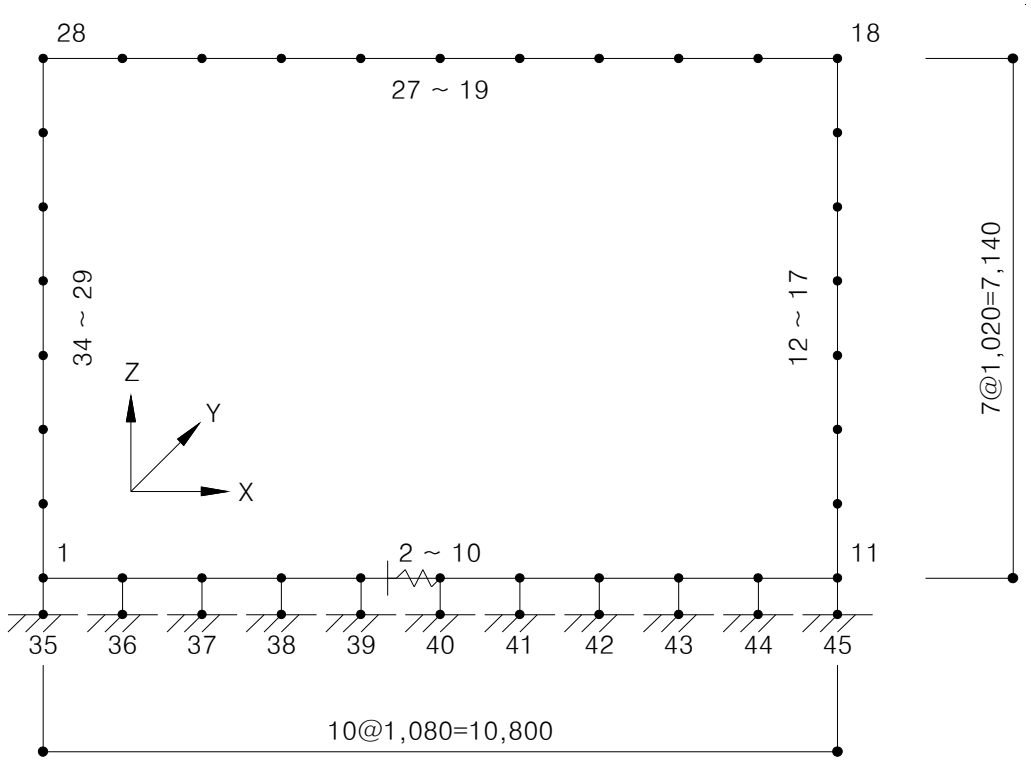
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

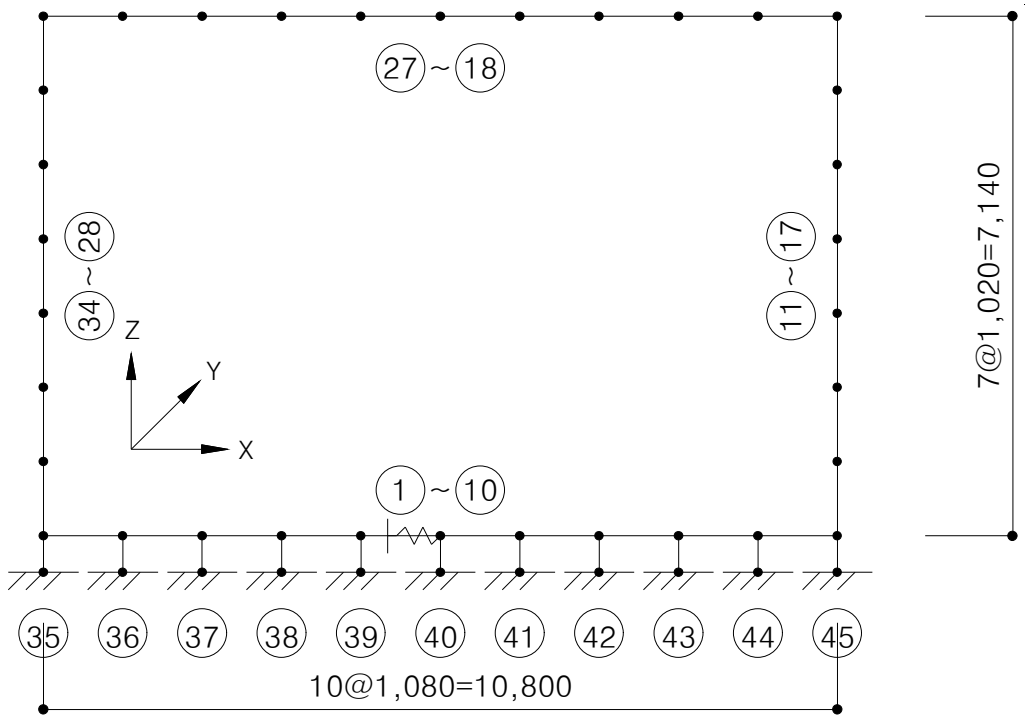
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

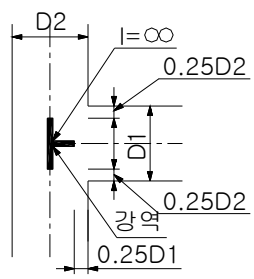
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1~10,18~27
2	1.400 × 1.000 = 1.400	0.22867	11~17,28~34

3) 단면좌표

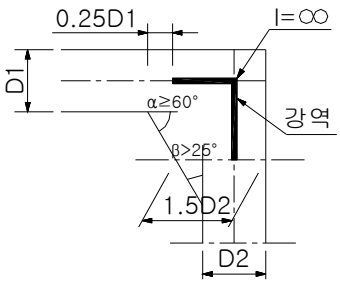
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	24	4.320	7.640
2	1.080	0.500	25	3.240	7.640
3	2.160	0.500	26	2.160	7.640
4	3.240	0.500	27	1.080	7.640
5	4.320	0.500	28	0.000	7.640
6	5.400	0.500	29	0.000	6.620
7	6.480	0.500	30	0.000	5.600
8	7.560	0.500	31	0.000	4.580
9	8.640	0.500	32	0.000	3.560
10	9.720	0.500	33	0.000	2.540
11	10.800	0.500	34	0.000	1.520
12	10.800	1.520	35	0.000	0.000
13	10.800	2.540	36	1.080	0.000
14	10.800	3.560	37	2.160	0.000
15	10.800	4.580	38	3.240	0.000
16	10.800	5.600	39	4.320	0.000
17	10.800	6.620	40	5.400	0.000
18	10.800	7.640	41	6.480	0.000
19	9.720	7.640	42	7.560	0.000
20	8.640	7.640	43	8.640	0.000
21	7.560	7.640	44	9.720	0.000
22	6.480	7.640	45	10.800	0.000
23	5.400	7.640			

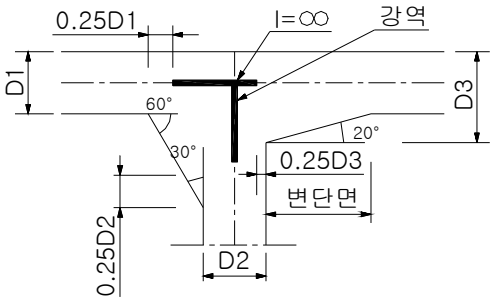
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 28 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 28 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 18 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1200 = 400 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1200 = 400 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

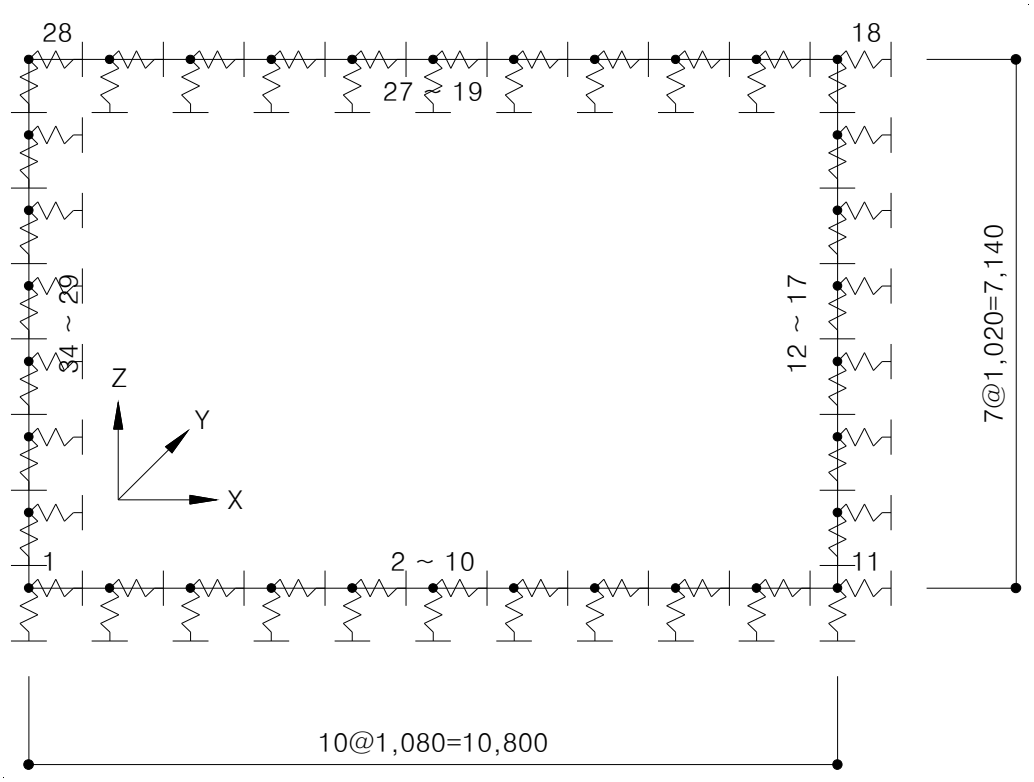
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

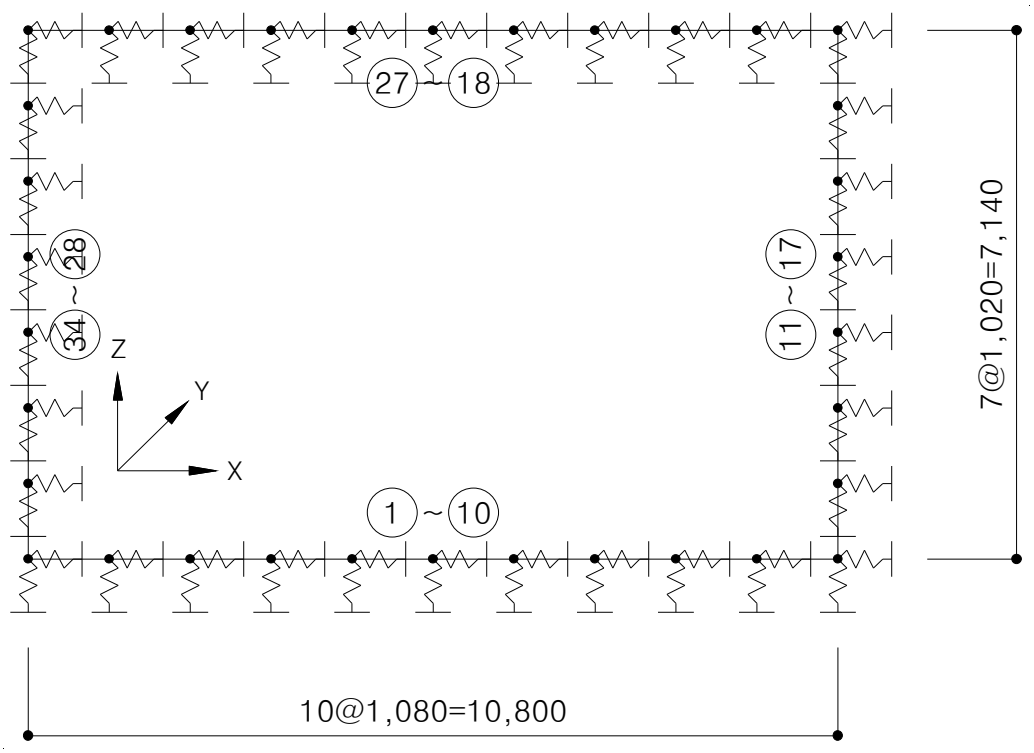
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

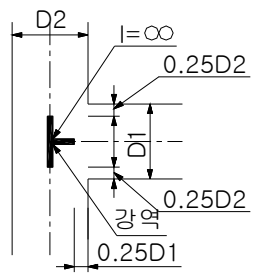
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1~10,18~27
2	1.400 × 1.000 = 1.400	0.22867	11~17,28~34

3) 단면좌표

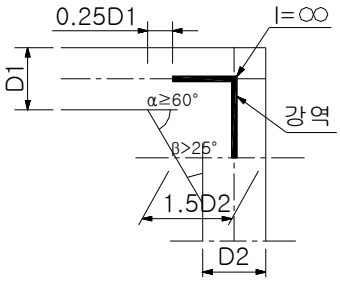
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	18	10.800	7.140
2	1.080	0.000	19	9.720	7.140
3	2.160	0.000	20	8.640	7.140
4	3.240	0.000	21	7.560	7.140
5	4.320	0.000	22	6.480	7.140
6	5.400	0.000	23	5.400	7.140
7	6.480	0.000	24	4.320	7.140
8	7.560	0.000	25	3.240	7.140
9	8.640	0.000	26	2.160	7.140
10	9.720	0.000	27	1.080	7.140
11	10.800	0.000	28	0.000	7.140
12	10.800	1.020	29	0.000	6.120
13	10.800	2.040	30	0.000	5.100
14	10.800	3.060	31	0.000	4.080
15	10.800	4.080	32	0.000	3.060
16	10.800	5.100	33	0.000	2.040
17	10.800	6.120	34	0.000	1.020

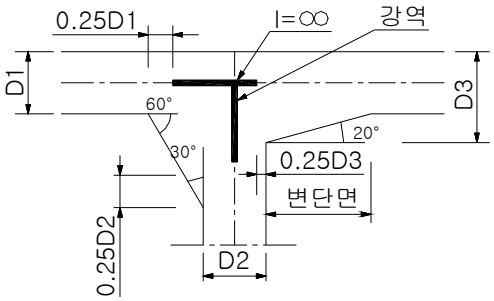
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 28 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 28 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 18 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1200 = 400 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1200 = 400 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(12.200 × 12.200 = 12.20 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (12.200 / 0.3) $^{-3\ /\ 4}$ = 10349.72 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.080/2) = 12834 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 11178 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 16.420 ~ -5.880, N=31)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $31^{1/3}$ = 251.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 251.3 = 251.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 251.3^2 = 128750.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 128750.0 = 339900.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $31^{1/3}$ = 251.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 251.3 = 201.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 201.0^2 = 82367.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 82367.0 = 217448.9 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.200 × 12.200) = 12.200 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 339900.0 = 2266000.00 kN/m³
Kv = 2266000.000 × (12.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 140711.95 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 140711.950 = 46903.98 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.200 × 12.200) = 12.200 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 339900.0 = 2266000.00 kN/m³
Kv = 2266000.000 × (12.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 140711.95 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 140711.950 = 46903.98 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.340 × 8.340) = 8.340 m
Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 339900.0 = 2266000.00 kN/m³
Kh = 2266000.000 × (8.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 187165.72 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 187165.720 = 62388.57 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 151969 kN/m	19~27
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 50656 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 190909 kN/m	12~17,29~34
Kss1	Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 63636 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 151969 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 50656 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.080/2) = 174483 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.020/2 + 1.200/2) = 207754 kN/m	
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 174483 kN/m	18,28
Ksb2	Kh x (1.020/2 + 1.200/2) = 207754 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.200 × 12.200) = 12.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kv = 1449659.330 × (12.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 90019.59 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 90019.590 = 30006.53 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.200 × 12.200) = 12.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kv = 1449659.330 × (12.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 90019.59 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 90019.590 = 30006.53 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(8.340 × 8.340) = 8.340 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kh = 1449659.330 × (8.340 / 0.3)$^{-3/4}$ = 119738.10 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 119738.100 = 39912.70 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 97221 kN/m	19~27
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 32407 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 122133 kN/m	12~17,29~34
Kss1	Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 40711 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 97221 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 32407 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.080/2) = 111624 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.020/2 + 1.200/2) = 132909 kN/m	
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 111624 kN/m	18,28
Ksb2	Kh x (1.020/2 + 1.200/2) = 132909 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 토 사	: 13.901 × 19.00	=	264.119	kN/m²
	∴ Total Wd1	=	275.619	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 13.401 × 10.00	=	134.010	kN/m²
	∴ Total Wd2	=	155.010	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주)D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 14.401m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.50 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 14.501 × 19.000) × 0.500 = 143.509 kN/m²
Wh2 = 143.509 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 153.199 kN/m²
Wh3 = 153.199 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 162.889 kN/m²
Wh4 = 162.889 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 172.579 kN/m²
Wh5 = 172.579 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 182.269 kN/m²
Wh6 = 182.269 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 191.959 kN/m²
Wh7 = 191.959 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 201.649 kN/m²
Wh8 = 201.649 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 211.339 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 14.001 × = 80.505 kN/m²
Wh2 = 80.505 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 85.605 kN/m²
Wh3 = 85.605 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 90.705 kN/m²
Wh4 = 90.705 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 95.805 kN/m²
Wh5 = 95.805 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 100.905 kN/m²
Wh6 = 100.905 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 106.005 kN/m²
Wh7 = 106.005 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 111.105 kN/m²
Wh8 = 111.105 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 116.205 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 13.401 × 10.000 = 134.010 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 14.001 × 10.000 = 140.010 kN/m²
Ww3 = 140.010 + 1.020 × 10.000 = 150.210 kN/m²
Ww4 = 150.210 + 1.020 × 10.000 = 160.410 kN/m²
Ww5 = 160.410 + 1.020 × 10.000 = 170.610 kN/m²
Ww6 = 170.610 + 1.020 × 10.000 = 180.810 kN/m²
Ww7 = 180.810 + 1.020 × 10.000 = 191.010 kN/m²
Ww8 = 191.010 + 1.020 × 10.000 = 201.210 kN/m²
Ww9 = 201.210 + 1.020 × 10.000 = 211.410 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (14.401 + 8.340 - 1.000) × 10.000 = 217.410 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.049	145.400	116.300	19.000	0.111	0.139
퇴적토	18.100	251.300	201.000	20.000	0.288	0.360
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	3.151	248.600	198.900	20.000	0.051	0.063
계					0.514	0.642

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.514 = 0.643	1.25 Tg' = 1.25 × 0.642 = 0.803

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

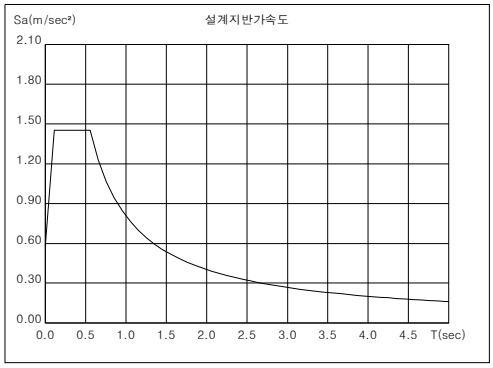
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.252 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.053 m/s²

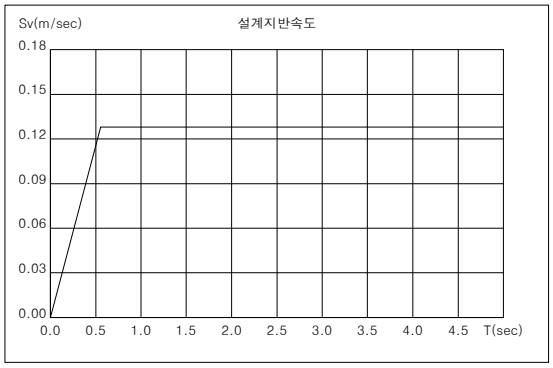
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.643 / 2π × 1.252 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.803 / 2π × 2.053 = 0.262 m/s

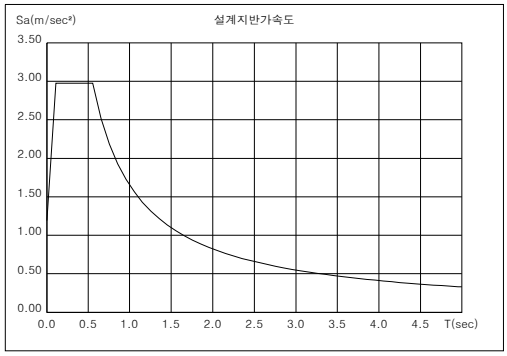
6) 설계응답 응답스펙트럼

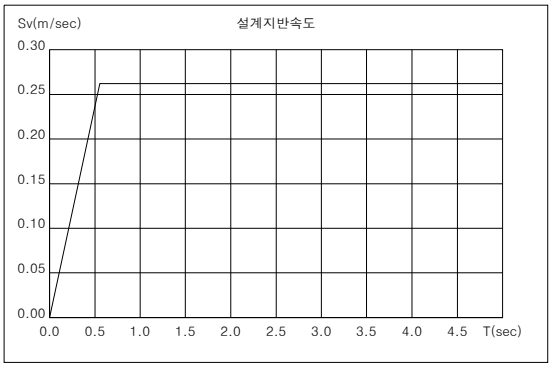
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 15.001 m
- 하부슬래브 EL. = 22.141 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.643 \times \cos(\pi \times 15.001 / (2 \times 30.000)) = 0.011793$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.643 \times \cos(\pi \times 22.141 / (2 \times 30.000)) = 0.006671$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.803 \times \cos(\pi \times 15.001 / (2 \times 30.000)) = 0.030145$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.803 \times \cos(\pi \times 22.141 / (2 \times 30.000)) = 0.017052$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 46903.980 \times (0.011793 - 0.006671)$ $= 240.242\ kN/m^2$	$Po = 30006.530 \times (0.030145 - 0.017052)$ $= 392.875\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
15.001	187165.720	0.011793	0.005122	958.663
16.021	187165.720	0.011146	0.004475	837.567
17.041	187165.720	0.010468	0.003797	710.668
18.061	187165.720	0.009760	0.003089	578.155
19.081	187165.720	0.009024	0.002353	440.401
20.101	187165.720	0.008263	0.001592	297.968
21.121	187165.720	0.007477	0.000806	150.856
22.141	187165.720	0.006671	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
15.001	119738.100	0.030145	0.013093	1567.731
16.021	119738.100	0.028492	0.011440	1369.804
17.041	119738.100	0.026759	0.009707	1162.298
18.061	119738.100	0.024949	0.007897	945.572
19.081	119738.100	0.023068	0.006016	720.344
20.101	119738.100	0.021121	0.004069	487.214
21.121	119738.100	0.019114	0.002062	246.900
22.141	119738.100	0.017052	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1,\ Vb = Gd \times Uh2,\ Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m^2)	붕괴방지수준(kN/m^2)
Vu	$128750.000 \times 0.000598 = 76.990$	$82367.000 \times 0.001528 = 125.860$
Vb	$177060.000 \times 0.000789 = 139.700$	$113357.000 \times 0.002017 = 228.640$
Vs	$(76.990 + 139.700) / 2 = 108.350$	$(125.860 + 228.640) / 2 = 177.250$

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.200×25.000×0.074×(1 - 0.015×15.001) = 1.720	fu = 1.200×25.000×0.182×(1 - 0.015×15.001) = 4.231

② 하부슬래브

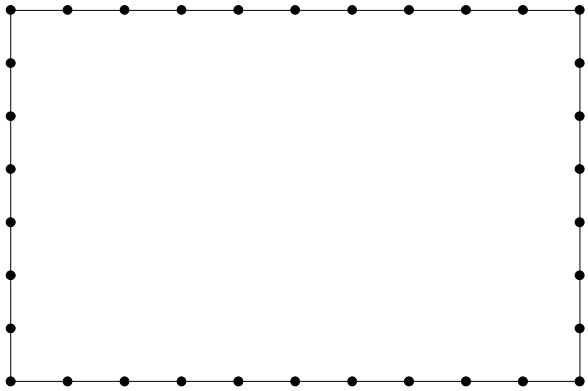
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.074×(1 - 0.015×22.141) = 1.483	fb = 1.200×25.000×0.182×(1 - 0.015×22.141) = 3.647

③ 측벽

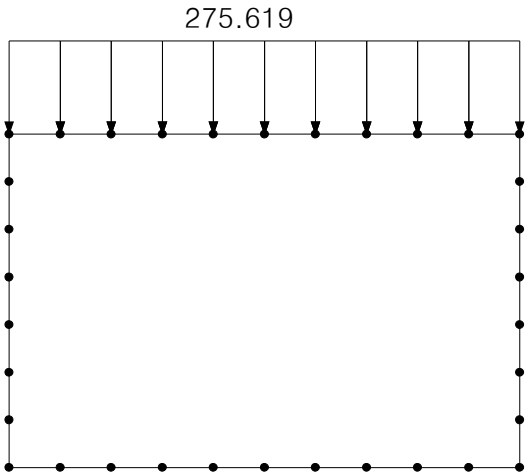
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×15.001) = 2.007	f1 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×15.001) = 4.937
f2 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×16.021) = 1.968	f2 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×16.021) = 4.839
f3 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×17.041) = 1.928	f3 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×17.041) = 4.742
f4 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×18.061) = 1.888	f4 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×18.061) = 4.644
f5 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×19.081) = 1.849	f5 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×19.081) = 4.547
f6 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×20.101) = 1.809	f6 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×20.101) = 4.449
f7 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×21.121) = 1.769	f7 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×21.121) = 4.352
f8 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×22.141) = 1.730	f8 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×22.141) = 4.254

10. 하 중 재 하 (상시)

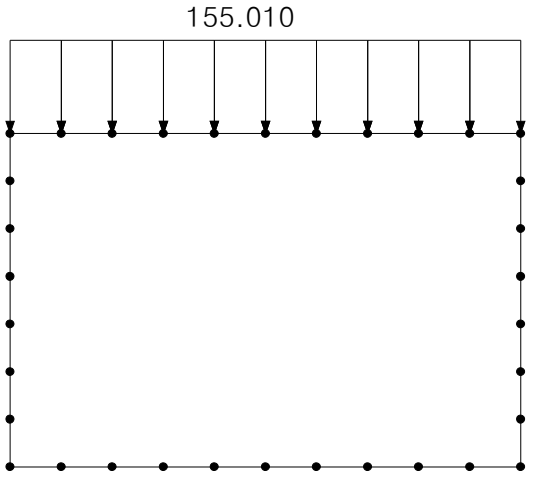
1) CASE1 - 구체자중(SW)



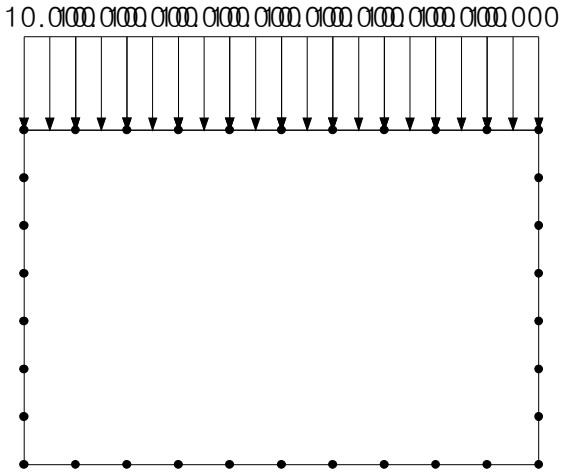
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



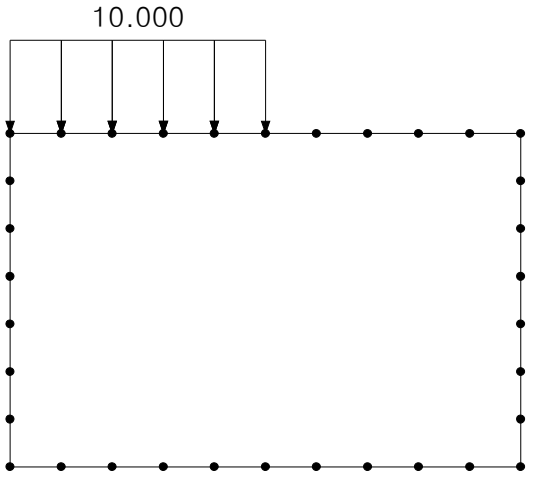
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



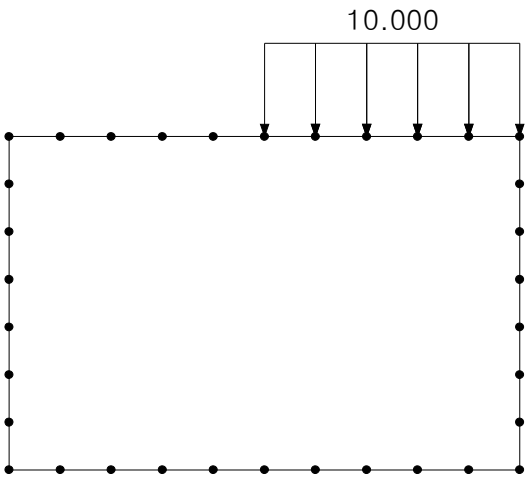
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



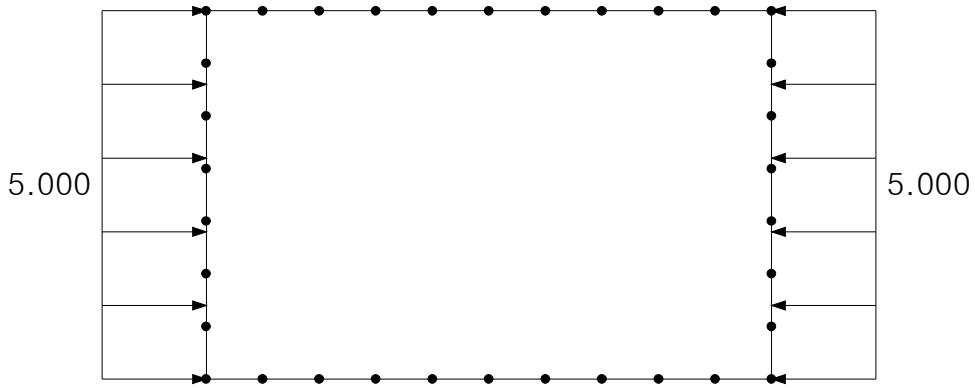
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



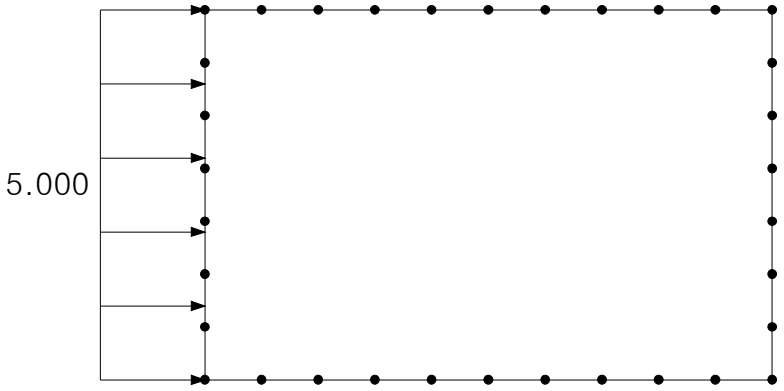
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



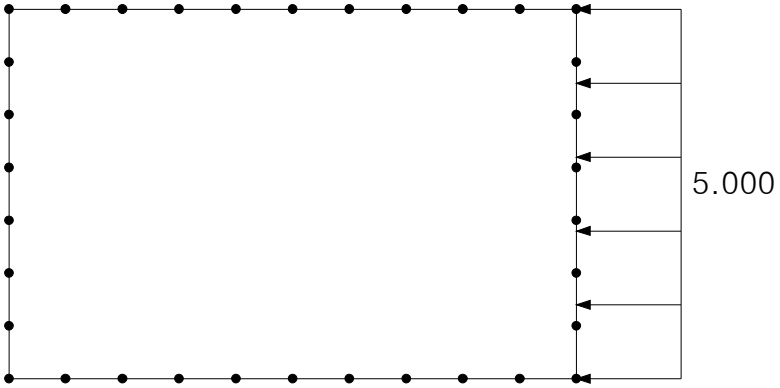
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



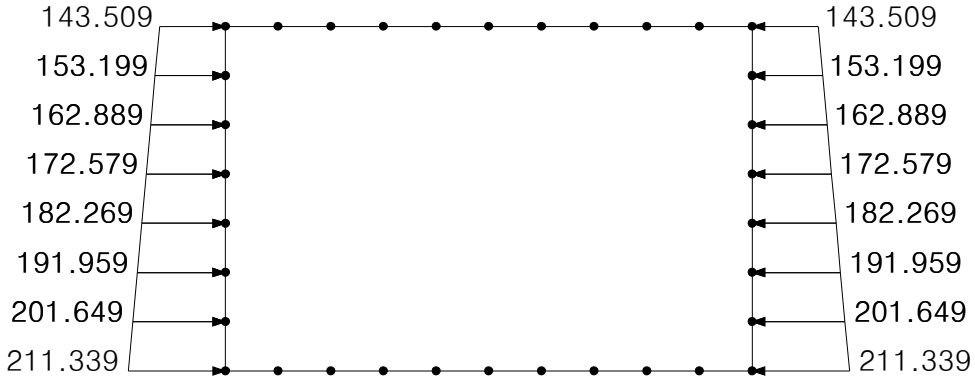
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



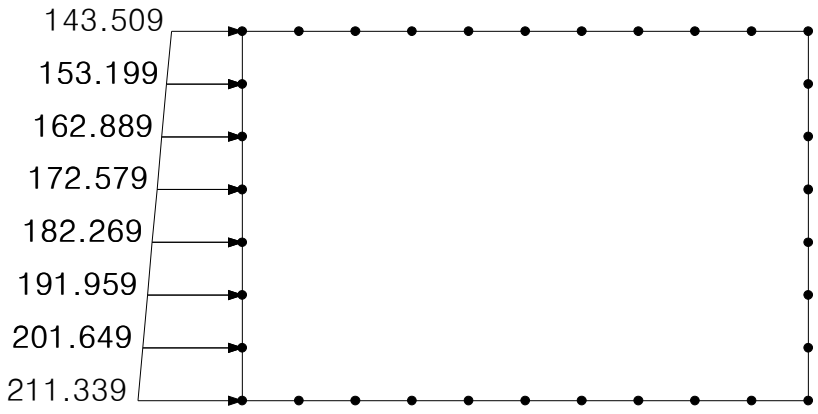
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



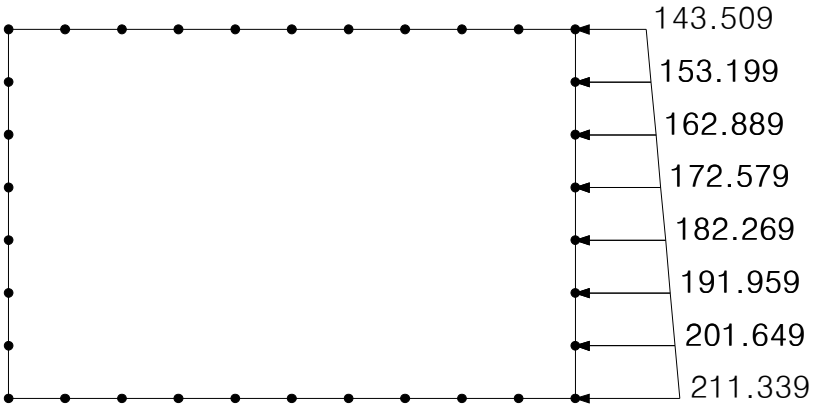
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



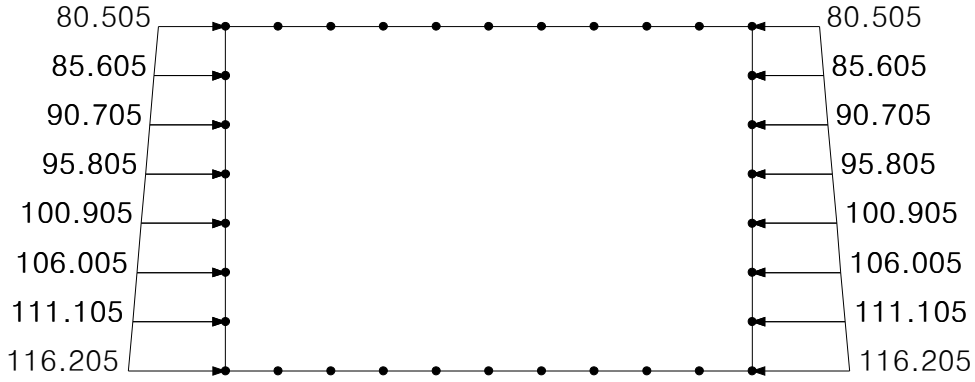
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



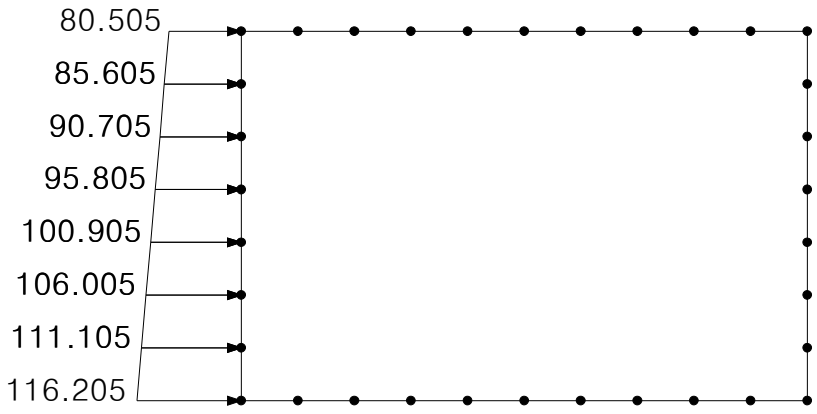
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



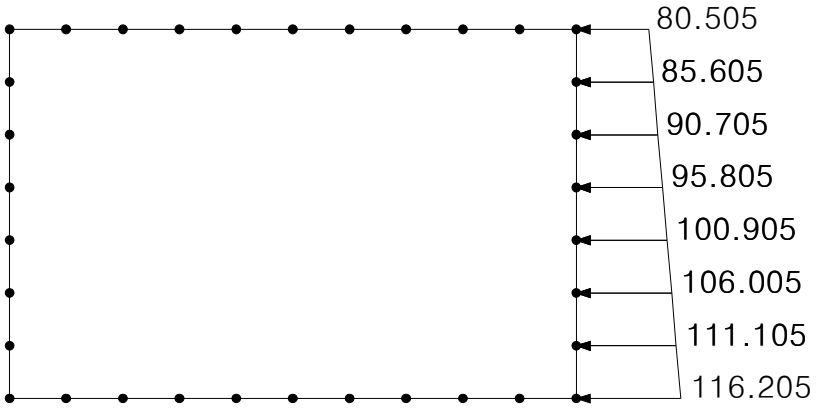
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



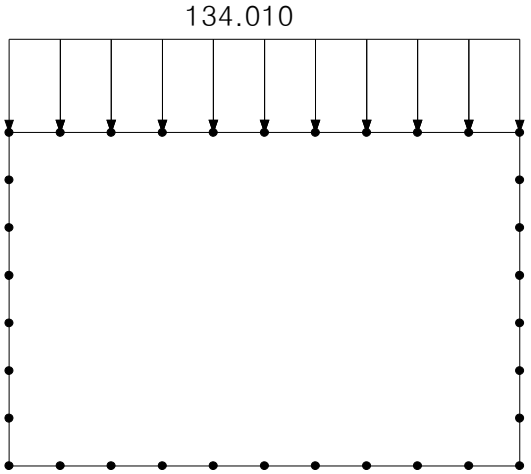
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



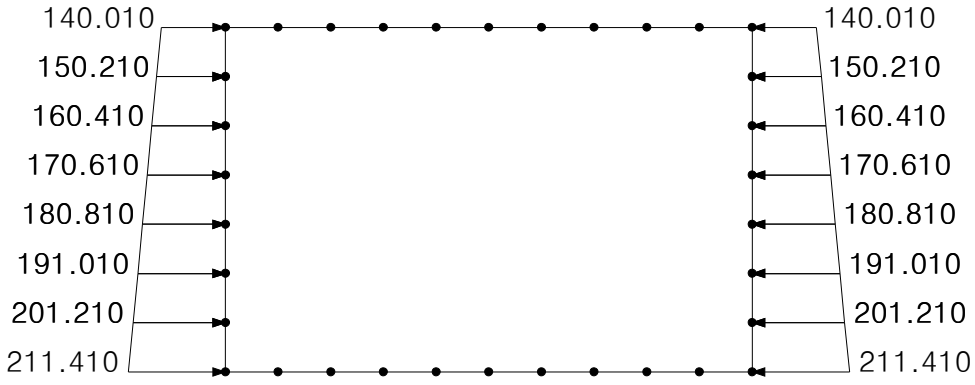
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



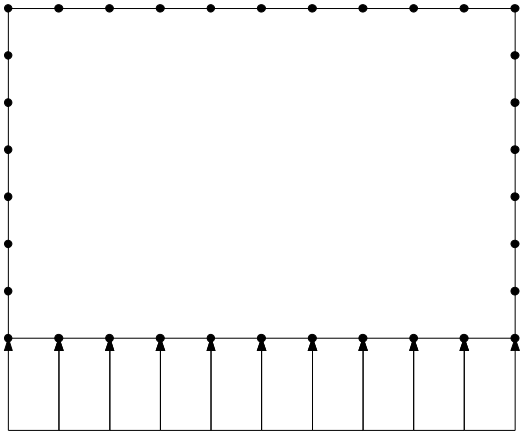
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



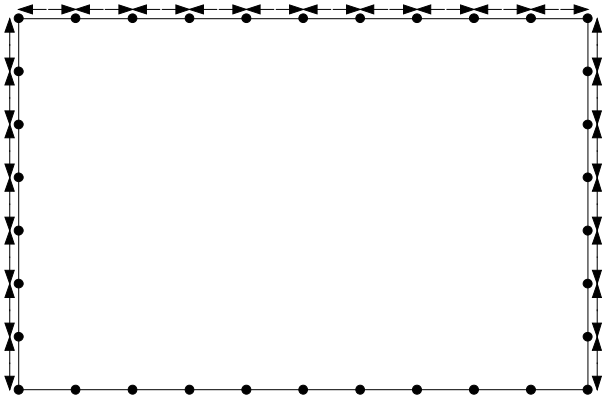
17) CASE17 - 수평수압(WATERH)



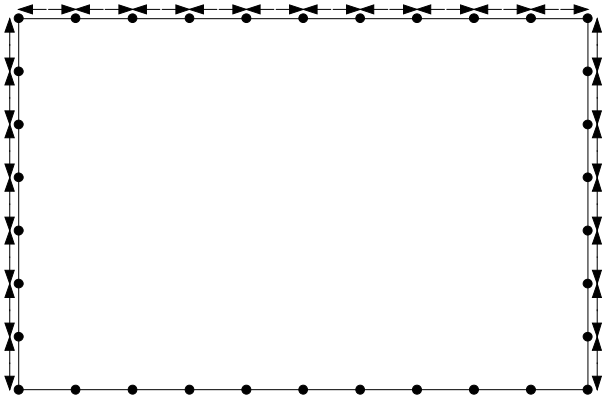
18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)



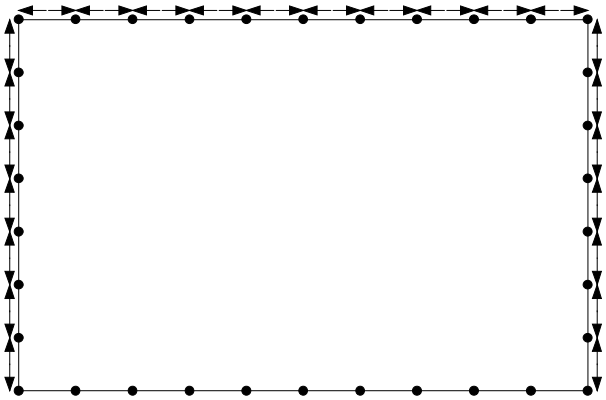
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

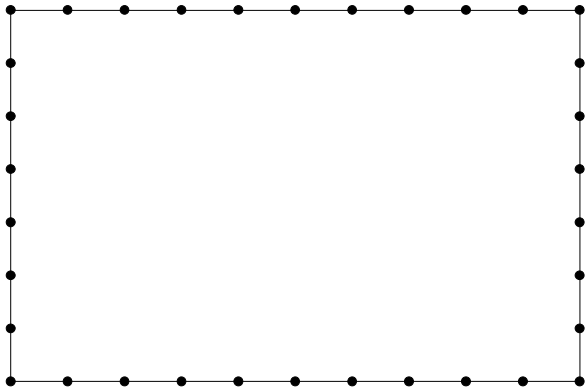


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

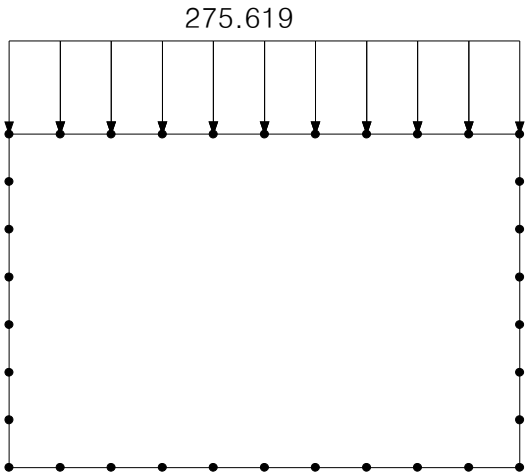


11. 하중 재하 (기능수행)

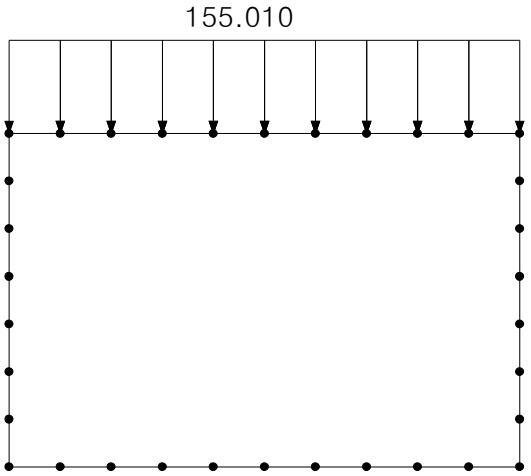
1) CASE1 - 구체자중(SW)



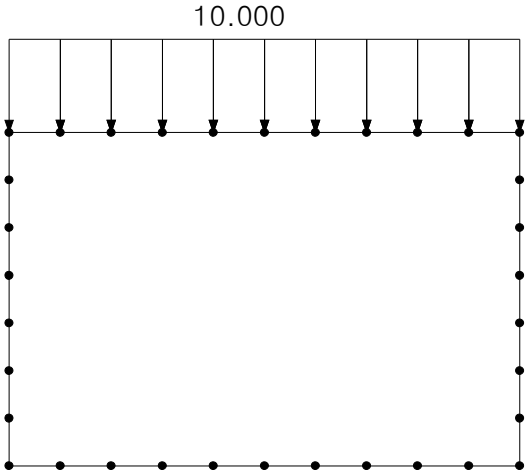
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



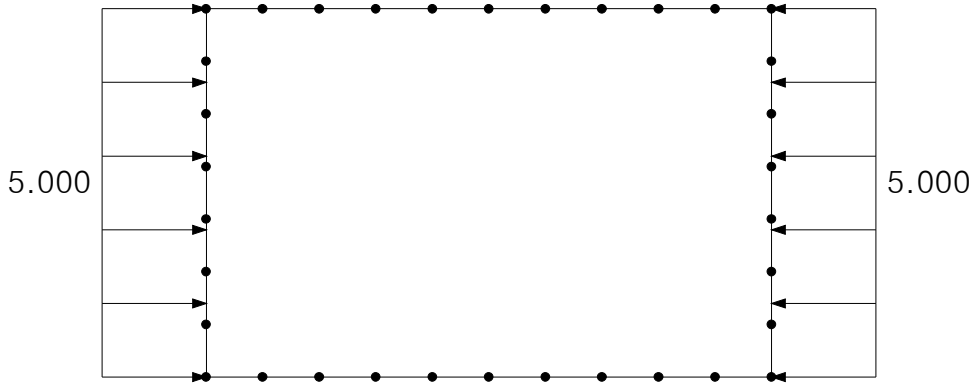
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)

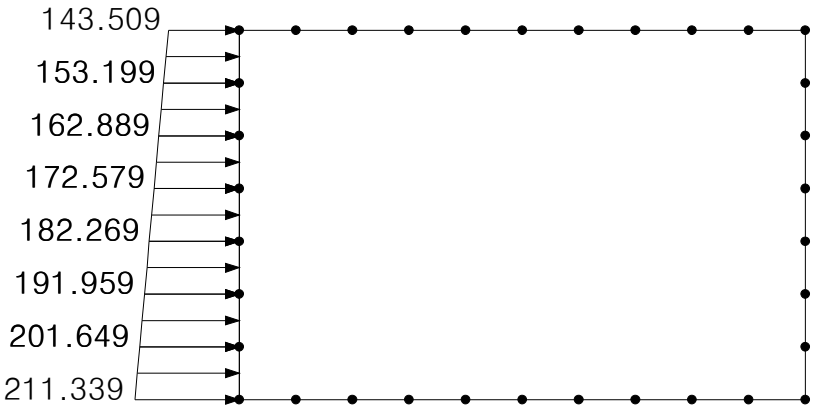


5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)

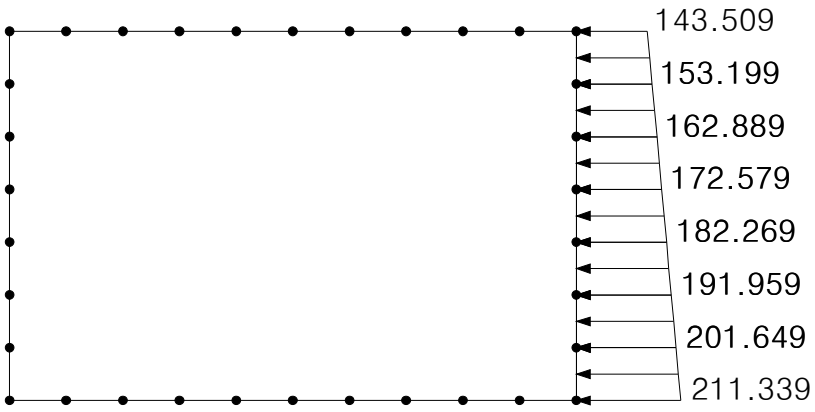


6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)

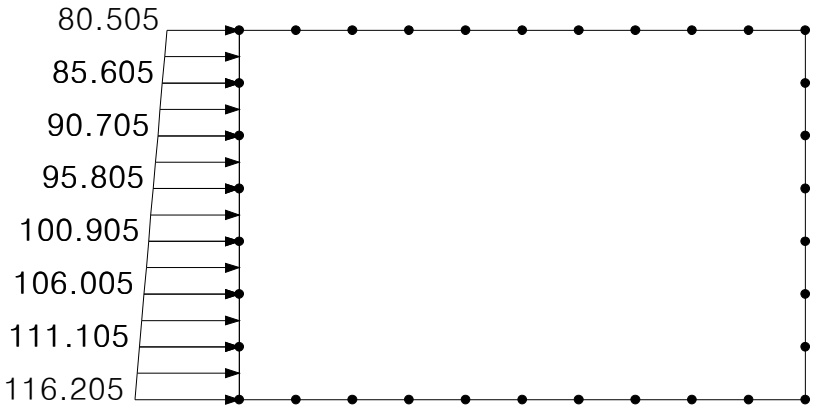


8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)

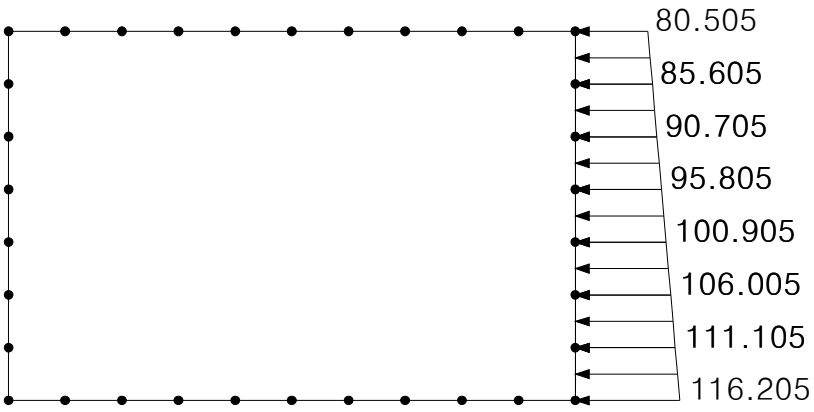


9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)

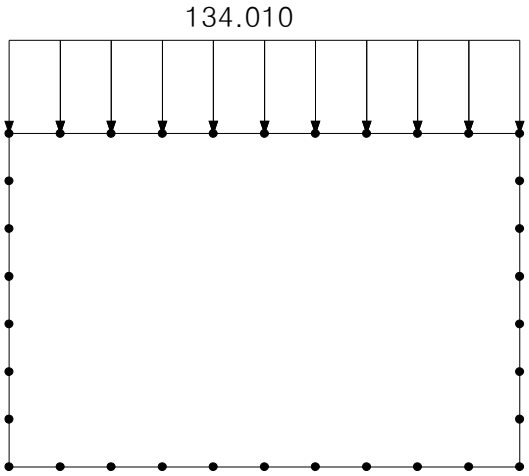
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



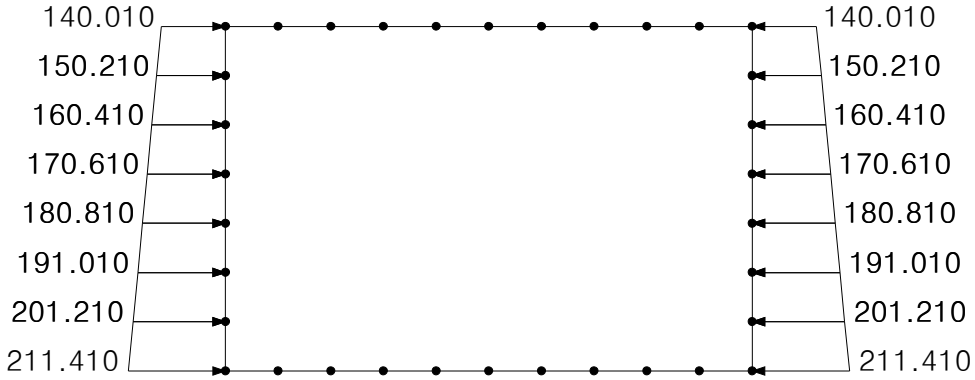
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



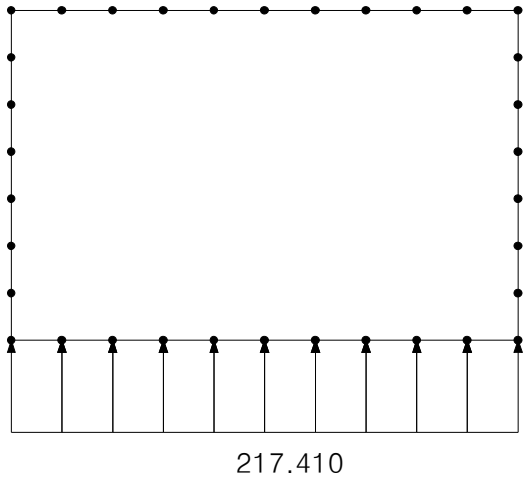
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

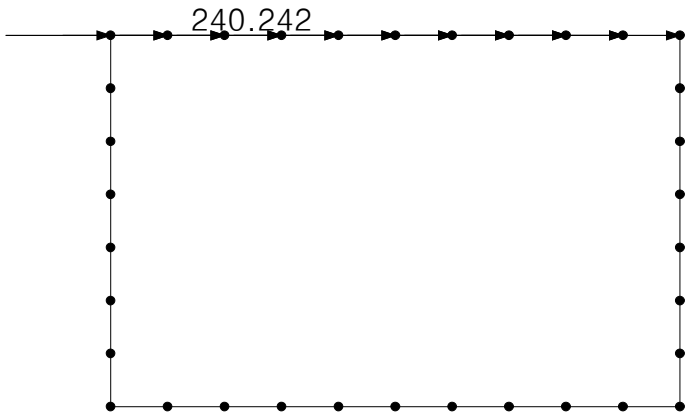


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

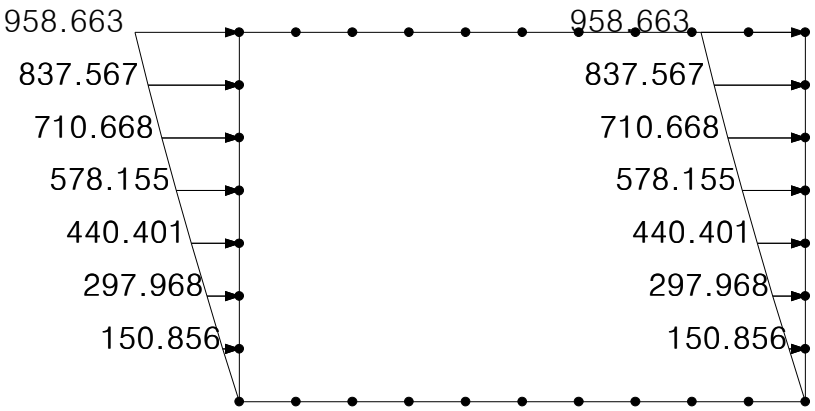


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

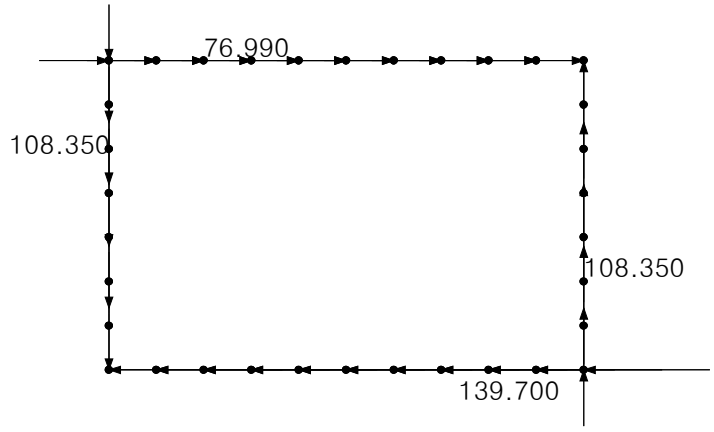
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



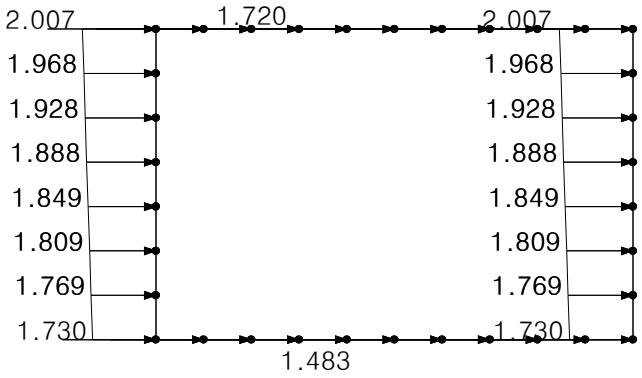
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

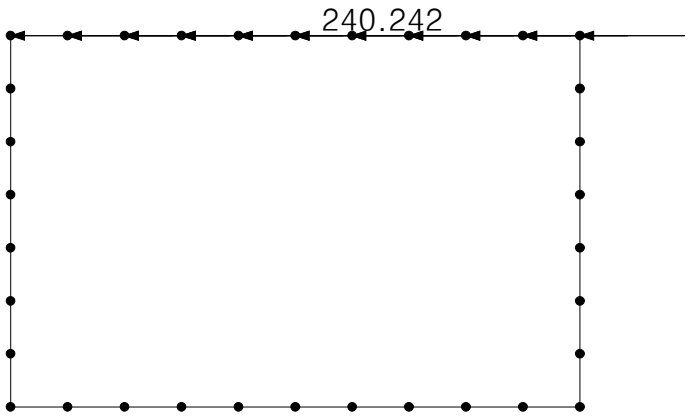


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

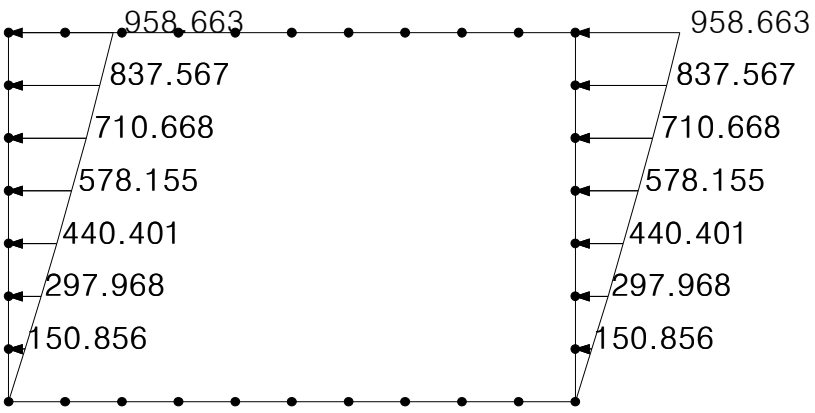


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

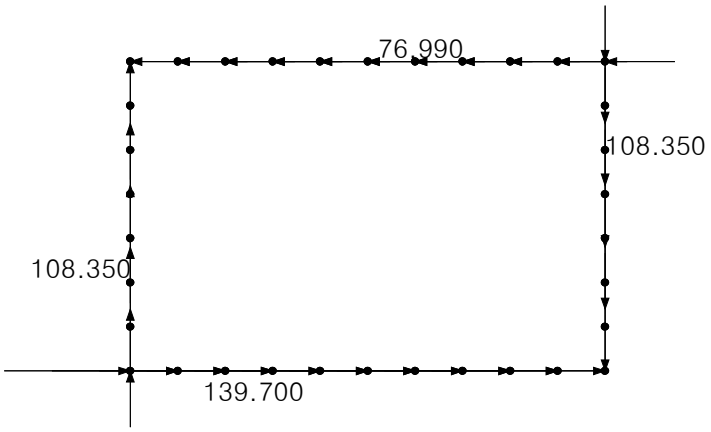
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



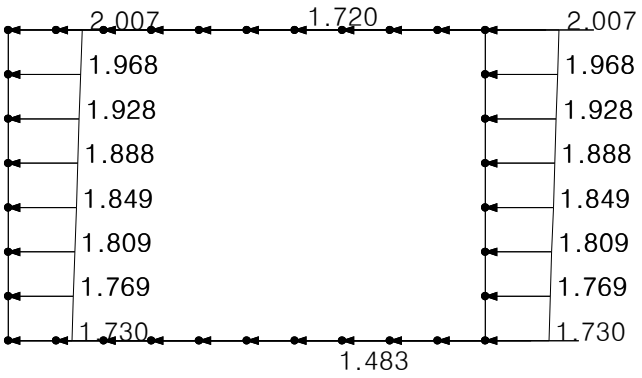
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

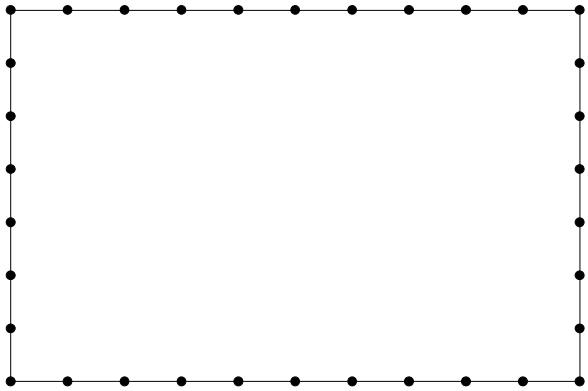


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

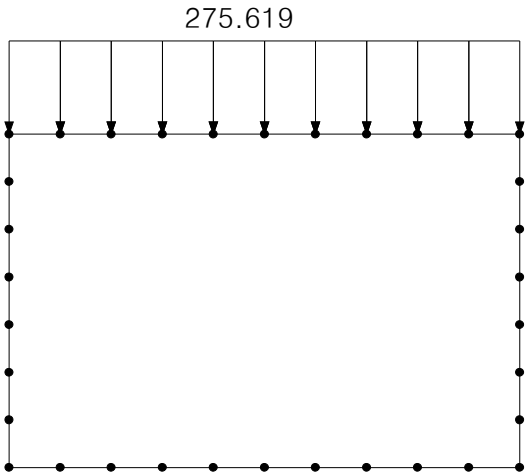


12. 하중 재하 (붕괴방지)

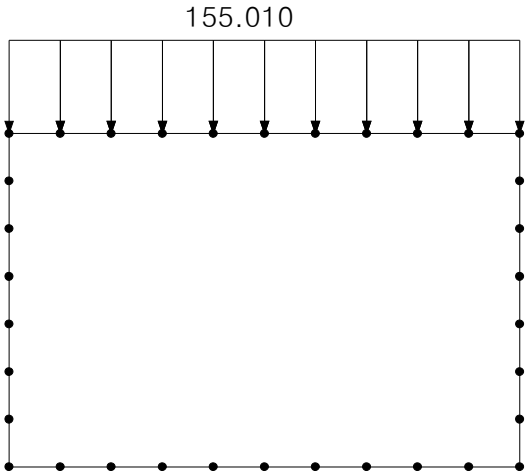
1) CASE1 - 구체자중(SW)



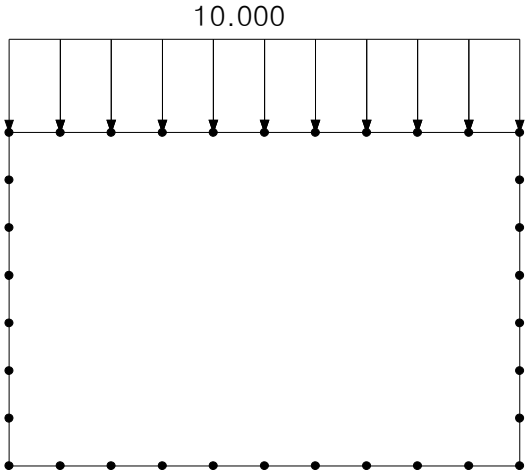
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



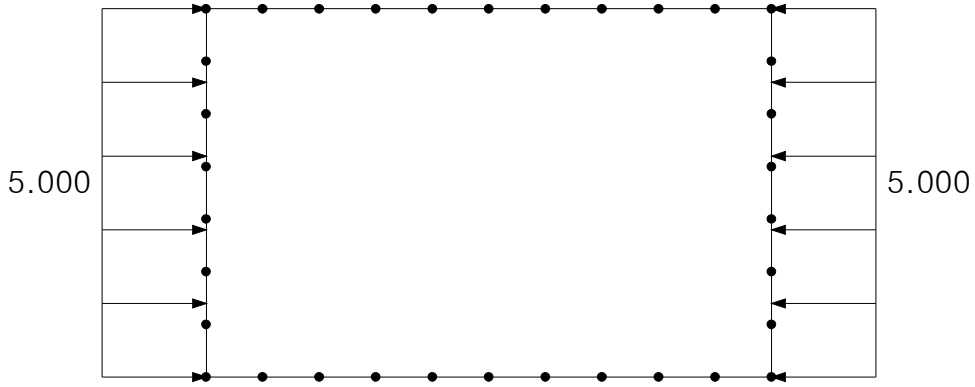
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)

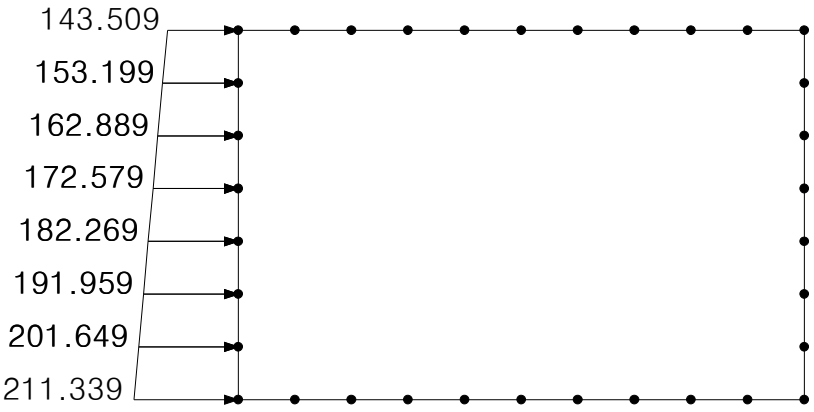


5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)

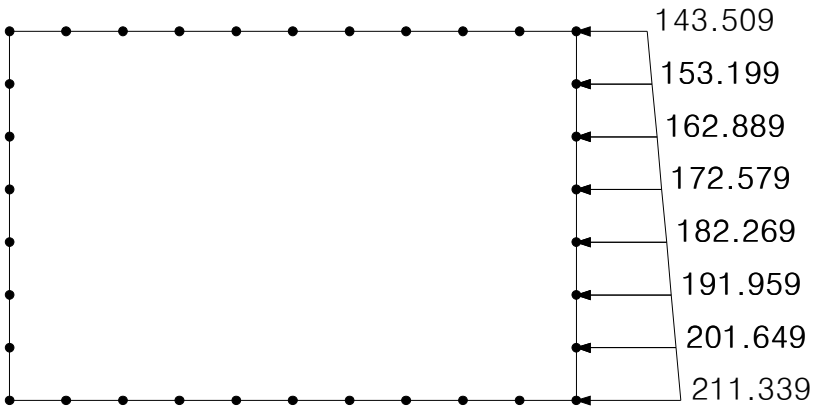


6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)

7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)

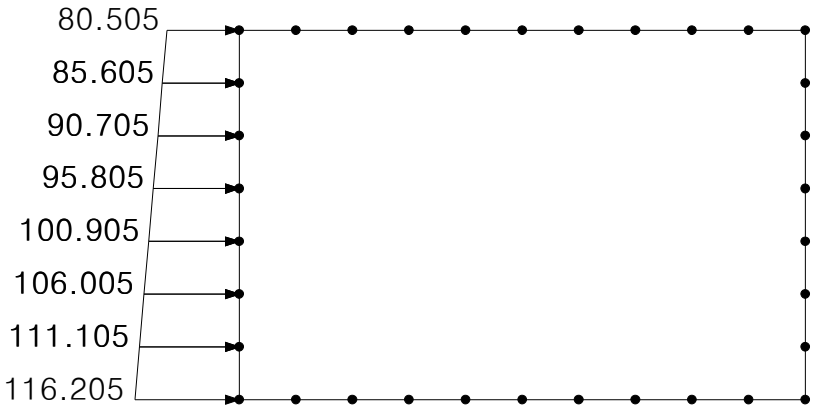


8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)

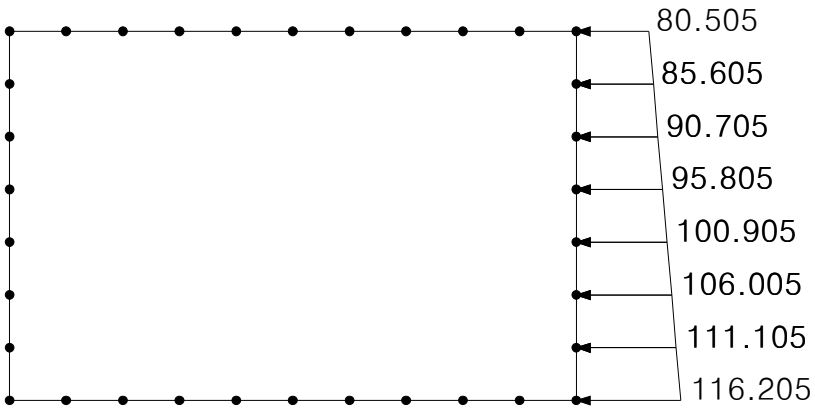


9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)

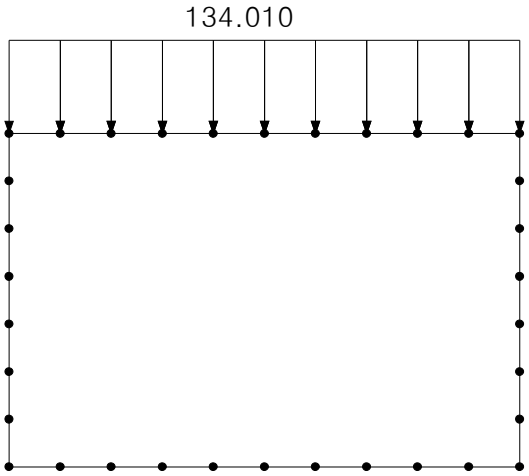
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



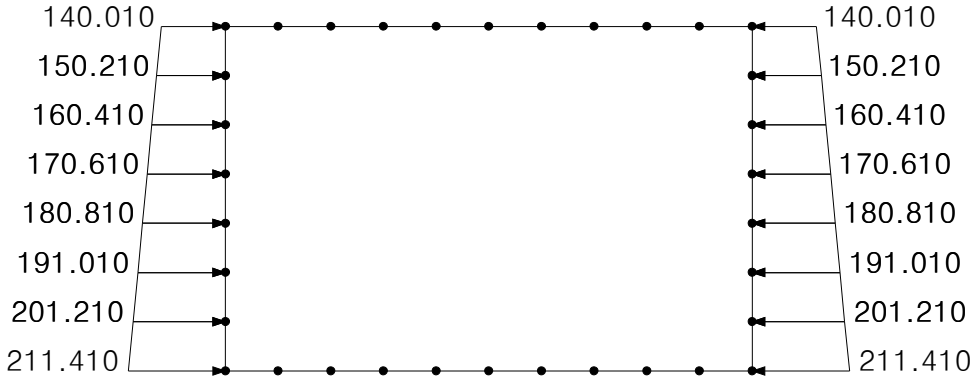
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



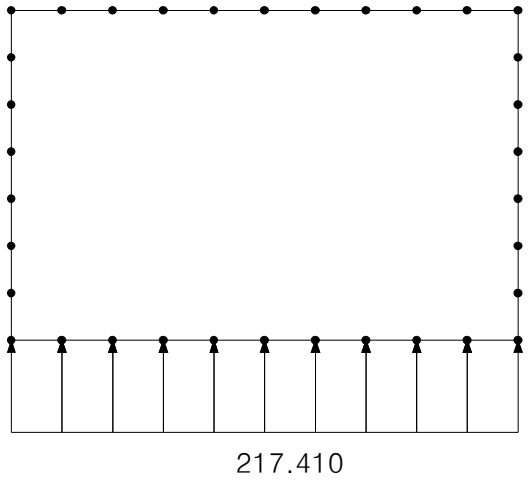
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

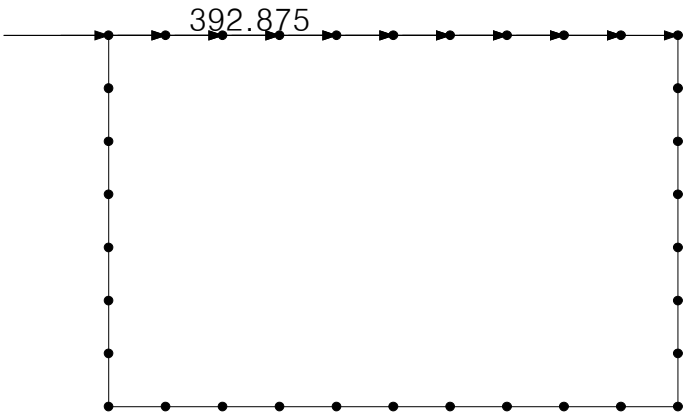


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

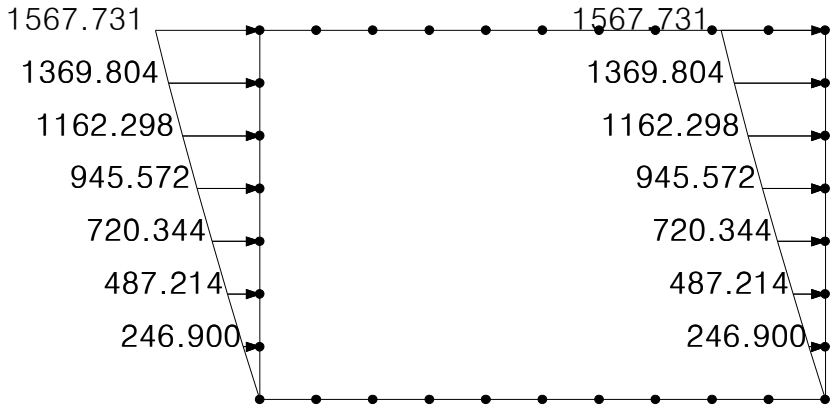


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

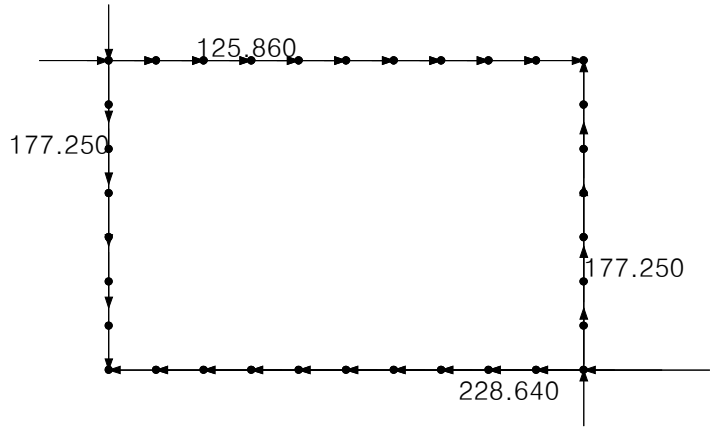
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



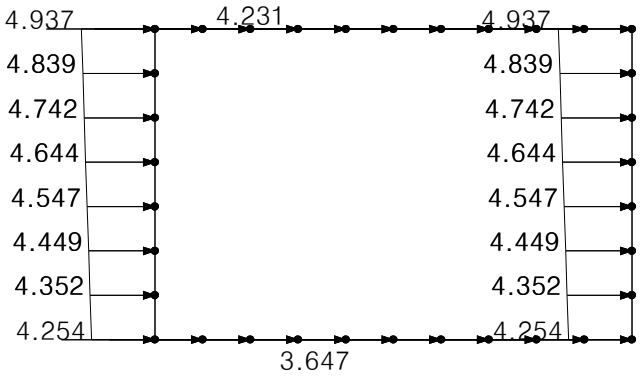
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

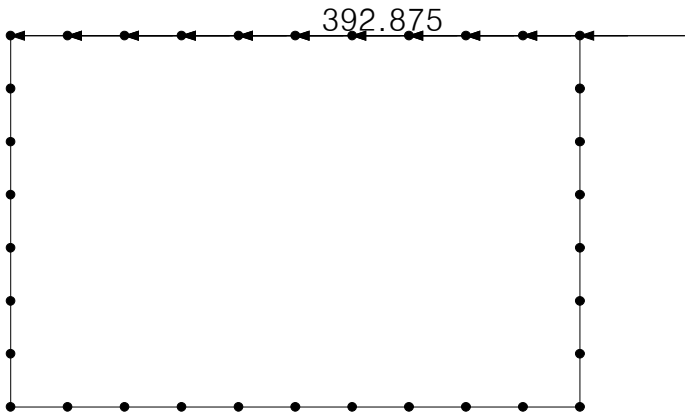


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

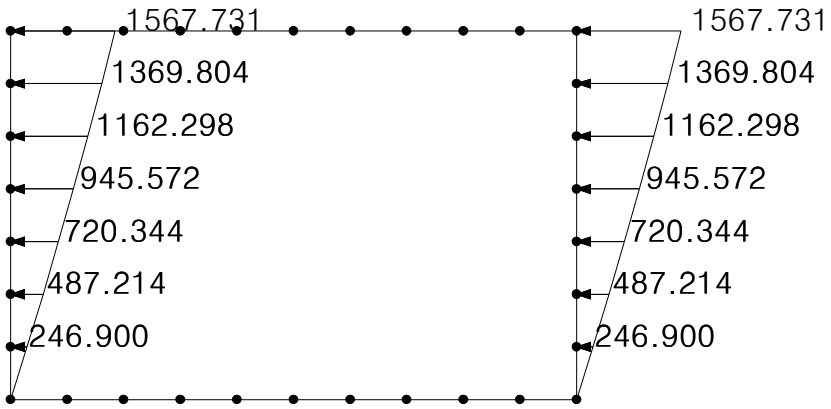


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

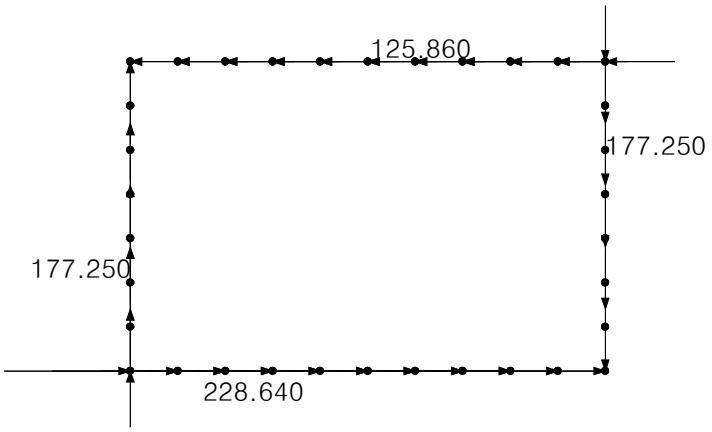
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



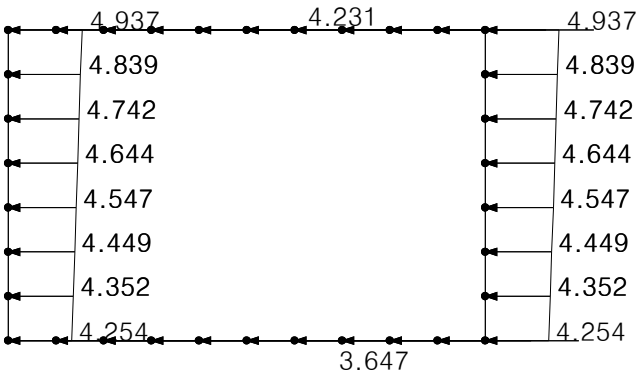
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 14.401 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

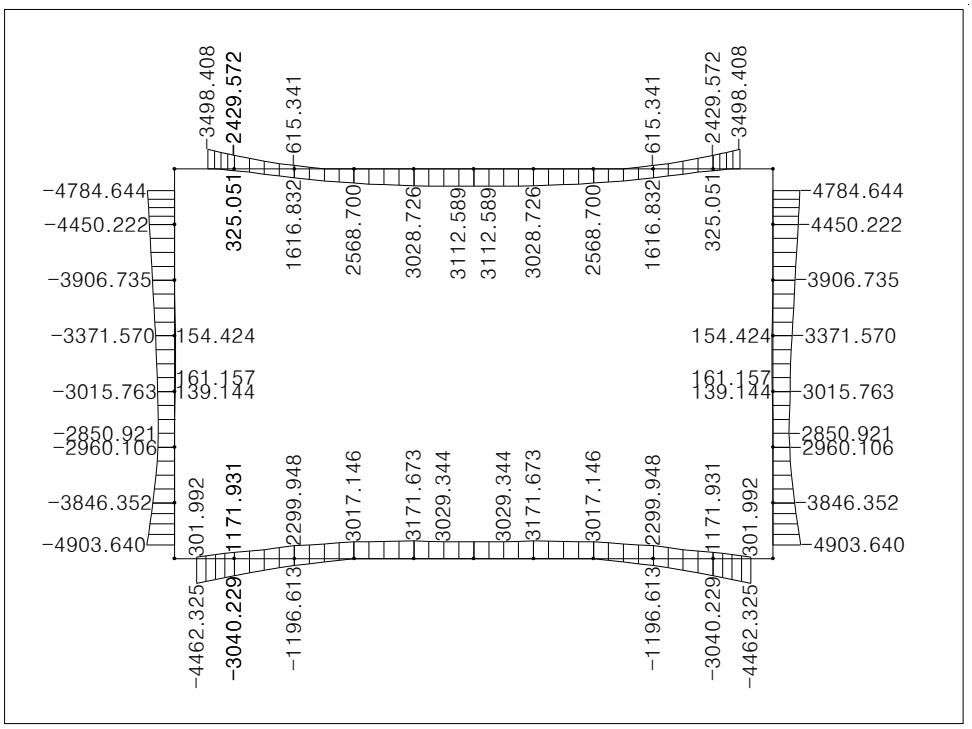
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

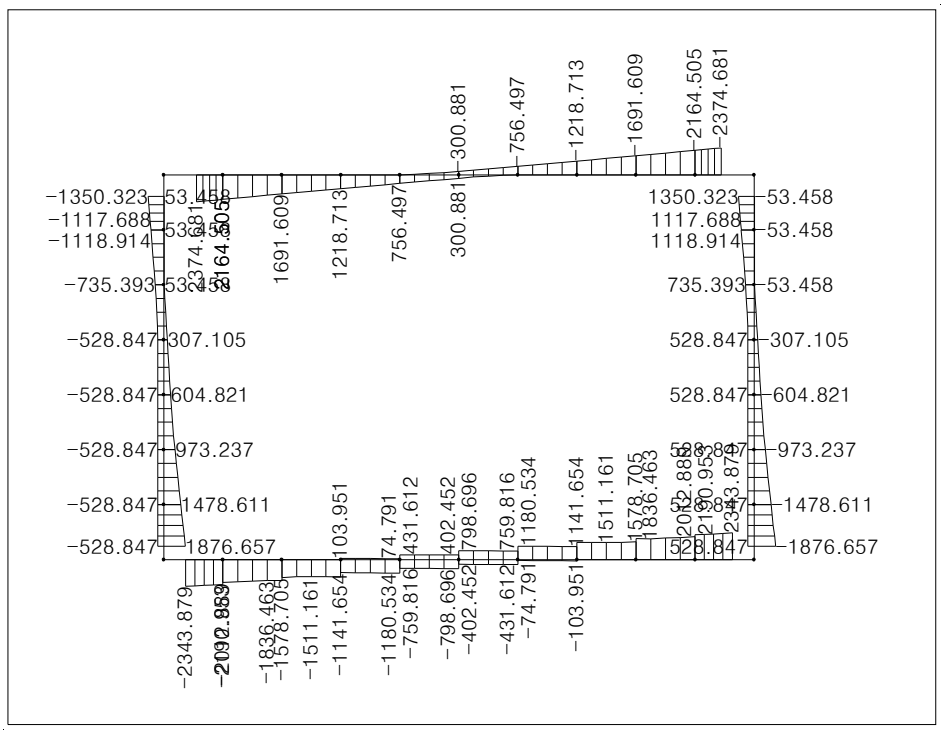
14. 단면력정리

14.1 상시

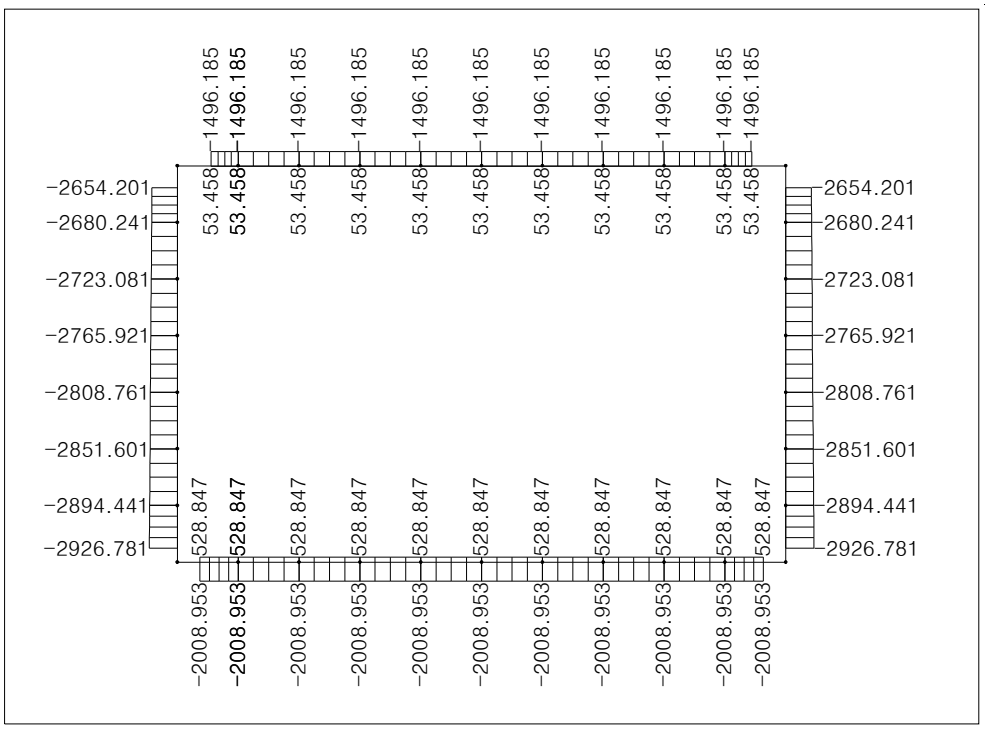
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



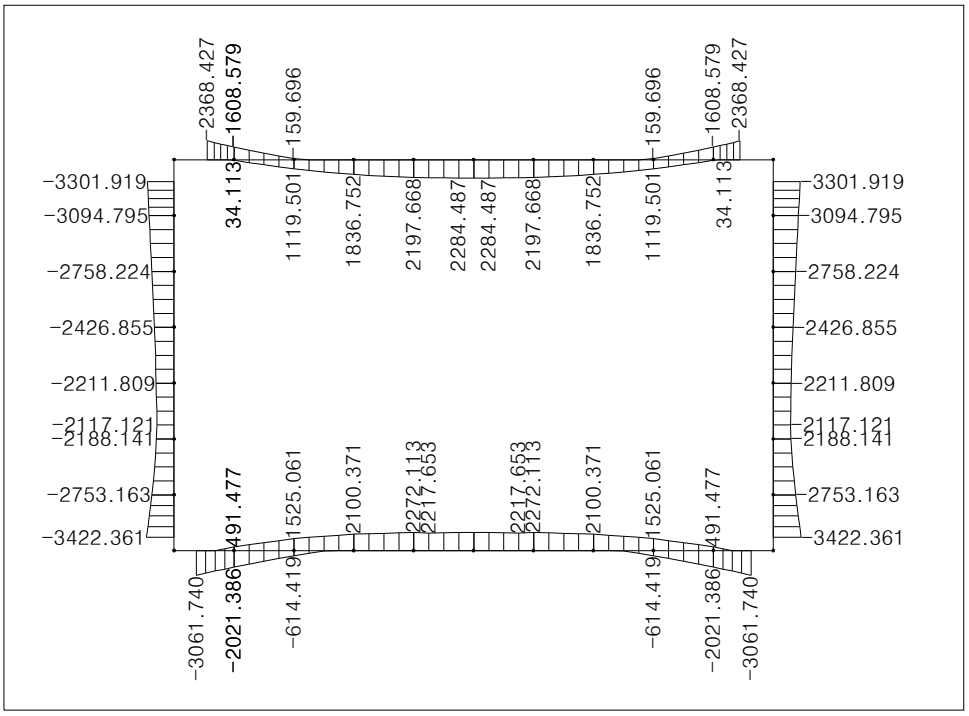
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

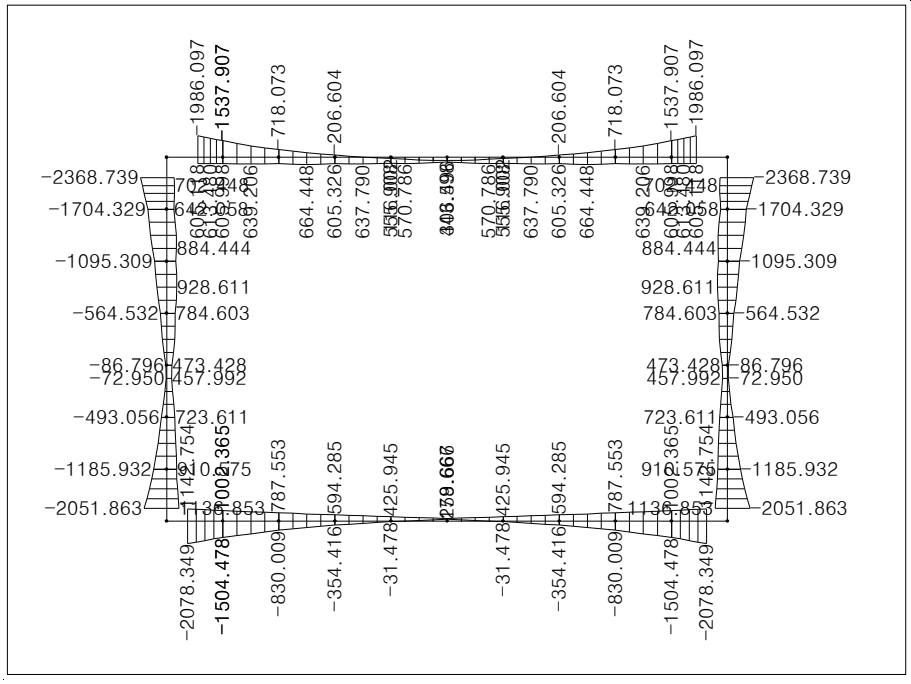


5) 단면력 정리

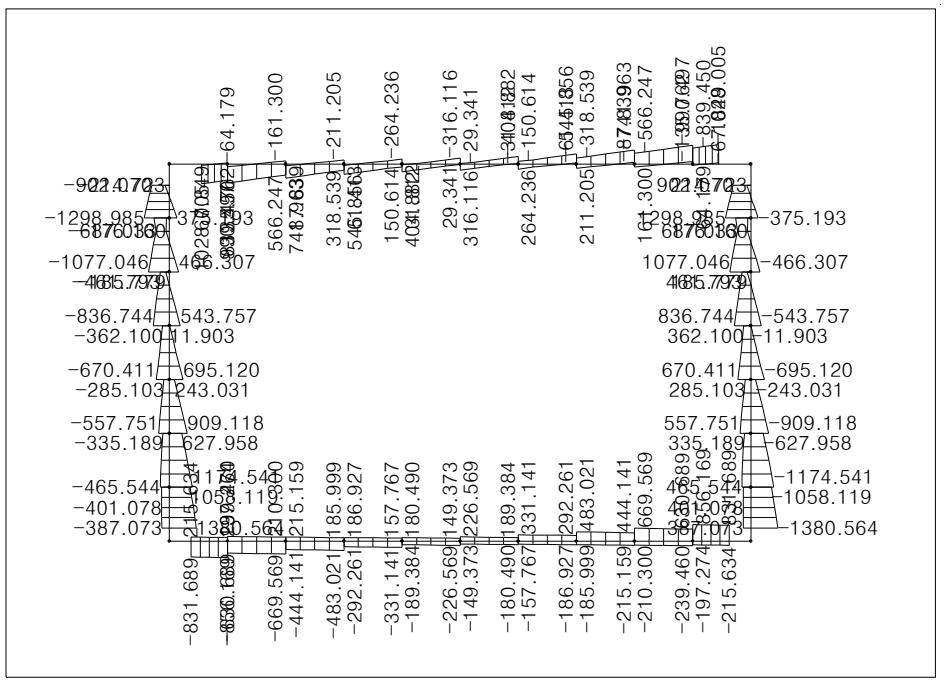
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	3498.41	1849.24	1496.19	2368.43	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	1849.24	1496.19	0.00	1000.00	1200.00	
		중앙부	3	3099.45	300.88	1496.19	2283.66	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	4	3498.41	1849.24	1496.19	2368.43	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	5	0.00	1849.24	1496.19	0.00	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	301.99	1854.79	2008.95	0.00	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	7	4462.33	1854.79	2008.95	3061.74	1000.00	1200.00	
		중앙부	8	3042.06	798.70	2008.95	2260.40	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	9	301.99	1854.79	2008.95	0.00	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	10	4462.33	1854.79	2008.95	3061.74	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	4784.64	783.63	2654.20	3301.92	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	12	0.00	783.63	2654.20	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	13	3138.81	528.85	2787.34	2283.16	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	14	154.26	528.85	2787.34	0.00	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	15	4903.64	1041.32	2926.78	3422.36	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	16	0.00	1041.32	2926.78	0.00	1000.00	1400.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	4784.64	783.63	2654.20	3301.92	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	18	0.00	783.63	2654.20	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	19	3138.81	528.85	2787.34	2283.16	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	20	154.26	528.85	2787.34	0.00	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	21	4903.64	1041.32	2926.78	3422.36	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	22	0.00	1041.32	2926.78	0.00	1000.00	1400.00	

14.2 지진시(기능수행)

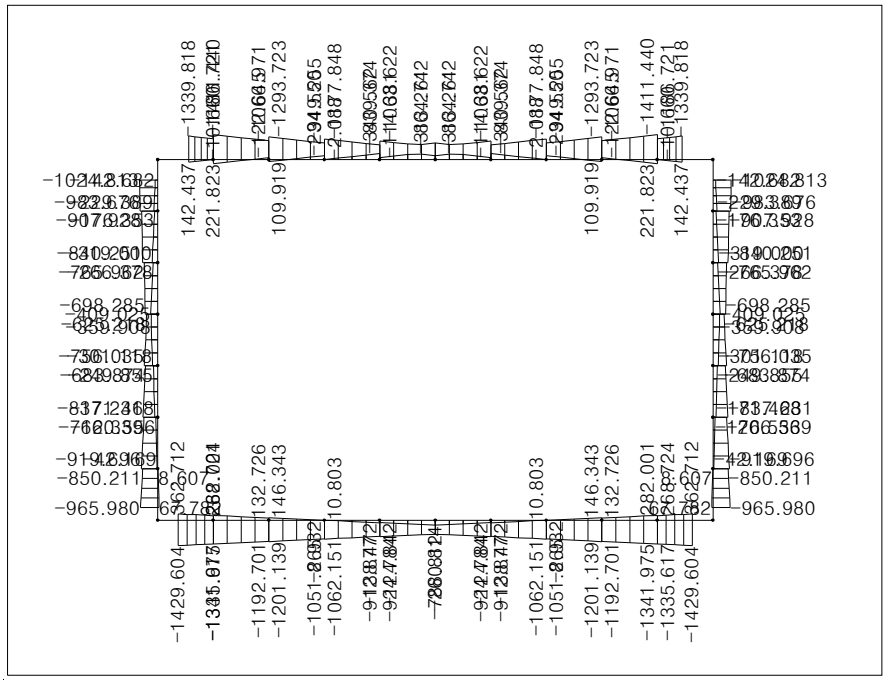
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



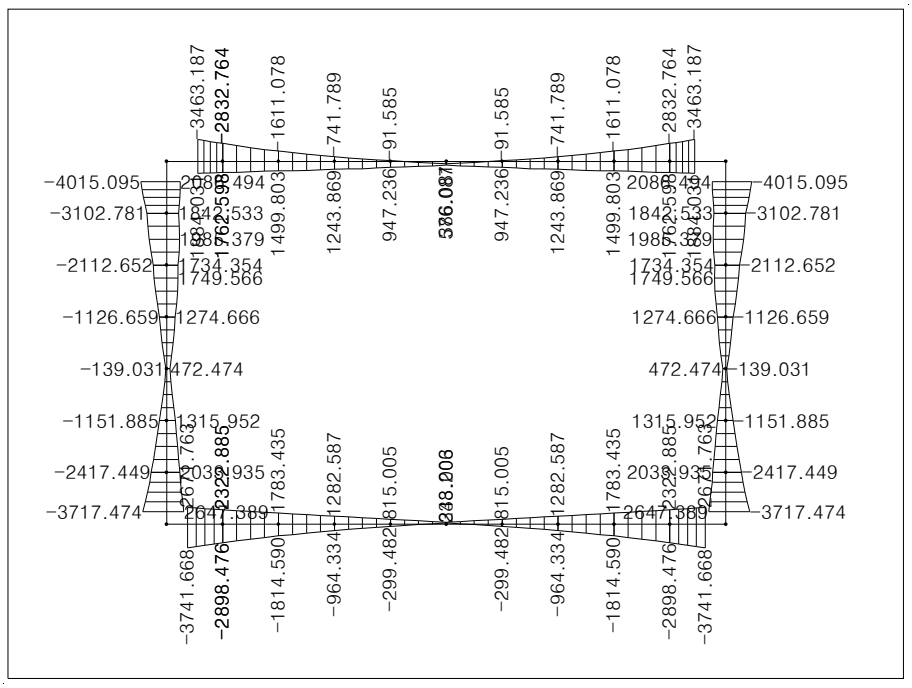
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1986.10	707.66	1339.82	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	605.12	707.66	1339.82	1000.00	1200.00	
		중앙부	3	443.60	316.12	950.86	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	4	1986.10	707.66	1339.82	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	5	605.12	707.66	1339.82	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1142.75	656.61	1429.60	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	7	2078.35	656.61	1429.60	1000.00	1200.00	
		중앙부	8	258.67	226.57	912.88	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	9	1142.75	656.61	1429.60	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	10	2078.35	656.61	1429.60	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	2368.74	1010.65	1024.81	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	12	680.95	1010.65	1024.81	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	13	380.28	499.98	874.09	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	14	731.13	499.98	874.09	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	15	2051.86	709.90	965.98	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	16	1136.85	709.90	965.98	1000.00	1400.00	

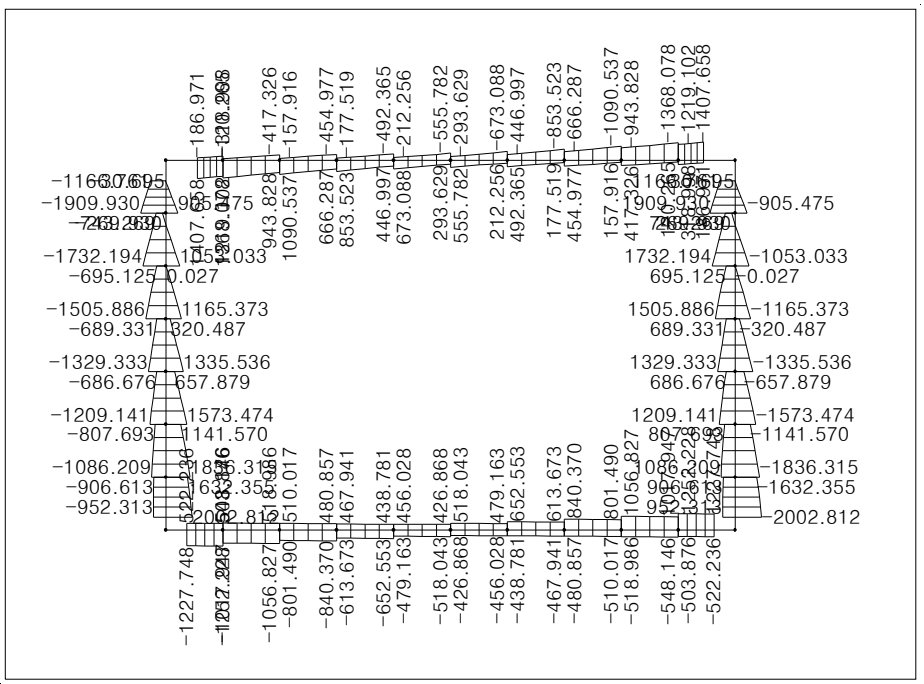
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	2368.74	1010.65	1024.81	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	18	680.95	1010.65	1024.81	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	19	380.28	499.98	874.09	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	20	731.13	499.98	874.09	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	21	2051.86	709.90	965.98	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	22	1136.85	709.90	965.98	1000.00	1400.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

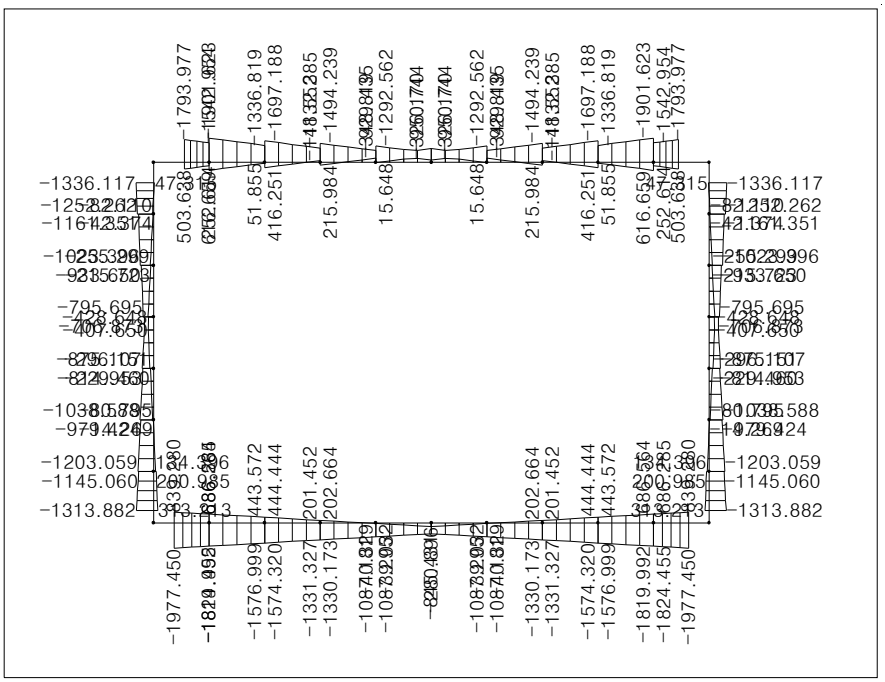
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	3463.19	1085.24	1793.98	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	1884.03	1085.24	1793.98	1000.00	1200.00	
		중앙부	3	576.09	555.78	1091.95	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	4	3463.19	1085.24	1793.98	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	5	1884.03	1085.24	1793.98	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	2671.76	1043.87	1977.45	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	7	3741.67	1043.87	1977.45	1000.00	1200.00	
		중앙부	8	348.00	518.04	1087.18	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	9	2671.76	1043.87	1977.45	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	10	3741.67	1043.87	1977.45	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	4015.10	1600.76	1336.12	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	12	2086.49	1600.76	1336.12	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	13	729.91	1004.84	1092.37	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	14	1018.14	1004.84	1092.37	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	15	3717.47	1248.75	1313.88	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	16	2647.39	1248.75	1313.88	1000.00	1400.00	

우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	4015.10	1600.76	1336.12	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	18	2086.49	1600.76	1336.12	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	19	729.91	1004.84	1092.37	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	20	1018.14	1004.84	1092.37	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	21	3717.47	1248.75	1313.88	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	22	2647.39	1248.75	1313.88	1000.00	1400.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-3498.41	-	-3463.19	-1986.10	-3498.41	
		좌측 (하면)	2	-	-	1884.03	605.12	1884.03	
		중앙부	3	3099.45	-	576.09	443.60	3099.45	
		우측 (상면)	4	-3498.41	-	-3463.19	-1986.10	-3498.41	
		우측 (하면)	5	-	-	1884.03	605.12	1884.03	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	301.99	-	2671.76	1142.75	2671.76	
		좌측 (하면)	7	-4462.33	-	-3741.67	-2078.35	-4462.33	
		중앙부	8	3042.06	-	348.00	258.67	3042.06	
		우측 (상면)	9	301.99	-	2671.76	1142.75	2671.76	
		우측 (하면)	10	-4462.33	-	-3741.67	-2078.35	-4462.33	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-4784.64	-	-4015.10	-2368.74	-4784.64	
		상부 (내측)	12	-	-	2086.49	680.95	2086.49	
		중앙부 (외측)	13	-3138.81	-	-729.91	-380.28	-3138.81	
		중앙부 (내측)	14	154.26	-	1018.14	731.13	1018.14	
		하부 (외측)	15	-4903.64	-	-3717.47	-2051.86	-4903.64	
		하부 (내측)	16	-	-	2647.39	1136.85	2647.39	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-4784.64	-	-4015.10	-2368.74	-4784.64	
		상부 (내측)	18	-	-	2086.49	680.95	2086.49	
		중앙부 (외측)	19	-3138.81	-	-729.91	-380.28	-3138.81	
		중앙부 (내측)	20	154.26	-	1018.14	731.13	1018.14	
		하부 (외측)	21	-4903.64	-	-3717.47	-2051.86	-4903.64	
		하부 (내측)	22	-	-	2647.39	1136.85	2647.39	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1849.24	-	1085.24	707.66	1849.24	
		좌측 (하면)	2	1849.24	-	1085.24	707.66	1849.24	
		중앙부	3	300.88	-	555.78	316.12	555.78	
		우측 (상면)	4	-1849.24	-	-1085.24	-707.66	-1849.24	
		우측 (하면)	5	-1849.24	-	-1085.24	-707.66	-1849.24	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1854.79	-	-1043.87	-656.61	-1854.79	
		좌측 (하면)	7	-1854.79	-	-1043.87	-656.61	-1854.79	
		중앙부	8	-798.70	-	-518.04	-226.57	-798.70	
		우측 (상면)	9	1854.79	-	1043.87	656.61	1854.79	
		우측 (하면)	10	1854.79	-	1043.87	656.61	1854.79	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-783.63	-	-1600.76	-1010.65	-1600.76	
		상부 (내측)	12	-783.63	-	-1600.76	-1010.65	-1600.76	
		중앙부 (외측)	13	-528.85	-	-1004.84	-499.98	-1004.84	
		중앙부 (내측)	14	-528.85	-	-1004.84	-499.98	-1004.84	
		하부 (외측)	15	1041.32	-	1248.75	709.90	1248.75	
		하부 (내측)	16	1041.32	-	1248.75	709.90	1248.75	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	783.63	-	1600.76	1010.65	1600.76	
		상부 (내측)	18	783.63	-	1600.76	1010.65	1600.76	
		중앙부 (외측)	19	528.85	-	1004.84	499.98	1004.84	
		중앙부 (내측)	20	528.85	-	1004.84	499.98	1004.84	
		하부 (외측)	21	-1041.32	-	-1248.75	-709.90	-1248.75	
		하부 (내측)	22	-1041.32	-	-1248.75	-709.90	-1248.75	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1496.19	-	-1793.98	-1339.82	-1793.98	
		좌측 (하면)	2	-1496.19	-	-1793.98	-1339.82	-1793.98	
		중앙부	3	-1496.19	-	-1091.95	-950.86	-1496.19	
		우측 (상면)	4	-1496.19	-	-1793.98	-1339.82	-1793.98	
		우측 (하면)	5	-1496.19	-	-1793.98	-1339.82	-1793.98	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-2008.95	-	-1977.45	-1429.60	-2008.95	
		좌측 (하면)	7	-2008.95	-	-1977.45	-1429.60	-2008.95	
		중앙부	8	-2008.95	-	-1087.18	-912.88	-2008.95	
		우측 (상면)	9	-2008.95	-	-1977.45	-1429.60	-2008.95	
		우측 (하면)	10	-2008.95	-	-1977.45	-1429.60	-2008.95	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-2654.20	-	-1336.12	-1024.81	-2654.20	
		상부 (내측)	12	-2654.20	-	-1336.12	-1024.81	-2654.20	
		중앙부 (외측)	13	-2787.34	-	-1092.37	-874.09	-2787.34	
		중앙부 (내측)	14	-2787.34	-	-1092.37	-874.09	-2787.34	
		하부 (외측)	15	-2926.78	-	-1313.88	-965.98	-2926.78	
		하부 (내측)	16	-2926.78	-	-1313.88	-965.98	-2926.78	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-2654.20	-	-1336.12	-1024.81	-2654.20	
		상부 (내측)	18	-2654.20	-	-1336.12	-1024.81	-2654.20	
		중앙부 (외측)	19	-2787.34	-	-1092.37	-874.09	-2787.34	
		중앙부 (내측)	20	-2787.34	-	-1092.37	-874.09	-2787.34	
		하부 (외측)	21	-2926.78	-	-1313.88	-965.98	-2926.78	
		하부 (내측)	22	-2926.78	-	-1313.88	-965.98	-2926.78	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-2368.43	-	-	-	-2368.43	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	2283.66	-	-	-	2283.66	
		우측 (상면)	4	-2368.43	-	-	-	-2368.43	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-3061.74	-	-	-	-3061.74	
		중앙부	8	2260.40	-	-	-	2260.40	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-3061.74	-	-	-	-3061.74	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-3301.92	-	-	-	-3301.92	
		상부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	13	-2283.16	-	-	-	-2283.16	
		중앙부 (내측)	14	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	15	-3422.36	-	-	-	-3422.36	
		하부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-3301.92	-	-	-	-3301.92	
		상부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	19	-2283.16	-	-	-	-2283.16	
		중앙부 (내측)	20	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	21	-3422.36	-	-	-	-3422.36	
		하부 (내측)	22	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1219	3498.41	4183.61	9021.67	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.20
		좌측(하면)	1	1000	1070	1884.03	3426.26	5417.82	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.82
		중앙부	2	1000	1070	3099.45	3426.26	9210.58	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.11
		우측(상면)	3	1000	1219	3498.41	4183.61	9021.67	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	10950.00	1.20
		우측(하면)	3	1000	1070	1884.03	3426.26	5417.82	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.82
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1076	2671.76	3112.40	7796.03	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.16
		좌측(하면)	4	1000	1020	4462.32	4761.01	14717.84	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.07
		중앙부	5	1000	1079	3042.06	3309.45	8940.79	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	9800.00	1.09
		우측(상면)	6	1000	1076	2671.76	3112.40	7796.03	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	9192.80	1.16
		우측(하면)	6	1000	1020	4462.32	4761.01	14717.84	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	15884.00	1.07
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1419	4784.64	7291.58	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	12538.80	1.52
		상부(내측)	7	1000	1320	2086.49	2306.20	-	H16 - 8.0EA	12538.80	1.11
		중앙부(외측)	8	1000	1253	3138.81	6173.74	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	11057.20	1.97
		중앙부(내측)	8	1000	1320	1018.14	5598.87	-	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	11057.20	5.50
		하부(외측)	9	1000	1220	4903.64	7395.20	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	18980.80	1.51
		하부(내측)	9	1000	1320	2647.39	3058.56	-	H22 - 8.0EA	18980.80	1.16

우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1419	4784.64	7291.58	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	12538.80	1.52
		상부 (내측)	10	1000	1320	2086.49	2306.20	-	H16 - 8.0EA	12538.80	1.11
		중앙부 (외측)	11	1000	1253	3138.81	6173.74	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	11057.20	1.97
		중앙부 (내측)	11	1000	1320	1018.14	5598.87	-	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	11057.20	5.50
		하부 (외측)	12	1000	1220	4903.64	7395.20	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	18980.80	1.51
		하부 (내측)	12	1000	1320	2647.39	3058.56	-	H22 - 8.0EA	18980.80	1.16

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	683.6	1849.2	1889.75	2.00	553.76	H19	150	573.00	O.K
		중앙부	2	695.0	555.8	1308.10	2.00	-	H19	300	573.00	O.K
		우측	3	683.6	1849.2	1889.75	2.00	553.76	H19	150	573.00	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	698.8	1854.8	2364.75	2.00	537.21	H22	150	774.20	O.K
		중앙부	5	700.6	798.7	1535.68	2.00	90.95	H22	300	774.20	O.K
		우측	6	698.8	1854.8	2364.75	2.00	537.21	H22	150	774.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	923.7	1600.8	1918.64	2.00	270.30	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	929.4	1004.8	1426.99	2.00	60.22	H16	300	397.20	O.K
		하부	9	910.7	1248.7	1395.32	2.00	277.05	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	10	923.7	1600.8	1918.64	2.00	270.30	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	929.4	1004.8	1426.99	2.00	60.22	H16	300	397.20	O.K
		하부	12	910.7	1248.7	1395.32	2.00	277.05	H16	300	397.20	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1219.15	100.00	3498.41	1849.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10950.000 x 400.00 = 4380000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 190.850 mm, c = 190.850 / β1 = 190.850 / 0.85 = 224.529 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1266.67 - 224.529) / 224.529 = 0.01392

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9021.666 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm) , [사용률 = 1.214]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00898

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 190.850 mm

ΦMn = 0.85 x 10950.000 x 400 x (1219.15 - a/2) = 4183.611 kN.m

≥ Mu (= 3498.408 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.196]

* 전단에 대한 검토 (d = 1052.48 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1052.48 = 683.605 kN

< Vu (= 1849.241 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1849.241-683.605) x 150.00 / (400x1052.48xΦ) x 1000 = 553.758 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1052.48 / 150.00 x 1000 = 1608.187 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1052.48 / 1000 = 3645.893 kN ≥ 1608.187 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (911.473 + 1608.187) = 1889.745 kN ≥ 1849.241 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1070.00	80.00	1884.03	1849.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01294

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5417.818 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm) , [사용률 = 1.897]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00961

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1070.00 - a/2) = 3426.258 kN.m

≥ Mu (= 1884.031 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.819]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

< Vu (= 1849.241 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1849.241-694.985) x 150.00 / (400x1070.00xΦ) x 1000 = 539.372 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1070.00 / 150.00 x 1000 = 1634.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1070.00 / 1000 = 3706.589 kN ≥ 1634.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (926.647 + 1634.960) = 1921.205 kN ≥ 1849.241 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1070.00	80.00	3099.45	555.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01294

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9210.578 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm) , [사용률 = 1.116]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00961

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1070.00 - a/2) = 3426.258 kN.m

≥ Mu (= 3099.446 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.105]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

≥ Vu (= 555.782 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1219.15	100.00	3498.41	1849.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10950.000 x 400.00 = 4380000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 190.850 mm, c = 190.850 / β1 = 190.850 / 0.85 = 224.529 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1266.67 - 224.529) / 224.529 = 0.01392

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 9021.666\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm), [사용률 = 1.214]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00898

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 190.850 mm

ΦMn = 0.85 x 10950.000 x 400 x (1219.15 - a/2) = 4183.611 kN.m

≥ Mu (= 3498.408 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.196]

* 전단에 대한 검토 (d = 1052.48 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1052.48 = 683.605 kN

< Vu (= 1849.241 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1849.241-683.605) x 150.00 / (400x1052.48xΦ) x 1000 = 553.758 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1052.48 / 150.00 x 1000 = 1608.187 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1052.48 / 1000 = 3645.893 kN ≥ 1608.187 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (911.473 + 1608.187) = 1889.745 kN ≥ 1849.241 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1070.00	80.00	1884.03	1849.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 210.758) / 210.758 = 0.01294

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5417.818 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.897]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00961

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1070.00 - a/2) = 3426.258 kN.m

≥ Mu (= 1884.031 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.819]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

< Vu (= 1849.241 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1849.241-694.985) x 150.00 / (400x1070.00xΦ) x 1000 = 539.372 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1070.00 / 150.00 x 1000 = 1634.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1070.00 / 1000 = 3706.589 kN ≥ 1634.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (926.647 + 1634.960) = 1921.205 kN ≥ 1849.241 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1075.91	80.00	2671.76	1854.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 188.498) / 188.498 = 0.01483

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7796.028 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm), [사용률 = 1.179]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00854

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1075.90 - a/2) = 3112.403 kN.m

≥ Mu (= 2671.763 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.165]

* 전단에 대한 검토 (d = 1075.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1075.90 = 698.821 kN

< Vu (= 1854.791 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1854.791-698.821) x 150.00 / (400x1075.90xΦ) x 1000 = 537.209 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1075.90 / 150.00 x 1000 = 2221.241 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1075.90 / 1000 = 3727.043 kN ≥ 2221.241 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (931.761 + 2221.241) = 2364.751 kN ≥ 1854.791 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1020.00	100.00	4462.33	1854.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 325.700) / 325.700 = 0.00713

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 14717.839 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm) , [사용률 = 1.079]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01557

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1020.00 - a/2) = 4761.011 kN.m

≥ Mu (= 4462.325 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.067]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1854.791 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1854.791-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 584.452 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 2105.824 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 2105.824 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 2105.824) = 2241.877 kN ≥ 1854.791 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1078.64	80.00	3042.06	798.70

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9800.000 x 400.00 = 3920000.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 170.806 mm, c = 170.806 / β1 = 170.806 / 0.85 = 200.948 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 200.948) / 200.948 = 0.01372

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8940.792 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9800.0 mm² (철근도심 : 121.4 mm), [사용률 = 1.096]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00909

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 170.806 mm

ΦMn = 0.85 x 9800.000 x 400 x (1078.64 - a/2) = 3309.455 kN.m

≥ Mu (= 3042.062 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.088]

* 전단에 대한 검토 (d = 1078.64 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1078.64 = 700.595 kN

< Vu (= 798.696 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (798.696-700.595) x 300.00 / (400x1078.64xΦ) x 1000 = 90.949 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1078.64 / 300.00 x 1000 = 1113.441 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1078.64 / 1000 = 3736.507 kN ≥ 1113.441 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (934.127 + 1113.441) = 1535.676 kN ≥ 798.696 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1075.91	80.00	2671.76	1854.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9192.800 x 400.00 = 3677120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 160.223 mm, c = 160.223 / β1 = 160.223 / 0.85 = 188.498 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 188.498) / 188.498 = 0.01483

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7796.028 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 124.1 mm), [사용률 = 1.179]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00854

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 160.223 mm

ΦMn = 0.85 x 9192.800 x 400 x (1075.90 - a/2) = 3112.403 kN.m

≥ Mu (= 2671.763 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.165]

* 전단에 대한 검토 (d = 1075.90 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1075.90 = 698.821 kN

< Vu (= 1854.791 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1854.791-698.821) x 150.00 / (400x1075.90xΦ) x 1000 = 537.209 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1075.90 / 150.00 x 1000 = 2221.241 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1075.90 / 1000 = 3727.043 kN ≥ 2221.241 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (931.761 + 2221.241) = 2364.751 kN ≥ 1854.791 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1020.00	100.00	4462.33	1854.79

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 325.700) / 325.700 = 0.00713

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 14717.839 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm) , [사용률 = 1.079]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01557

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1020.00 - a/2) = 4761.011 kN.m

≥ Mu (= 4462.325 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.067]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

< Vu (= 1854.791 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1854.791-662.509) x 150.00 / (400x1020.00xΦ) x 1000 = 584.452 mm²

Av_use = 774.200 mm² (H22-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 774.200 x 400.0 x 1020.00 / 150.00 x 1000 = 2105.824 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1020.00 / 1000 = 3533.384 kN ≥ 2105.824 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (883.346 + 2105.824) = 2241.877 kN ≥ 1854.791 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,419	2654.201	4784.644	1802.7

㉯ 철근비 검토

As = 10950.000 mm² (인장중심 = 147.52 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00
2단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0090) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 4380000.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 4380000.0 x 147.521 + 635520.0 x 1486.667) / 40970520.0
= 726.271 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 851.49 mm, ab = k1 x cb = 723.76 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 723764.055 = 16610.385 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4380.000 kN

Pb = 16610.385 + 599.057 - 4380.000 = 12829.442 kN

Mb = Cc x 1057.263 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10938.739 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 852.628 mm, e = Mu/Pu = 1802.668 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 437.76 mm, a = k1 x c = 372.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 372097.163 = 8539.630 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4380.000 kN

Pn = 8539.630 + 599.057 - 4380.000 = 4758.687 kN

Mn = Cc x 1233.097 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8578.325 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1802.666)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 437.761 mm, a = k1 x c = 372.097 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-437.76) / 437.76 = 0.00705

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29486.204 kN ≥ Pn = 4758.687 kN

ΦPn = 0.85 x 4758.687 = 4044.884 kN ≥ Pu = 2654.201 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.803 = 7291.584 kN.m ≥ Mu = 4784.644 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1252.48 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1252.48 = 923.673 kN

< Vu (= 1600.764 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1600.764 - 923.673) x 150.00 / (400.0 x 1252.48 x Φ) = 270.300 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1252.48 / 150.00 = 1326.625 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1252.48 = 4338.713 kN ≥ 1326.625 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1231.564 + 1326.625) = 1918.642 kN ≥ 1600.764 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2654.201	2086.494	786.1

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10950.000 mm² (압축중심 = 147.52 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

2단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0090) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 4380000.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 4380000.0 x 1252.479) / 37145520.0

= 754.538 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 4128.698 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 4128.698 - 635.520 = 18943.118 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7256.432 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 383.064 mm, e = Mu/Pu = 786.110 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 168.16 mm, a = k1 x c = 142.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 142938.967 = 3280.449 kN

∑Csi = 806.466 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3280.449 + 806.466 - 635.520 = 3451.395 kN

Mn = Cc x 1248.531 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2713.209 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=786.119)| = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 168.163 mm, a = k1 x c = 142.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-168.16) / 168.16 = 0.02055

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29486.204 kN ≥ Pn = 3451.395 kN

ΦPn = 0.85 x 3451.395 = 2933.686 kN ≥ Pu = 2654.201 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.786 = 2306.200 kN.m ≥ Mu = 2086.494 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 973.468 kN

< Vu (= 1600.764 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1600.764 - 973.468) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 237.612 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 1398.144 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 1398.144 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1297.958 + 1398.144) = 2022.076 kN ≥ 1600.764 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,253	2787.341	3138.811	1126.1

㉯ 철근비 검토

As = 8714.400 ㎟ (인장중심 = 147.26 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m
2단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2342.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0079) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 3485760.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 3485760.0 x 147.255 + 937120.0 x 1320.000) / 36552880.0
= 663.184 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 751.65 mm, ab = k1 x cb = 638.90 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 638899.890 = 14662.752 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 3485.760 kN

Pb = 14662.752 + 883.353 - 3485.760 = 12060.345 kN

Mb = Cc x 933.295 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8498.337 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 704.651 mm, e = Mu/Pu = 1126.095 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 464.04 mm, a = k1 x c = 394.44 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 394436.996 = 9052.329 kN

∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 3485.760 kN

Pn = 9052.329 + 883.353 - 3485.760 = 6449.922 kN

Mn = Cc x 1055.526 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7263.217 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1126.094)| = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 464.044 mm, a = k1 x c = 394.437 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-464.04) / 464.04 = 0.00540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29039.294 kN ≥ Pn = 6449.922 kN

ΦPn = 0.85 x 6449.922 = 5482.434 kN ≥ Pu = 2787.341 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.126 = 6173.741 kN.m ≥ Mu = 3138.811 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1252.74 = 929.396 kN

< Vu (= 1004.840 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1004.840 - 929.396) x 300.00 / (400.0 x 1252.74 x Φ) = 60.223 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1252.74 / 300.00 = 663.454 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1252.74 = 4339.636 kN ≥ 663.454 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1239.195 + 663.454) = 1426.987 kN ≥ 1004.840 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2787.341	1018.136	365.3

㉯ 철근비 검토

As = 2342.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8714.400 ㎟ (압축중심 = 147.26 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

2단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0079) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 937120.0 N, Cs' = Asf x fy = 3485760.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 937120.0 x 80.000 + 3485760.0 x 1252.745) / 36552880.0

= 736.816 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3285.765 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pb = 15449.940 + 3285.765 - 937.120 = 17798.585 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7356.444 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 413.316 mm, e = Mu/Pu = 365.271 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 871.70 mm, a = k1 x c = 740.95 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 740947.838 = 17004.753 kN

∑Csi = 3285.765 kN, ∑Tsi = 722.908 kN

Pn = 17004.753 + 3285.765 - 722.908 = 19567.609 kN

Mn = Cc x 949.526 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7147.506 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=365.272)| = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 871.703 mm, a = k1 x c = 740.948 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-871.70) / 871.70 = 0.00154

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29039.294 kN ≥ Pn = 19567.609 kN

ΦPn = 0.78 x 19567.609 = 15327.960 kN ≥ Pu = 2787.341 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.365 = 5598.866 kN.m ≥ Mu = 1018.136 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 979.292 kN

< Vu (= 1004.840 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1004.840 - 979.292) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 19.354 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 699.072 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 699.072 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1305.723 + 699.072) = 1503.596 kN ≥ 1004.840 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,220	2926.781	4903.64	1675.4

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0136) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 6353600.0 x 180.000 + 1238720.0 x 1320.000) / 39722320.0
= 636.160 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pb = 14279.490 + 1167.648 - 6353.600 = 9093.538 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10161.638 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1117.457 mm, e = Mu/Pu = 1675.438 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 553.60 mm, a = k1 x c = 470.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 470557.184 = 10799.287 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pn = 10799.287 + 1167.648 - 6353.600 = 5613.336 kN

Mn = Cc x 984.721 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9404.828 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1675.444) | = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 553.597 mm, a = k1 x c = 470.557 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-553.60) / 553.60 = 0.00404

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.786

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31429.369 kN ≥ Pn = 5613.336 kN

ΦPn = 0.79 x 5613.336 = 4413.893 kN ≥ Pu = 2926.781 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.675 = 7395.204 kN.m ≥ Mu = 4903.640 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 910.741 kN

< Vu (= 1248.746 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1248.746 - 910.741) x 300.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 277.053 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1220.00 / 300.00 = 646.112 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 646.112 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1214.321 + 646.112) = 1395.325 kN ≥ 1248.746 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2926.781	2647.389	904.5

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0136) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1238720.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1220.000) / 39722320.0

= 763.840 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 15449.940 + 5989.062 - 1238.720 = 20200.282 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8207.245 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 406.294 mm, e = Mu/Pu = 904.539 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 205.92 mm, a = k1 x c = 175.03 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 175034.294 = 4017.037 kN

∑Csi = 1199.740 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 4017.037 + 1199.740 - 1238.720 = 3978.057 kN

Mn = Cc x 1232.483 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3598.279 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=904.532) | = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 205.923 mm, a = k1 x c = 175.034 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-205.92) / 205.92 = 0.01623

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31429.369 kN ≥ Pn = 3978.057 kN

ΦPn = 0.85 x 3978.057 = 3381.348 kN ≥ Pu = 2926.781 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.905 = 3058.563 kN.m ≥ Mu = 2647.389 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 985.392 kN

< Vu (= 1248.746 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1248.746 - 985.392) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 199.511 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 699.072 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 699.072 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1313.856 + 699.072) = 1509.696 kN ≥ 1248.746 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,419	2654.201	4784.644	1802.7

㉯ 철근비 검토

As = 10950.000 mm² (인장중심 = 147.52 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00
2단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0090) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 4380000.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 4380000.0 x 147.521 + 635520.0 x 1486.667) / 40970520.0
= 726.271 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 851.49 mm, ab = k1 x cb = 723.76 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 723764.055 = 16610.385 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4380.000 kN

Pb = 16610.385 + 599.057 - 4380.000 = 12829.442 kN

Mb = Cc x 1057.263 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10938.739 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 852.628 mm, e = Mu/Pu = 1802.668 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 437.76 mm, a = k1 x c = 372.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 372097.163 = 8539.630 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4380.000 kN

Pn = 8539.630 + 599.057 - 4380.000 = 4758.687 kN

Mn = Cc x 1233.097 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8578.325 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1802.666)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 437.761 mm, a = k1 x c = 372.097 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-437.76) / 437.76 = 0.00705

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29486.204 kN ≥ Pn = 4758.687 kN

ΦPn = 0.85 x 4758.687 = 4044.884 kN ≥ Pu = 2654.201 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.803 = 7291.584 kN.m ≥ Mu = 4784.644 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1252.48 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1252.48 = 923.673 kN

< Vu (= 1600.764 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1600.764 - 923.673) x 150.00 / (400.0 x 1252.48 x Φ) = 270.300 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1252.48 / 150.00 = 1326.625 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1252.48 = 4338.713 kN ≥ 1326.625 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1231.564 + 1326.625) = 1918.642 kN ≥ 1600.764 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2654.201	2086.494	786.1

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10950.000 mm² (압축중심 = 147.52 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

2단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0090) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 4380000.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 4380000.0 x 1252.479) / 37145520.0

= 754.538 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 4128.698 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 4128.698 - 635.520 = 18943.118 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7256.432 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 383.064 mm, e = Mu/Pu = 786.110 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 168.16 mm, a = k1 x c = 142.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 142938.967 = 3280.449 kN

∑Csi = 806.466 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3280.449 + 806.466 - 635.520 = 3451.395 kN

Mn = Cc x 1248.531 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2713.209 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=786.119)| = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 168.163 mm, a = k1 x c = 142.939 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-168.16) / 168.16 = 0.02055

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29486.204 kN ≥ Pn = 3451.395 kN

ΦPn = 0.85 x 3451.395 = 2933.686 kN ≥ Pu = 2654.201 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.786 = 2306.200 kN.m ≥ Mu = 2086.494 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 973.468 kN

< Vu (= 1600.764 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1600.764 - 973.468) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 237.612 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 1398.144 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 1398.144 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1297.958 + 1398.144) = 2022.076 kN ≥ 1600.764 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,253	2787.341	3138.811	1126.1

㉯ 철근비 검토

As = 8714.400 ㎟ (인장중심 = 147.26 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m
2단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2342.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0079) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 3485760.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 3485760.0 x 147.255 + 937120.0 x 1320.000) / 36552880.0
= 663.184 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 751.65 mm, ab = k1 x cb = 638.90 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 638899.890 = 14662.752 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 3485.760 kN

Pb = 14662.752 + 883.353 - 3485.760 = 12060.345 kN

Mb = Cc x 933.295 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8498.337 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 704.651 mm, e = Mu/Pu = 1126.095 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 464.04 mm, a = k1 x c = 394.44 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 394436.996 = 9052.329 kN

∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 3485.760 kN

Pn = 9052.329 + 883.353 - 3485.760 = 6449.922 kN

Mn = Cc x 1055.526 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7263.217 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1126.094)| = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 464.044 mm, a = k1 x c = 394.437 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-464.04) / 464.04 = 0.00540

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29039.294 kN ≥ Pn = 6449.922 kN

ΦPn = 0.85 x 6449.922 = 5482.434 kN ≥ Pu = 2787.341 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.126 = 6173.741 kN.m ≥ Mu = 3138.811 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1252.74 = 929.396 kN

< Vu (= 1004.840 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1004.840 - 929.396) x 300.00 / (400.0 x 1252.74 x Φ) = 60.223 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1252.74 / 300.00 = 663.454 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1252.74 = 4339.636 kN ≥ 663.454 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1239.195 + 663.454) = 1426.987 kN ≥ 1004.840 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2787.341	1018.136	365.3

㉯ 철근비 검토

As = 2342.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8714.400 mm² (압축중심 = 147.26 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 m

2단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0079) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 937120.0 N, Cs' = Asf x fy = 3485760.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 937120.0 x 80.000 + 3485760.0 x 1252.745) / 36552880.0

= 736.816 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3285.765 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pb = 15449.940 + 3285.765 - 937.120 = 17798.585 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7356.444 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 413.316 mm, e = Mu/Pu = 365.271 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 871.70 mm, a = k1 x c = 740.95 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 740947.838 = 17004.753 kN

∑Csi = 3285.765 kN, ∑Tsi = 722.908 kN

Pn = 17004.753 + 3285.765 - 722.908 = 19567.609 kN

Mn = Cc x 949.526 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7147.506 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=365.272)| = 0.0009 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 871.703 mm, a = k1 x c = 740.948 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-871.70) / 871.70 = 0.00154

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29039.294 kN ≥ Pn = 19567.609 kN

ΦPn = 0.78 x 19567.609 = 15327.960 kN ≥ Pu = 2787.341 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.365 = 5598.866 kN.m ≥ Mu = 1018.136 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 979.292 kN

< Vu (= 1004.840 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1004.840 - 979.292) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 19.354 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 699.072 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 699.072 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1305.723 + 699.072) = 1503.596 kN ≥ 1004.840 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,220	2926.781	4903.64	1675.4

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0136) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 6353600.0 x 180.000 + 1238720.0 x 1320.000) / 39722320.0
= 636.160 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pb = 14279.490 + 1167.648 - 6353.600 = 9093.538 kN

Mb = Cc x 908.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10161.638 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1117.457 mm, e = Mu/Pu = 1675.438 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 553.60 mm, a = k1 x c = 470.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 470557.184 = 10799.287 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN

Pn = 10799.287 + 1167.648 - 6353.600 = 5613.336 kN

Mn = Cc x 984.721 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9404.828 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1675.444) | = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 553.597 mm, a = k1 x c = 470.557 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-553.60) / 553.60 = 0.00404

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.786

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31429.369 kN ≥ Pn = 5613.336 kN

ΦPn = 0.79 x 5613.336 = 4413.893 kN ≥ Pu = 2926.781 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.675 = 7395.204 kN.m ≥ Mu = 4903.640 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 910.741 kN

< Vu (= 1248.746 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1248.746 - 910.741) x 300.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 277.053 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1220.00 / 300.00 = 646.112 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 646.112 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1214.321 + 646.112) = 1395.325 kN ≥ 1248.746 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2926.781	2647.389	904.5

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0136) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1238720.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1220.000) / 39722320.0

= 763.840 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 15449.940 + 5989.062 - 1238.720 = 20200.282 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8207.245 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 406.294 mm, e = Mu/Pu = 904.539 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 205.92 mm, a = k1 x c = 175.03 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 175034.294 = 4017.037 kN

∑Csi = 1199.740 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 4017.037 + 1199.740 - 1238.720 = 3978.057 kN

Mn = Cc x 1232.483 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3598.279 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=904.532) | = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 205.923 mm, a = k1 x c = 175.034 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-205.92) / 205.92 = 0.01623

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31429.369 kN ≥ Pn = 3978.057 kN

ΦPn = 0.85 x 3978.057 = 3381.348 kN ≥ Pu = 2926.781 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.905 = 3058.563 kN.m ≥ Mu = 2647.389 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 985.392 kN

< Vu (= 1248.746 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1248.746 - 985.392) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 199.511 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 699.072 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 699.072 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1313.856 + 699.072) = 1509.696 kN ≥ 1248.746 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

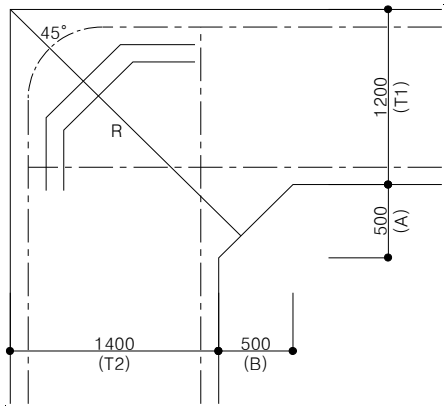
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3301.919 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3301.919 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2192.031 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4596.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3301.92 \times 10^{}}{2192.031^2 \times 1000} = 3.436 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3301.92 \times 10^{}}{2192.031 \times 180} = 16736.985 \text{ r}$$

Asb = 4596.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 16736.985 mm² - 4596.400 mm²

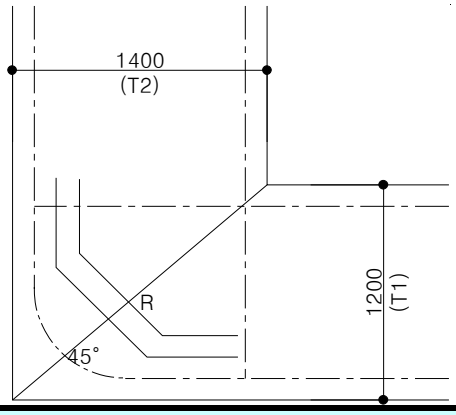
= 12140.585 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 12140.585 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3422.361 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3422.361 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1843.909$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3422.36 \times 10^{}}{1843.909^2 \times 1000} = 5.033 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3422.36 \times 10^{}}{1843.909 \times 180} = 20622.621$$ r

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20622.621 mm² - 6353.600 mm²

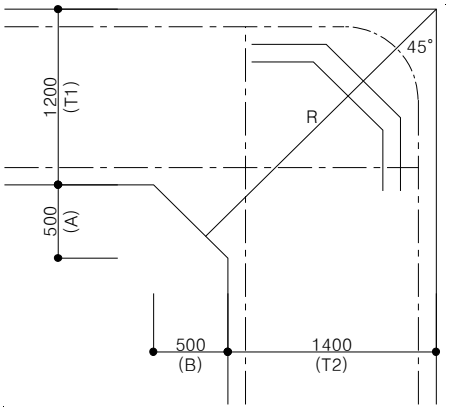
= 14269.021 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 4E, H29 - 4E, H29 - 4EA

∴ Total As = 14669.600 mm² > Req'd As (= 14269.021 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3301.919 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3301.919 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

=2192.031 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 4596.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3301.92 \times 10^{}}{2192.031^2 \times 1000} = 3.436 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3301.92 \times 10^{}}{2192.031 \times 180} = 16736.985$$ r

Asb = 4596.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 16736.985 mm² - 4596.400 mm²

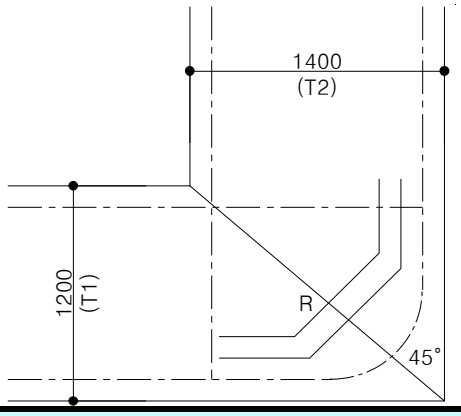
= 12140.585 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 12140.585 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3422.361 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3422.361 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1843.909$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3422.36 \times 10^{}}{1843.909^2 \times 1000} = 5.033 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3422.36 \times 10^{}}{1843.909 \times 180} = 20622.621$$ r

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 20622.621 mm² - 6353.600 mm²

= 14269.021 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 4E, H29 - 4E, H29 - 4EA

∴ Total As = 14669.600 mm² > Req'd As (= 14269.021 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1219	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	323.189	O.K	2.586
		좌측 (하면)	1	1070	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1070	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	290.411	O.K	2.323
		우측 (상면)	3	1219	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	323.189	O.K	2.586
		우측 (하면)	3	1070	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1076	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1020	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	277.010	O.K	2.216
		중앙부	5	1079	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H25 - 8.0EA	125	282.142	O.K	2.257
		우측 (상면)	6	1076	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1020	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	277.010	O.K	2.216

좌측벽체	1층	상부	7	1419	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	238.189	O.K	1.906
		상부	7	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1253	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	243.600	O.K	1.949
		중앙부	8	1320	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1220	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	316.087	O.K	2.529
		하부	9	1320	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1419	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	238.189	O.K	1.906
		상부	10	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1253	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	243.600	O.K	1.949
		중앙부	11	1320	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1220	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	316.087	O.K	2.529
		하부	12	1320	H22 - 8.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2368.427 x 1000000 / [10950.000 x (1219.145 - 362.406/3)]
= 196.928 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1219.1/(7x10950.000)]
= 362.406 mm

사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 196.93) - 2.5 x 84.00 = 323.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 196.93) = 426.55 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 323.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 323.19 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2283.659 x 1000000 / [10278.400 x (1070.000 - 326.984/3)]
= 231.196 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1070.0/(7x10278.400)]
= 326.984 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 231.20) - 2.5 x 65.50 = 290.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 231.20) = 363.33 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 290.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 290.41 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2368.427 x 1000000 / [10950.000 x (1219.145 - 362.406/3)]
= 196.928 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1219.1/(7x10950.000)]
= 362.406 mm

사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 196.93) - 2.5 x 84.00 = 323.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 196.93) = 426.55 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 323.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 323.19 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3061.740 x 1000000 / [15884.000 x (1020.000 - 377.879/3)]
= 215.601 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x15884.000)]
= 377.879 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 215.60) - 2.5 x 84.00 = 277.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 215.60) = 389.61 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 277.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 277.01 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2260.395 x 1000000 / [9800.000 x (1078.637 - 322.162/3)]
= 237.480 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9800.000/1000.0 + 7x9800.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1078.6/(7x9800.000)]
= 322.162 mm

사용철근량 = 9800.0 mm² (철근도심 : 121.4 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 237.48) - 2.5 x 64.00 = 282.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 237.48) = 353.71 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 282.14 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 282.14 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3061.740 x 1000000 / [15884.000 x (1020.000 - 377.879/3)]
= 215.601 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x15884.000)]
= 377.879 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 215.60) - 2.5 x 84.00 = 277.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 215.60) = 389.61 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 277.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 277.01 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3301.919 x 1000000 / [10950.000 x (1419.145 - 396.034/3)]
= 234.276 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1419.1/(7x10950.000)]
= 396.034 mm

사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 234.28) - 2.5 x 84.00 = 238.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 234.28) = 358.55 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 238.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 238.19 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2283.155 x 1000000 / [8714.400 x (1252.745 - 334.673/3)]
= 229.584 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8714.400/1000.0 + 7x8714.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1252.7/(7x8714.400)]
= 334.673 mm

사용철근량 = 8714.4 mm² (철근도심 : 147.3 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 229.58) - 2.5 x 85.50 = 243.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 229.58) = 365.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 243.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 243.60 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3422.361 x 1000000 / [15884.000 x (1220.000 - 421.411/3)]
= 199.587 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x15884.000)]
= 421.411 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 199.59) - 2.5 x 84.00 = 316.09 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 199.59) = 420.87 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 316.09 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 316.09 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3301.919 x 1000000 / [10950.000 x (1419.145 - 396.034/3)]
= 234.276 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10950.000/1000.0 + 7x10950.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1419.1/(7x10950.000)]
= 396.034 mm

사용철근량 = 10950.0 mm² (철근도심 : 147.5 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 234.28) - 2.5 x 84.00 = 238.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 234.28) = 358.55 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 238.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 238.19 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2283.155 x 1000000 / [8714.400 x (1252.745 - 334.673/3)]
= 229.584 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8714.400/1000.0 + 7x8714.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1252.7/(7x8714.400)]
= 334.673 mm

사용철근량 = 8714.4 mm² (철근도심 : 147.3 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 229.58) - 2.5 x 85.50 = 243.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 229.58) = 365.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 243.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 243.60 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3422.361 x 1000000 / [15884.000 x (1220.000 - 421.411/3)]
= 199.587 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x15884.000)]
= 421.411 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 199.59) - 2.5 x 84.00 = 316.09 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 199.59) = 420.87 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 316.09 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 316.09 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.800 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.20 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.800 / 28

T = 0.386 m < 1.200 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 1154.050 / 12.200 = 94.594 kN/m²
- 상부연직하중 = 275.619 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

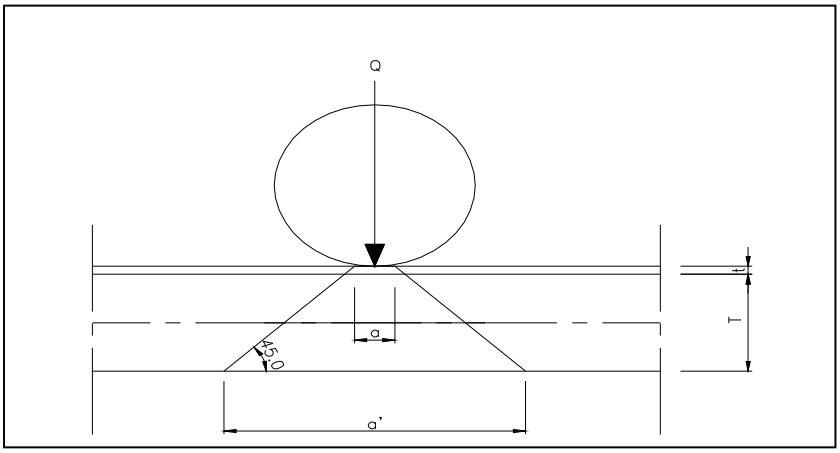
- 암거 내부 활하중

t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.040) × cot 45°

= 2.980 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.040) × cot 45°

= 2.680 m

Qz = 96.0 / (2.980 × 2.680 12.020 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 94.59 + 275.62 + 10.00 + 0.92 + 12.02

= 393.154 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

Qu = α c Nc + q Nq + β r1 B' Nr

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)
다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α,β : 기초의 형상계수 (직사각형, α = 1 + 0.3 B'/ L, β = 0.5 - 0.1 B'/ L)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=90.599, Nq=75.671, Nr=88.997)

c = 0.000 kN/m² r1 = 10.000 kN/m³ r2 = 10.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 12.200 m q = 10.000 kN/m²

L = 40.000 m

Φ = 15 + √12N = 39.495 , N = 50

Nq = a² / (2cos² (45+Φ/2)) , a = $e^{[(0.75\pi-\Phi/2)\tan\Phi]}$

Nc = (Nq-1) cotΦ

Nr = tanΦ/2 x (Kpr/cos² Φ - 1)

Qu = 1.091 × 0.000 × 90.599 + 10.000 × 75.671 + 0.470 × 10.000 × 12.200 × 88.997

= 5854.374 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 5854.374 / 3 = 1951.458 kN/m² > 600.000 kN/m²

Qa' = 816.420 kN/m² > Qmax = 393.154 kN/m² ..... O.K !!!

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.200	×	1.200	×	25.000			=	366.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.200	×	1.200	×	25.000			=	366.000	kN/m
- 벽체	:	1.400	×	2.970	×	25.000	×	2	=	207.900	kN/m
	:	1.400	×	2.970	×	25.000	×	2	=	207.900	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.200	×	1.000	×	19.000			=	231.800	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.200	×	13.594	×	10.000			=	1658.468	kN/m
- 수직수압	:	12.200	×	13.594	×	10.000			=	1658.468	kN/m
								∴ Σ	=	4709.962	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 13.594 \times 19.000 + 13.594^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 430.311$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 430.311 = 433.769 kN/m

(3) 저항력

R = 4709.962 + 433.769 = 5143.731 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.200 \times 21.934 \times 10.000$

$= 2675.948$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 5143.731 / 2675.948$

$= 1.922 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.200	×	1.200	×	25.000			=	366.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.200	×	1.200	×	25.000			=	366.000	kN/m
- 벽체	:	1.400	×	2.970	×	25.000	×	2	=	207.900	kN/m
	:	1.400	×	2.970	×	25.000	×	2	=	207.900	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.200	×	15.800	×	19.000			=	3662.440	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.200	×	-1.206	×	10.000			=	-147.132	kN/m
- 수직수압	:	12.200	×	-1.206	×	10.000			=	-147.132	kN/m
							∴ Σ		=	4529.402	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 863.185$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times -1.206 \times 19.000 + -1.206^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -129.125$ kN/m

∴ $\Sigma = 863.185 + -129.125 = 734.059$ kN/m

(3) 저항력

$R = 4529.402 + 734.059 = 5263.461$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.200 \times 7.134 \times 10.000$

$= 870.348$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 5263.461 / 870.348$

$= 6.048 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{366.000}{12.200 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{573.900}{12.200 \times 10.000 \times 1.100} = 4.276 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.276 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{580.150}{12.200 \times 10.000 \times 1.100} = 4.323 \text{ m}$$

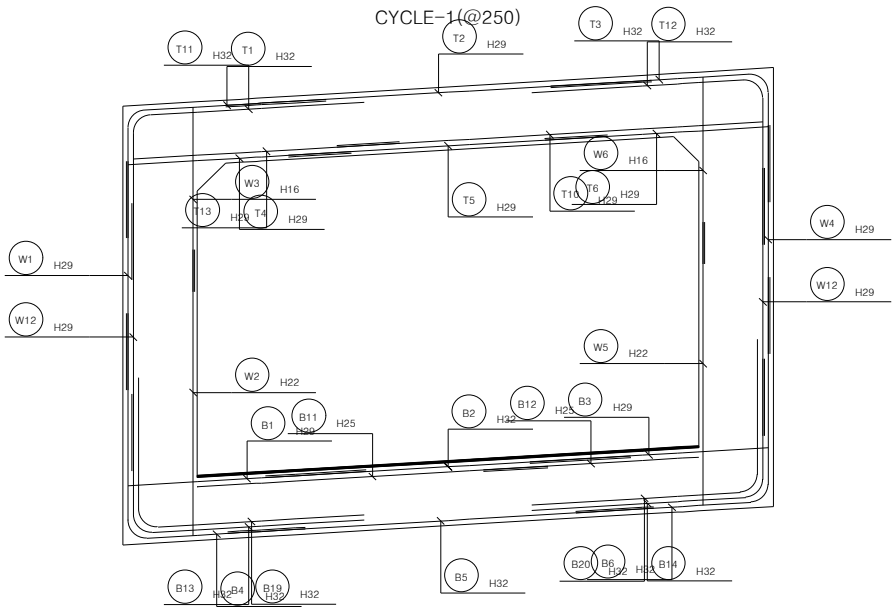
∴ 구조물 저면으로 부터 4.323 m 이하유지

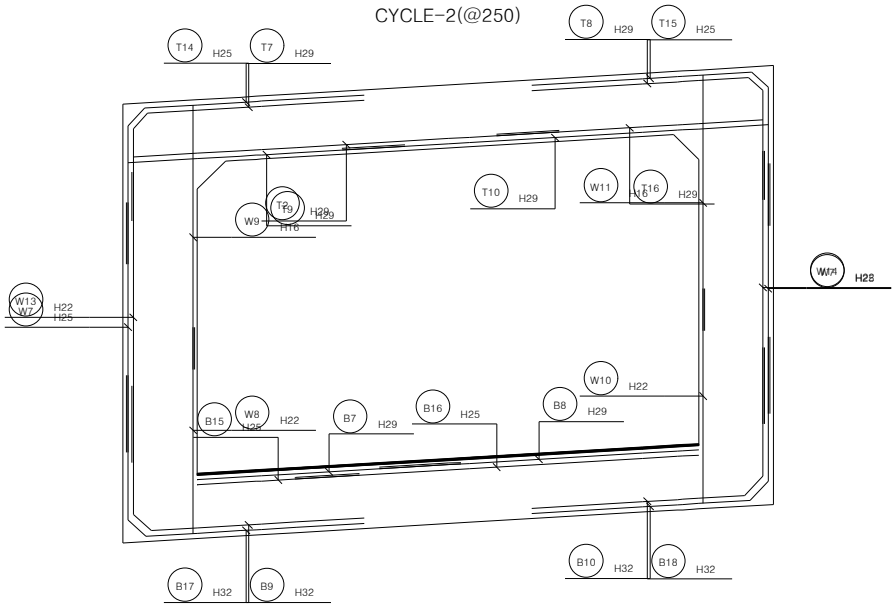
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1154.050}{12.200 \times 10.000 \times 1.100} = 8.599 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 8.599 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
T11 H32
T1 H32
T2 H29
T3 H32
T12 H32
W6 H16
W3 H16
T13 H29
T4 H29
T5 H29
T10 H29
T6 H29
W4 H29
W1 H29
W12 H29
W12 H29
W5 H22
W2 H22
B1 H29
B11 H25
B2 H32
B12 H25
B3 H29
B13 H32
B4 H32
B19 H32
B5 H32
B20 H32
B6 H32
B14 H32


CYCLE-2(@250)
T14 H25
T7 H29
T8 H29
T15 H25
T10 H29
W11 H16
T16 H29
T2 H29
T9 H29
W9 H16
W13 H22
W7 H25
W10 H22
B15 H25
W8 H22
B7 H29
B16 H25
B8 H29
B17 H32
B9 H32
B10 H32
B18 H32

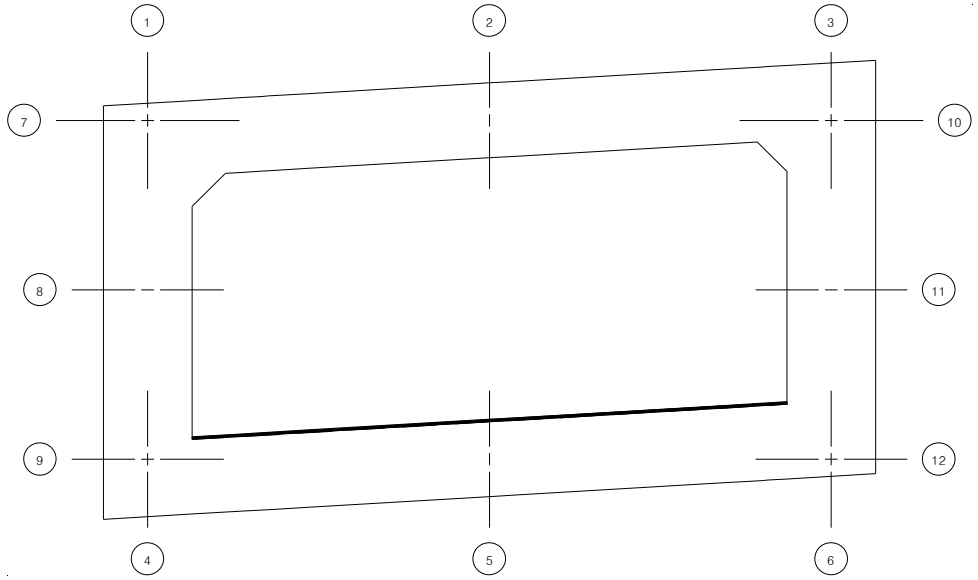
Ramp B BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+220.000 (BLOCK4 : B4)
▣ 토 피(FH)= 11.96 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건: 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	336.945	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	2122.312	4204.096	1.981	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1217	2992.19	3938.81	7652.82	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.32
		좌측 (하면)	1	1000	1089	1274.89	2874.46	3543.38	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	2.25
		중앙부	2	1000	1089	2579.26	2874.46	7404.07	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.11
		우측 (상면)	3	1000	1217	2992.19	3938.81	7652.82	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.32
		우측 (하면)	3	1000	1089	1274.89	2874.46	3543.38	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	2.25
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1000	1087	2048.23	2672.07	5814.91	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.30
		좌측 (하면)	4	1000	1050	3228.01	4058.03	9846.76	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.26
		중앙부	5	1000	1087	2423.09	2672.07	6945.18	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.10
		우측 (상면)	6	1000	1087	2048.23	2672.07	5814.91	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.30
		우측 (하면)	6	1000	1050	3228.01	4058.03	9846.76	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.26
좌측벽체	1층	상부 (외측)	7	1000	1417	3727.55	7080.96	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11867.20	1.90
		상부 (내측)	7	1000	1320	1244.65	4840.69	-	H16 - 8.0EA	11867.20	3.89
		중앙부 (외측)	8	1000	1300	2904.51	4486.88	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7335.20	1.54
		중앙부 (내측)	8	1000	1320	426.53	3734.37	-	H16 - 8.0EA	7335.20	8.76
		하부 (외측)	9	1000	1250	3679.03	6888.41	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14296.00	1.87
		하부 (내측)	9	1000	1320	1903.96	2187.21	-	H16 - 8.0EA	14296.00	1.15
우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1417	3727.55	7080.96	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11867.20	1.90
		상부 (내측)	10	1000	1320	1244.65	4840.69	-	H16 - 8.0EA	11867.20	3.89
		중앙부 (외측)	11	1000	1300	2904.51	4507.44	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7335.20	1.55
		중앙부 (내측)	11	1000	1320	426.53	3715.33	-	H16 - 8.0EA	7335.20	8.71
		하부 (외측)	12	1000	1250	3679.03	6888.41	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14296.00	1.87
		하부 (내측)	12	1000	1320	1903.96	2187.21	-	H16 - 8.0EA	14296.00	1.15

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	6	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측 (하면)	6	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	682.0	1480.0	1516.12	2.00	379.99	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	707.4	465.8	1139.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	682.0	1480.0	1516.12	2.00	379.99	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	705.8	1501.2	1569.06	2.00	365.98	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	705.8	464.0	1137.43	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	705.8	1501.2	1569.06	2.00	365.98	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	902.6	1418.8	1536.14	2.00	206.46	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	945.9	1119.4	1275.31	2.00	133.44	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	911.0	993.6	1227.72	2.00	66.11	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	902.6	1418.8	1536.14	2.00	206.46	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	946.7	1119.4	1276.07	2.00	132.86	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	911.0	993.6	1227.72	2.00	66.11	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1217	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	432.651	O.K	3.461
		좌측 (하면)	1	1089	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1089	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	294.102	O.K	2.353
		우측 (상면)	3	1217	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	432.651	O.K	3.461
		우측 (하면)	3	1089	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1087	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1050	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	332.753	O.K	2.662
		중앙부	5	1087	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	283.929	O.K	2.271
		우측 (상면)	6	1087	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1050	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	332.753	O.K	2.662
좌측벽체	1층	상부	7	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	317.082	O.K	2.537
		상부	7	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1300	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	134.211	O.K	1.074
		중앙부	8	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	347.013	O.K	2.776
		하부	9	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	317.082	O.K	2.537
		상부	10	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1300	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	134.211	O.K	1.074
		중앙부	11	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	347.013	O.K	2.776
		하부	12	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 11.956 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

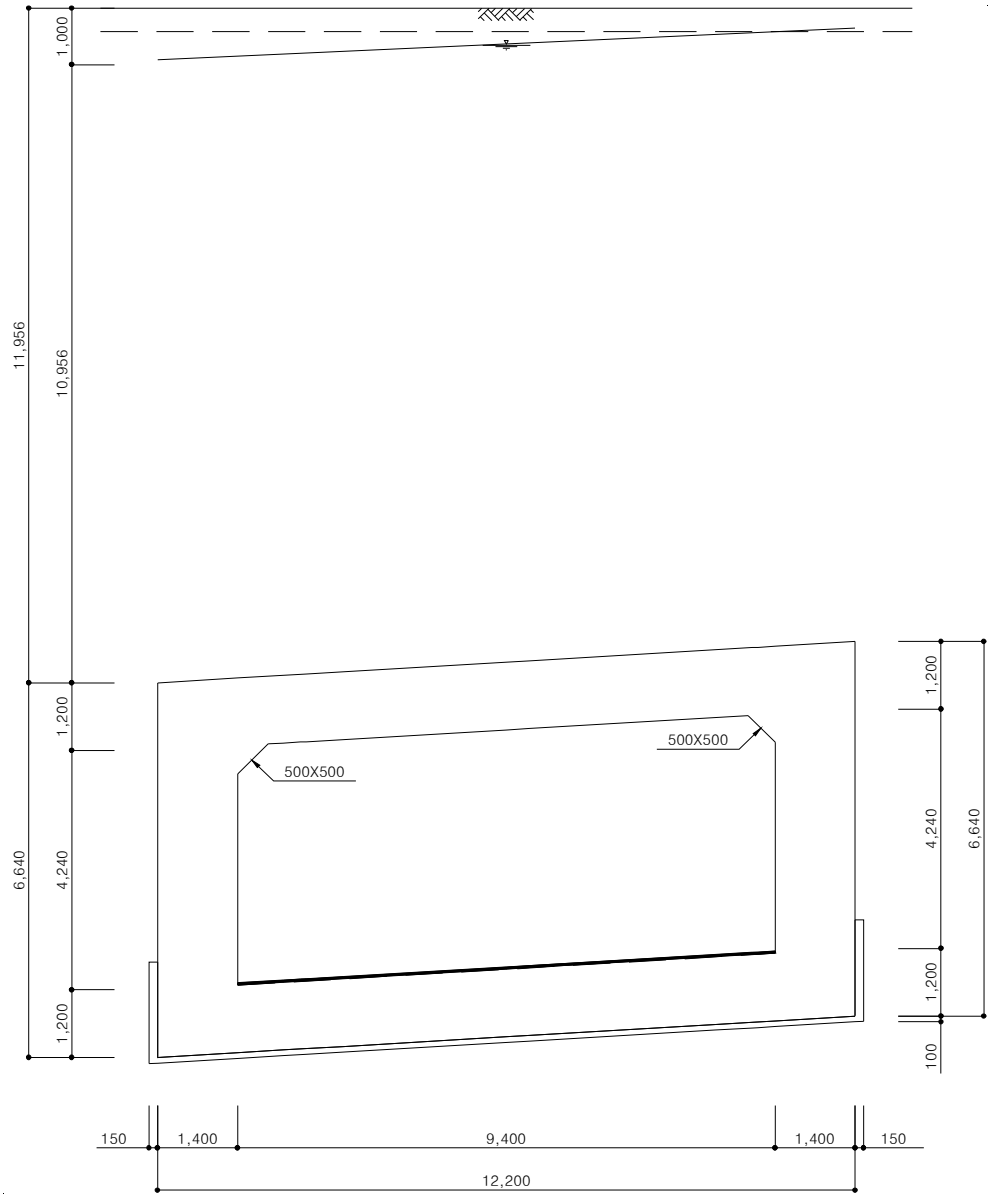
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
11,956
10,956
1,200
4,240
6,640
1,200
500X500
500X500
1,200
4,240
6,640
1,200
100
150
1,400
9,400
1,400
150
12,200

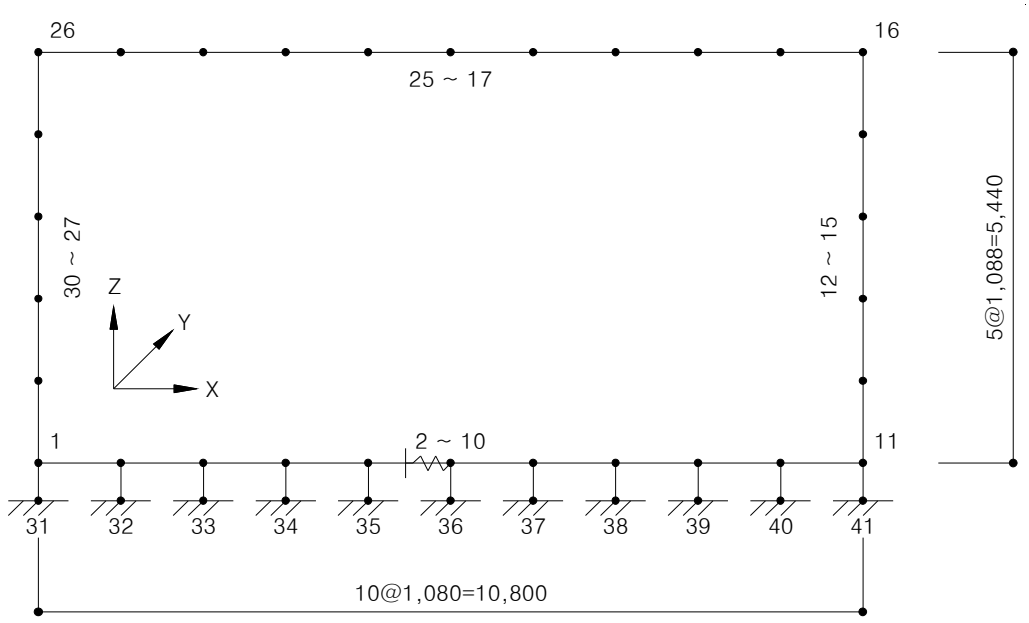
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

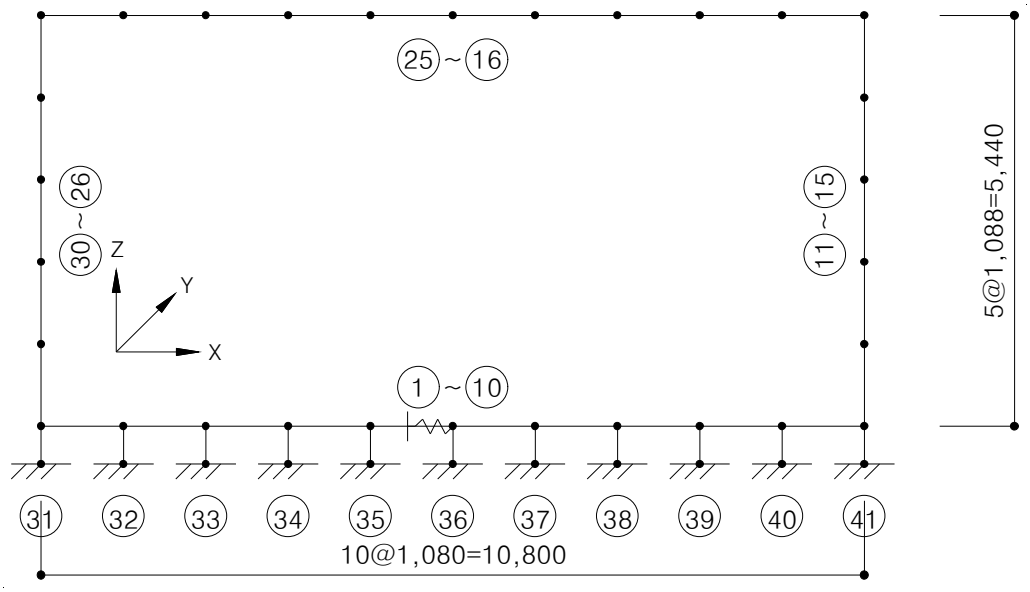
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

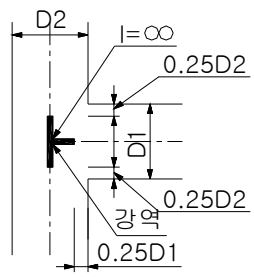
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~10,16~25
2	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	11~15,26~30

3) 단면좌표

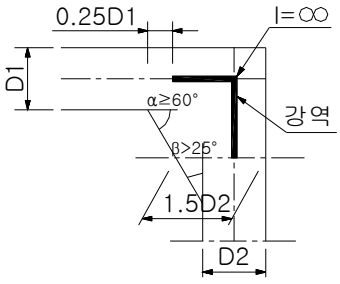
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.320	5.940
2	1.080	0.500	23	3.240	5.940
3	2.160	0.500	24	2.160	5.940
4	3.240	0.500	25	1.080	5.940
5	4.320	0.500	26	0.000	5.940
6	5.400	0.500	27	0.000	4.852
7	6.480	0.500	28	0.000	3.764
8	7.560	0.500	29	0.000	2.676
9	8.640	0.500	30	0.000	1.588
10	9.720	0.500	31	0.000	0.000
11	10.800	0.500	32	1.080	0.000
12	10.800	1.588	33	2.160	0.000
13	10.800	2.676	34	3.240	0.000
14	10.800	3.764	35	4.320	0.000
15	10.800	4.852	36	5.400	0.000
16	10.800	5.940	37	6.480	0.000
17	9.720	5.940	38	7.560	0.000
18	8.640	5.940	39	8.640	0.000
19	7.560	5.940	40	9.720	0.000
20	6.480	5.940	41	10.800	0.000
21	5.400	5.940			

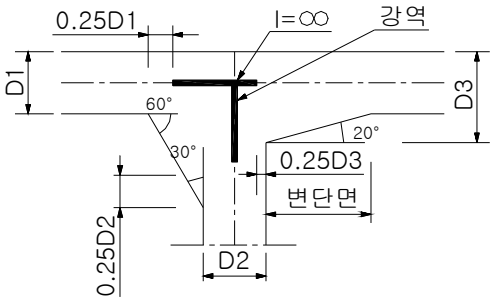
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1200 = 400 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 ㎜

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1200 = 400 ㎜

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

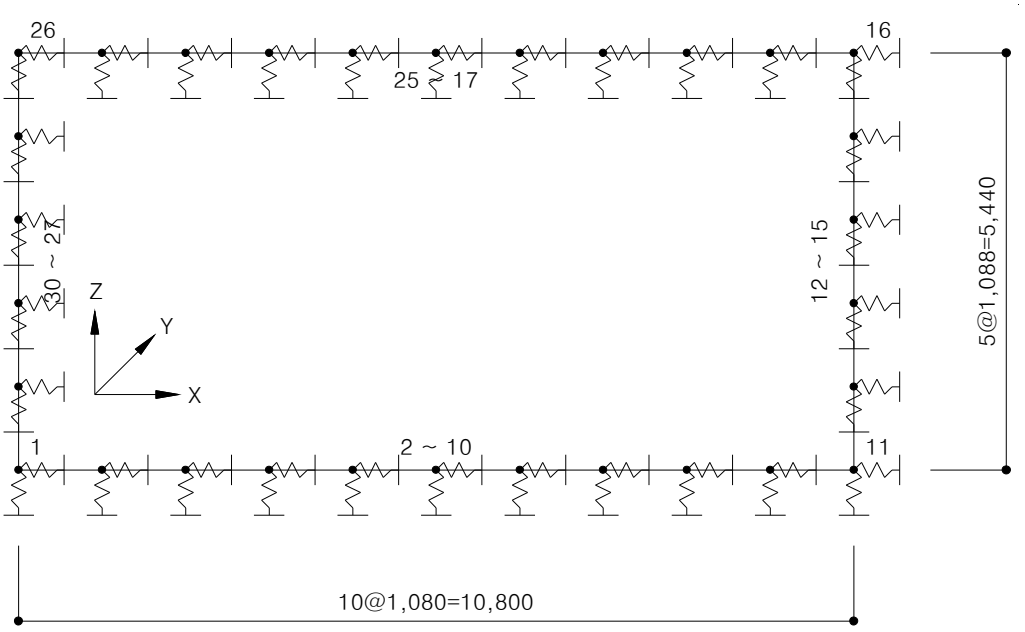
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

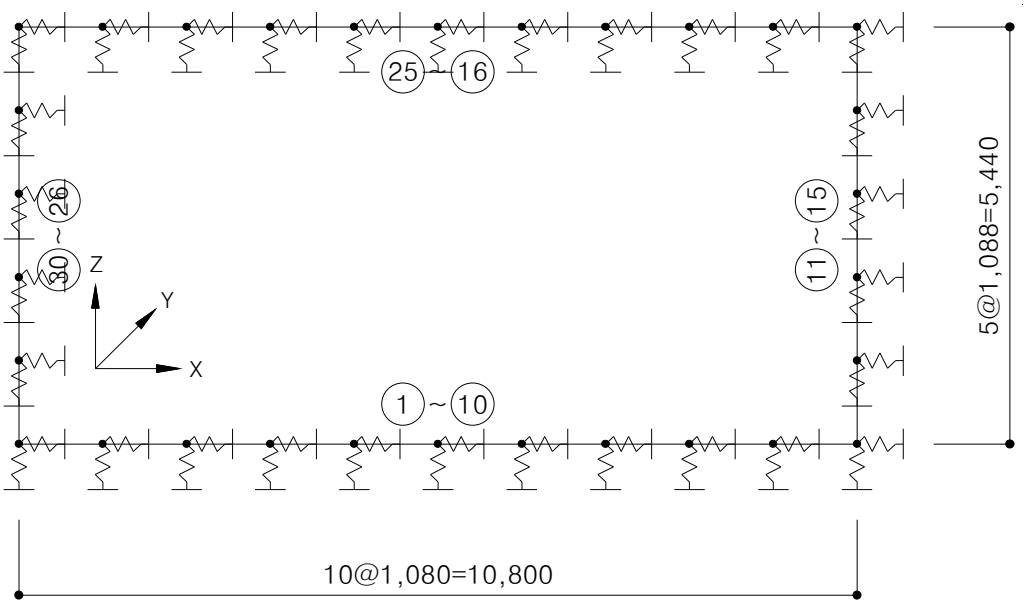
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

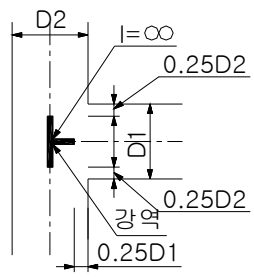
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~10,16~25
2	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	11~15,26~30

3) 단면좌표

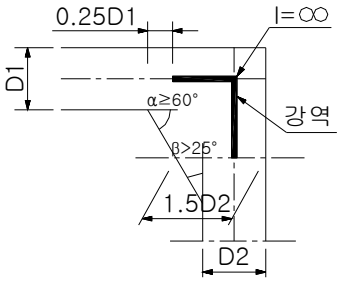
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.800	5.440
2	1.080	0.000	17	9.720	5.440
3	2.160	0.000	18	8.640	5.440
4	3.240	0.000	19	7.560	5.440
5	4.320	0.000	20	6.480	5.440
6	5.400	0.000	21	5.400	5.440
7	6.480	0.000	22	4.320	5.440
8	7.560	0.000	23	3.240	5.440
9	8.640	0.000	24	2.160	5.440
10	9.720	0.000	25	1.080	5.440
11	10.800	0.000	26	0.000	5.440
12	10.800	1.088	27	0.000	4.352
13	10.800	2.176	28	0.000	3.264
14	10.800	3.264	29	0.000	2.176
15	10.800	4.352	30	0.000	1.088

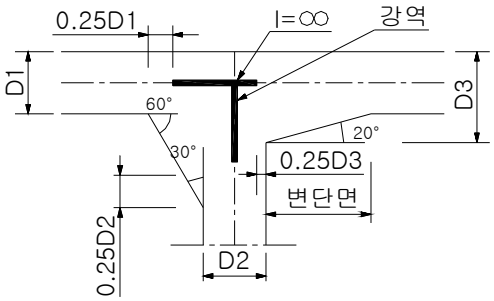
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1200 = 400 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 ㎜

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1200 = 400 ㎜

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/㎡ (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(12.200 × 12.200 = 12.20 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/㎥

Kv = 166670.000 × (12.200 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 10349.72 kN/㎥

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.080/2) = 12834 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 11178 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 14.980 ~ 1.980, N=15)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 197.3 = 197.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 197.3^2 = 79362.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 79362.0 = 209515.7 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 197.3 = 157.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 157.8^2 = 50766.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 50766.0 = 134022.2 kN/m²

(2) 풍화토 (EL. : 1.980 ~ -5.020, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2도층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.200 × 12.200) = 12.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³

Kv = 1396771.330 × (12.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 86735.40 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 86735.400 = 28911.80 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.200 × 12.200) = 12.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kv = 3116256.000 × (12.200 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 193510.35 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 193510.350 = 64503.45 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³

Kh = 1396771.330 × (6.640 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 136880.06 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 136880.060 = 45626.69 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (6.640 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 305385.22 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 305385.220 = 101795.07 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 93674 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 31225 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.088/2 + 1.088/2) = 332259 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.088/2 + 1.088/2) = 110753 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 208991 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 69664 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.080/2) = 239953 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.088/2 + 1.200/2) = 349361 kN/m	
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 107552 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.088/2 + 1.200/2) = 156591 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.200 × 12.200) = 12.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kv = 893481.330 × (12.200 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 55482.57 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 55482.570 = 18494.19 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.200 × 12.200) = 12.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (12.200 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 123888.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 123888.820 = 41296.27 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kh = 893481.330 × (6.640 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 87558.91 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 87558.910 = 29186.30 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.640 × 6.640) = 6.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (6.640 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 195513.13 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 195513.130 = 65171.04 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 59921 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 19974 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.088/2 + 1.088/2) = 212718 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.088/2 + 1.088/2) = 70906 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 133800 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 44600 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.080/2) = 153622 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.088/2 + 1.200/2) = 223667 kN/m	
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 68798 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.088/2 + 1.200/2) = 100167 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 토 사	: 11.456 × 19.00		= 217.664	kN/m²
		∴ Total Wd1	= 229.164	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00		= 11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00		= 9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 10.956 × 10.00		= 109.560	kN/m²
		∴ Total Wd2	= 130.560	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 11.956m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.50 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 12.056 × 19.000) × 0.500 = 120.282 kN/m²
Wh2 = 120.282 + 1.088 × 19.000 × 0.500 = 130.618 kN/m²
Wh3 = 130.618 + 1.088 × 19.000 × 0.500 = 140.954 kN/m²
Wh4 = 140.954 + 1.088 × 19.000 × 0.500 = 151.290 kN/m²
Wh5 = 151.290 + 1.088 × 19.000 × 0.500 = 161.626 kN/m²
Wh6 = 161.626 + 1.088 × 19.000 × 0.500 = 171.962 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 11.556 × = 68.280 kN/m²
Wh2 = 68.280 + 1.088 × 10.000 × 0.500 = 73.720 kN/m²
Wh3 = 73.720 + 1.088 × 10.000 × 0.500 = 79.160 kN/m²
Wh4 = 79.160 + 1.088 × 10.000 × 0.500 = 84.600 kN/m²
Wh5 = 84.600 + 1.088 × 10.000 × 0.500 = 90.040 kN/m²
Wh6 = 90.040 + 1.088 × 10.000 × 0.500 = 95.480 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 10.956 × 10.000 = 109.560 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 11.556 × 10.000 = 115.560 kN/m²
Ww3 = 115.560 + 1.088 × 10.000 = 126.440 kN/m²
Ww4 = 126.440 + 1.088 × 10.000 = 137.320 kN/m²
Ww5 = 137.320 + 1.088 × 10.000 = 148.200 kN/m²
Ww6 = 148.200 + 1.088 × 10.000 = 159.080 kN/m²
Ww7 = 159.080 + 1.088 × 10.000 = 169.960 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (11.956 + 6.640 - 1.000) × 10.000 = 175.960 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	3.613	145.400	116.300	19.000	0.099	0.124
퇴적토	9.300	197.300	157.800	20.000	0.189	0.236
풍화토	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화암	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
연암	6.087	248.600	198.900	20.000	0.098	0.122
계					0.535	0.669

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.535 = 0.669	1.25 Tg' = 1.25 × 0.669 = 0.836

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

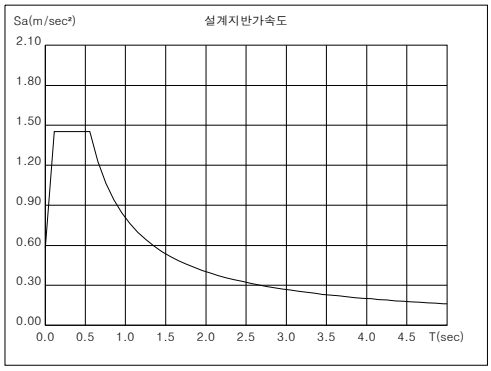
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.204 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.972 m/s²

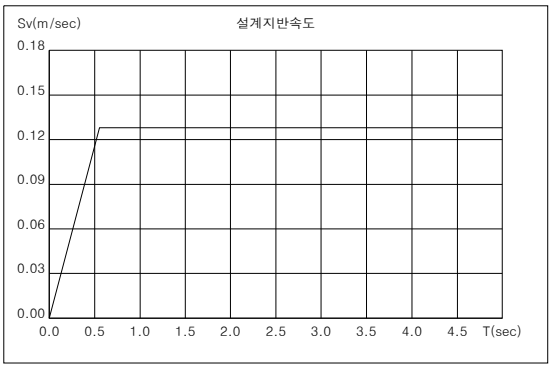
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.669 / 2π × 1.204 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.836 / 2π × 1.972 = 0.262 m/s

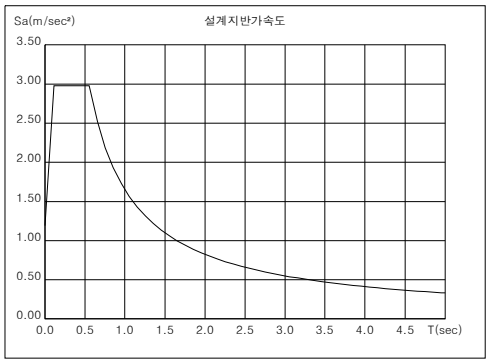
6) 설계응답 응답스펙트럼

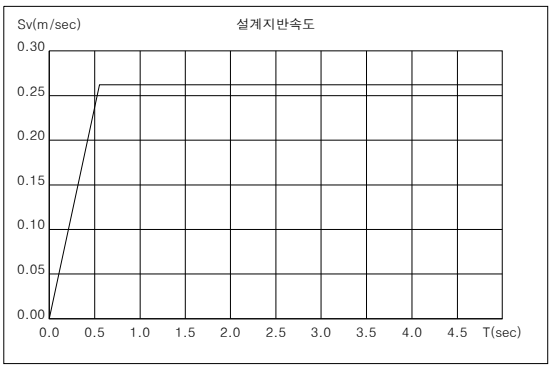
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 12.556 m
- 하부슬래브 EL. = 17.996 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.669 \times \cos(\pi \times 12.556 / (2 \times 30.000)) = 0.013736$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.669 \times \cos(\pi \times 17.996 / (2 \times 30.000)) = 0.010203$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.836 \times \cos(\pi \times 12.556 / (2 \times 30.000)) = 0.035134$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.836 \times \cos(\pi \times 17.996 / (2 \times 30.000)) = 0.026096$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 28911.800 × (0.013736 - 0.010203) = 102.145 kN/m²	Po = 18494.190 × (0.035134 - 0.026096) = 167.150 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
12.556	136880.060	0.013736	0.003533	483.597
13.644	305385.220	0.013110	0.002907	887.755
14.732	305385.220	0.012441	0.002238	683.452
15.820	305385.220	0.011732	0.001529	466.934
16.908	305385.220	0.010985	0.000782	238.811
17.996	305385.220	0.010203	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
12.556	87558.910	0.035134	0.009038	791.357
13.644	195513.130	0.033532	0.007436	1453.836
14.732	195513.130	0.031822	0.005726	1119.508
15.820	195513.130	0.030009	0.003913	765.043
16.908	195513.130	0.028098	0.002002	391.417
17.996	195513.130	0.026096	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	79362.000 × 0.000532 = 42.220	50766.000 × 0.001362 = 69.140
Vb	177060.000 × 0.000718 = 127.130	113357.000 × 0.001836 = 208.120
Vs	(42.220 + 127.130) / 2 = 84.680	(69.140 + 208.120) / 2 = 138.630

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.200×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.556) = 1.802	fu = 1.200×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.556) = 4.432

② 하부슬래브

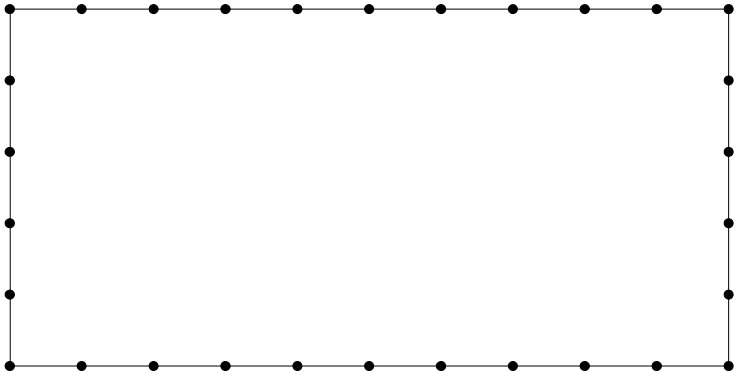
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.074×(1 - 0.015×17.996) = 1.621	fb = 1.200×25.000×0.182×(1 - 0.015×17.996) = 3.986

③ 측벽

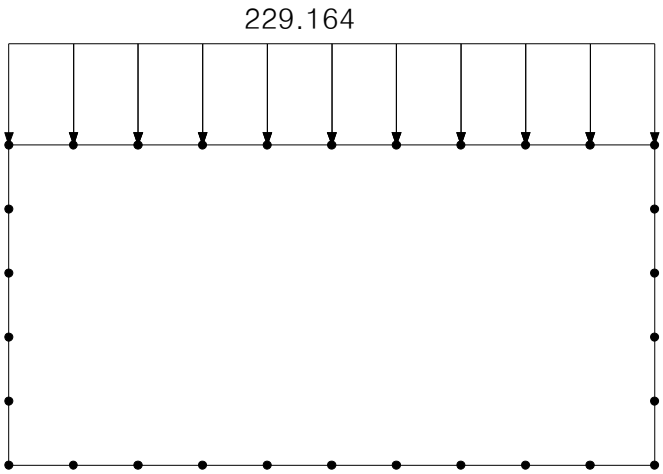
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×12.556) = 2.102	f1 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×12.556) = 5.170
f2 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×13.644) = 2.060	f2 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×13.644) = 5.066
f3 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×14.732) = 2.018	f3 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×14.732) = 4.962
f4 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×15.820) = 1.975	f4 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×15.820) = 4.858
f5 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×16.908) = 1.933	f5 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×16.908) = 4.754
f6 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×17.996) = 1.891	f6 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×17.996) = 4.650

10. 하 중 재 하 (상시)

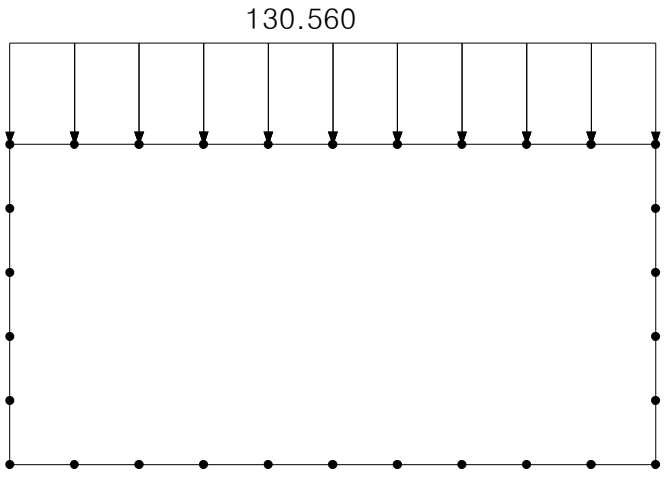
1) CASE1 - 구체자중(SW)



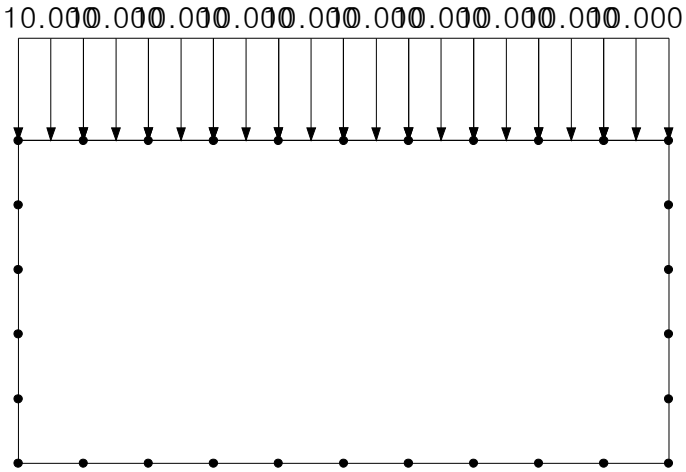
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



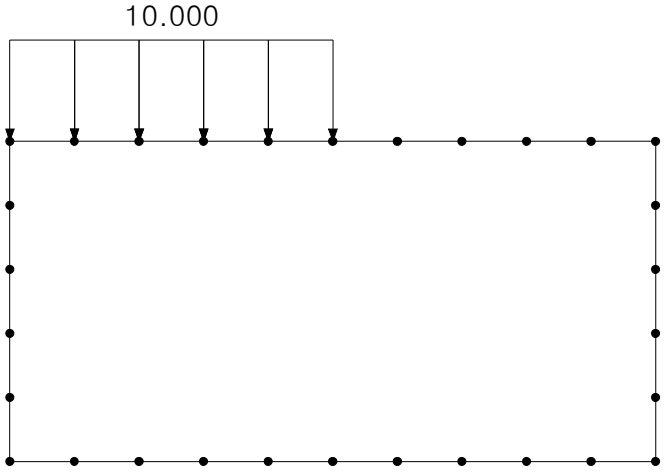
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



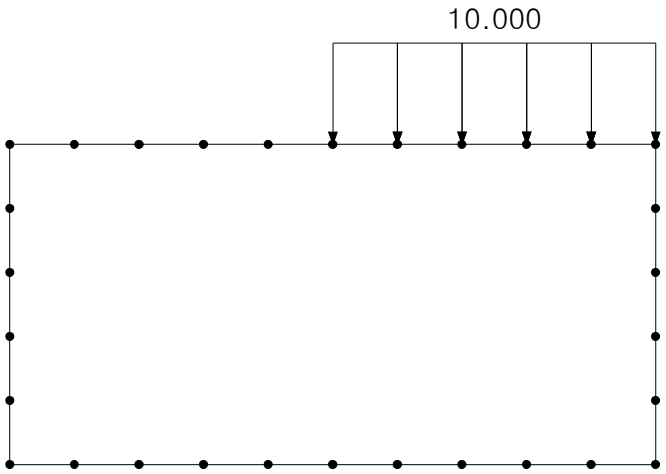
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



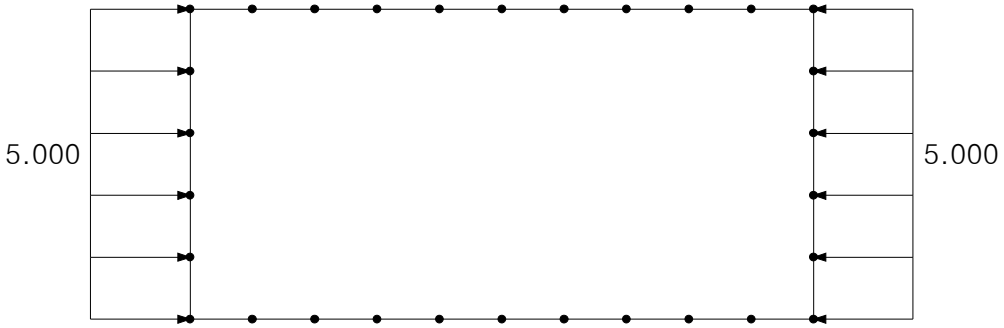
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



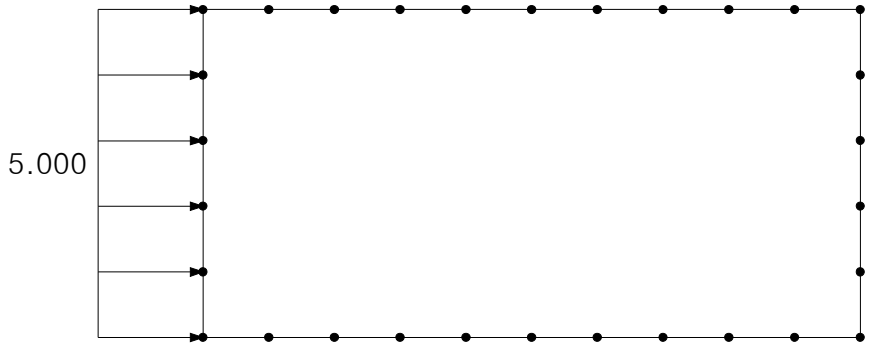
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



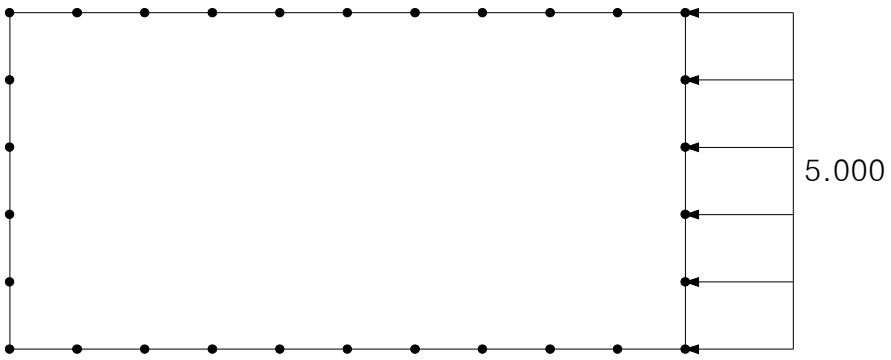
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



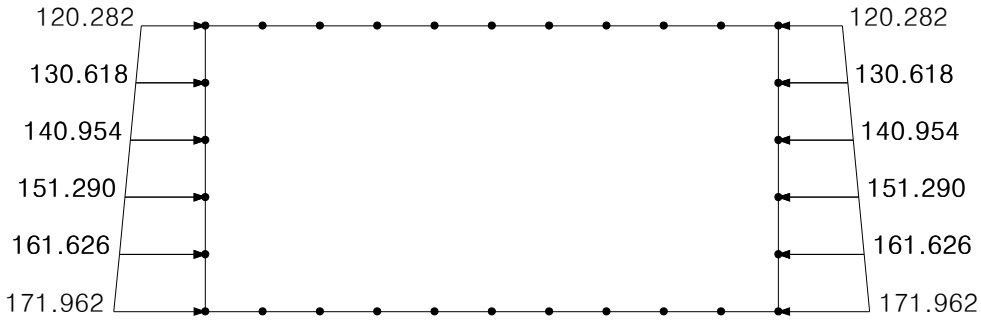
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



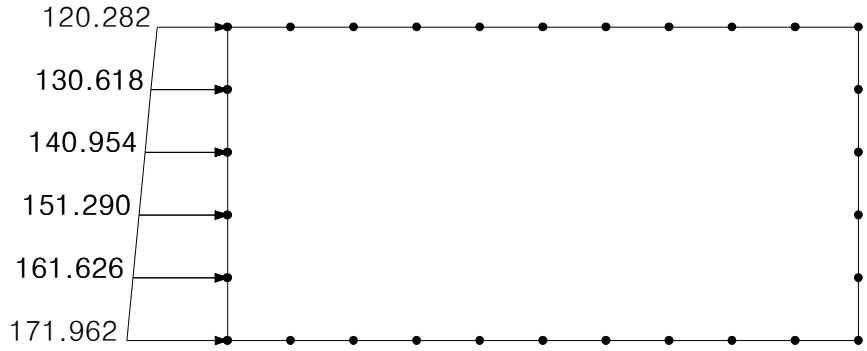
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



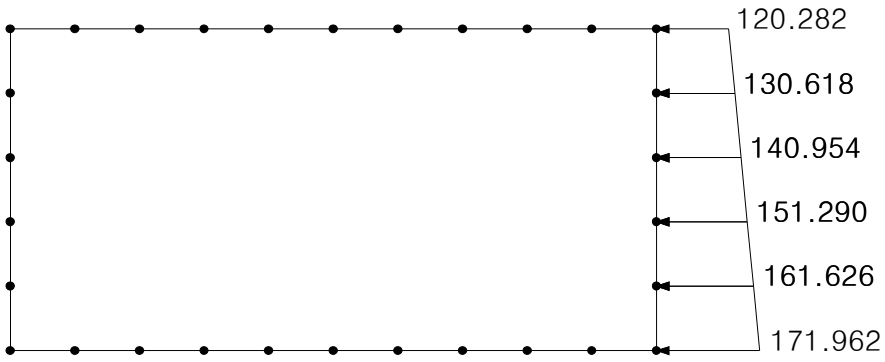
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



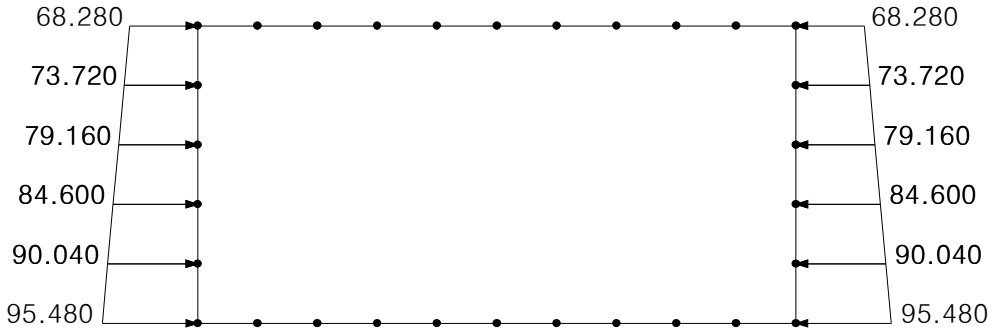
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



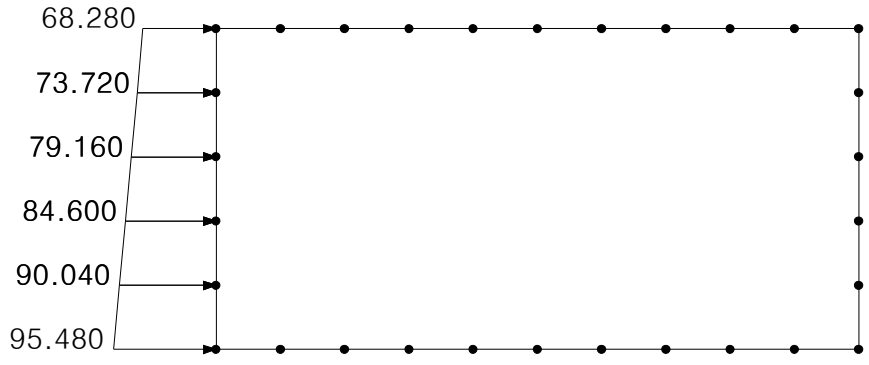
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



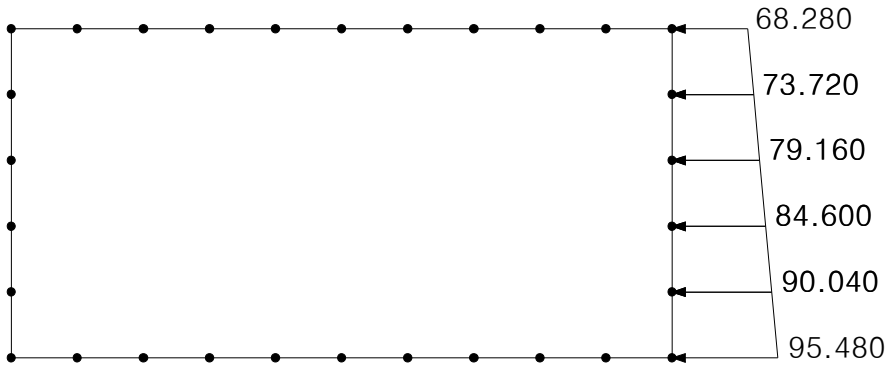
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



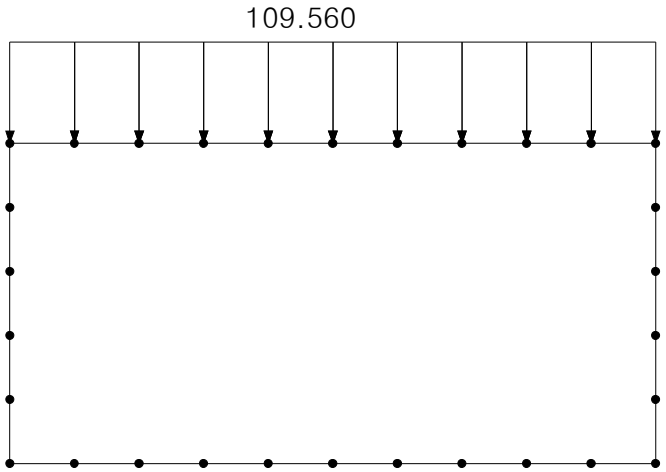
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



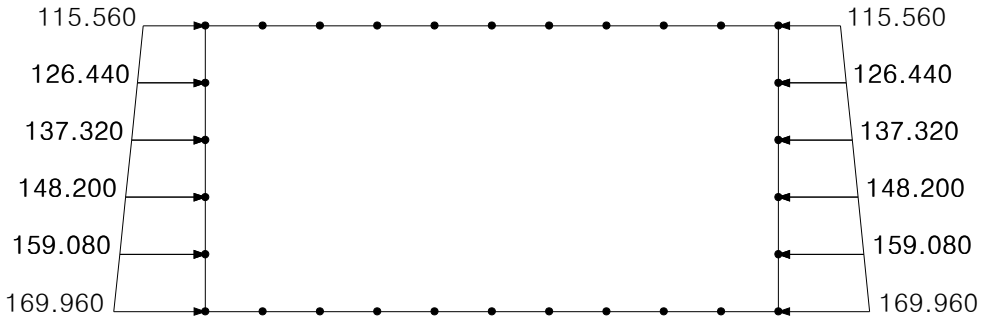
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



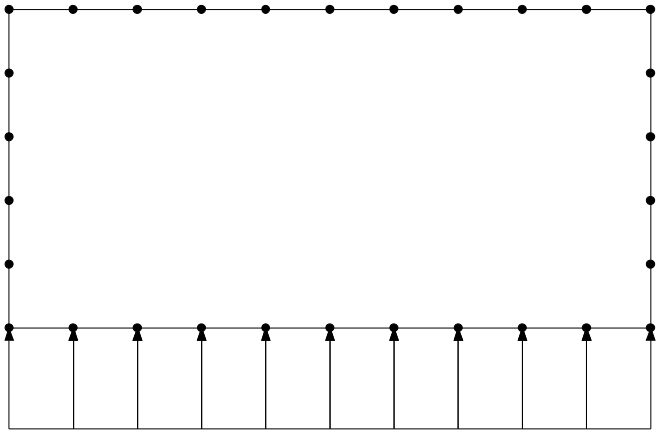
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

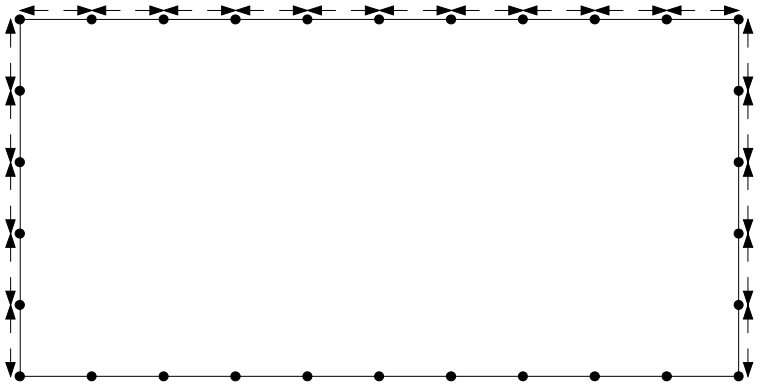


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

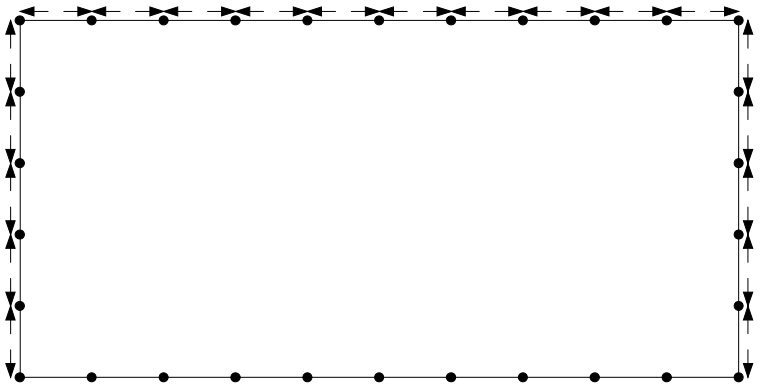


175.960

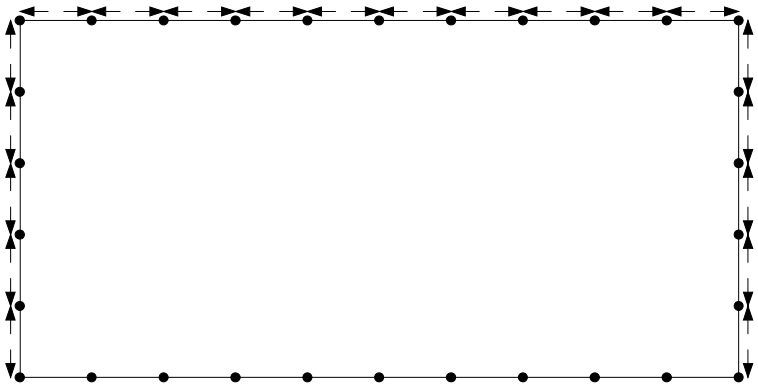
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

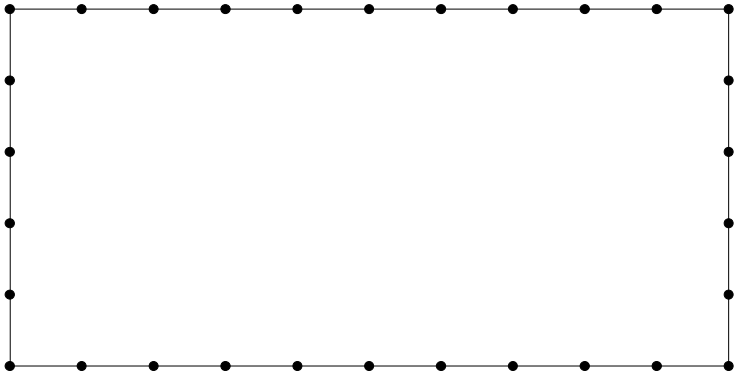


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

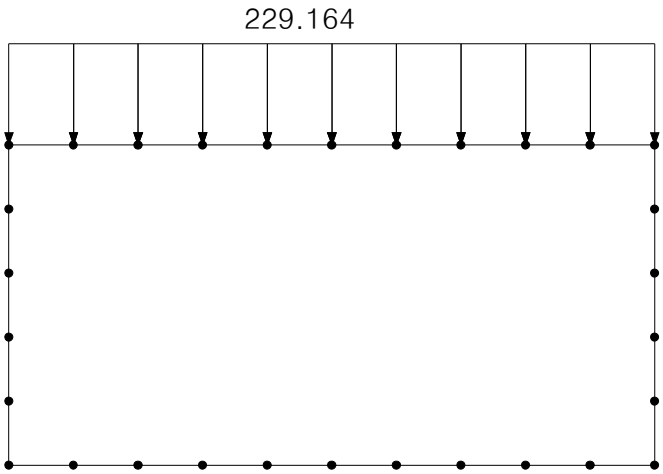


11. 하중 재하 (기능수행)

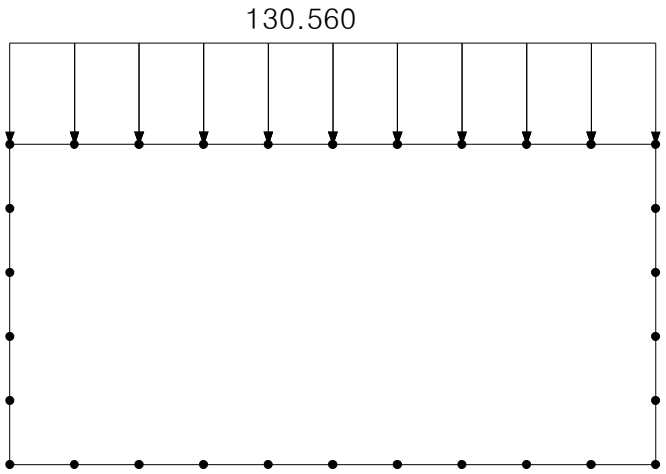
1) CASE1 - 구체자중(SW)



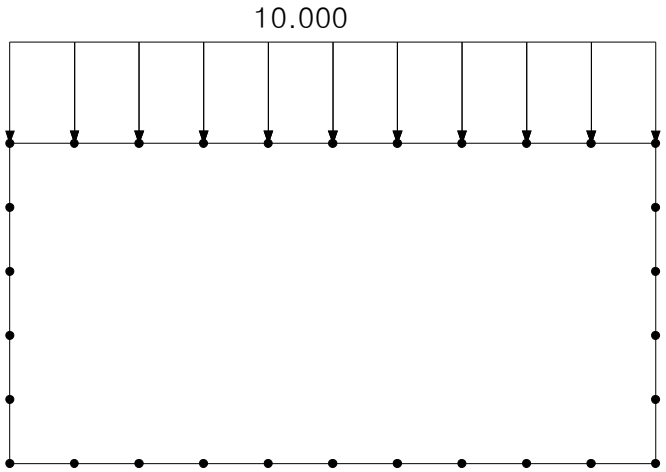
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



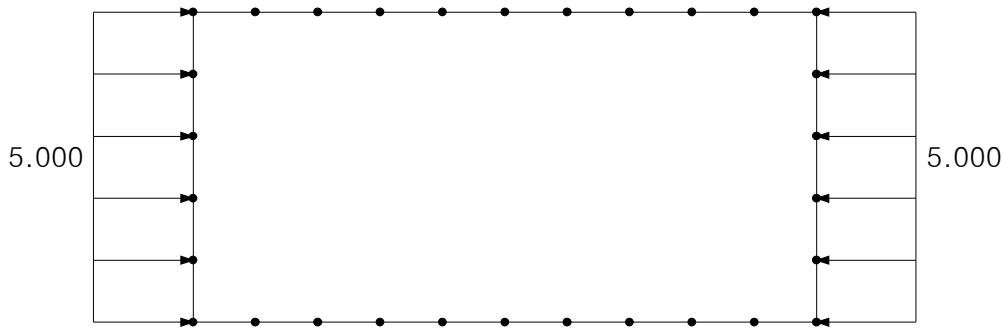
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



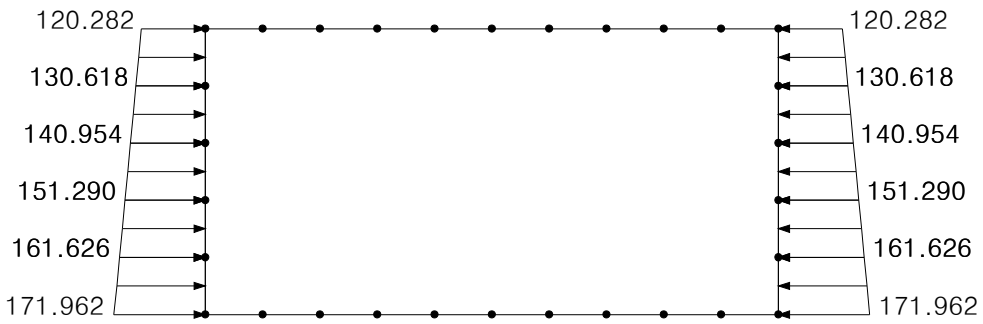
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



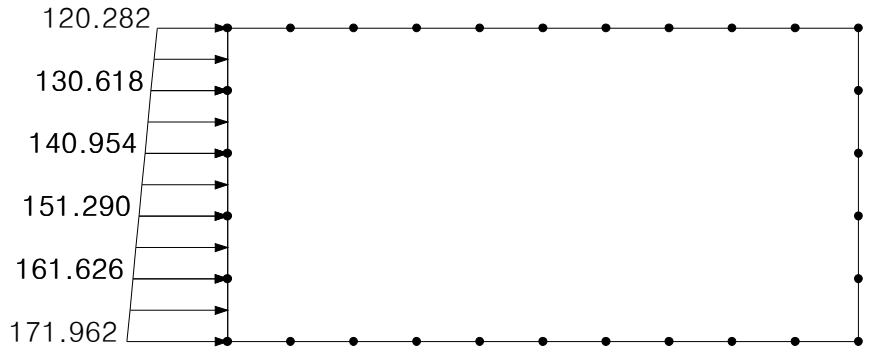
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



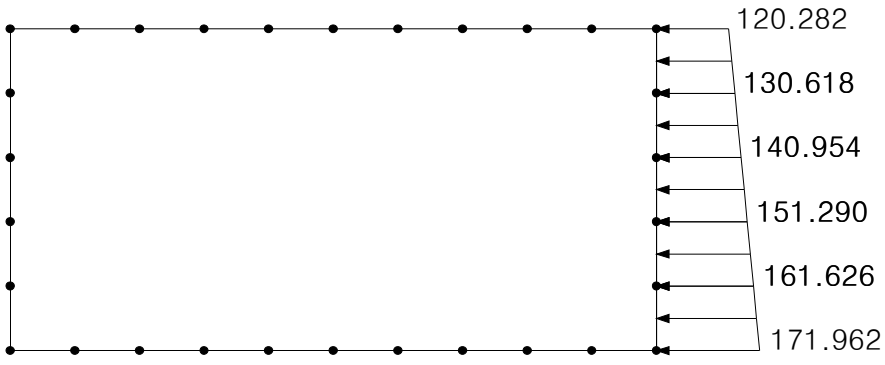
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



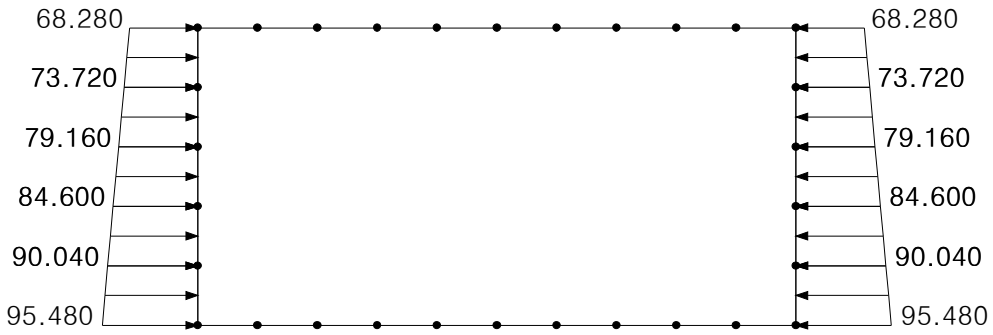
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



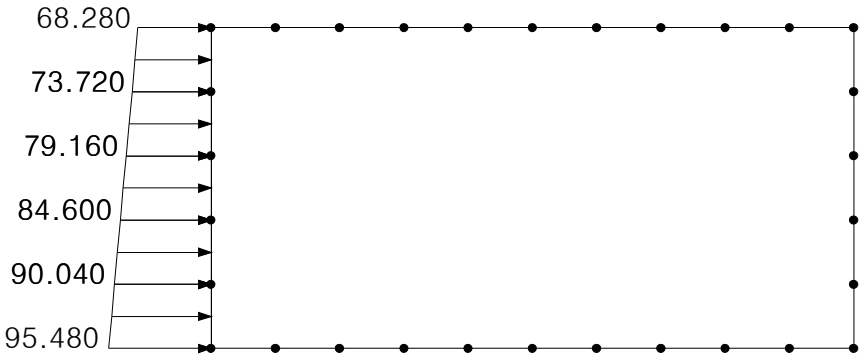
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



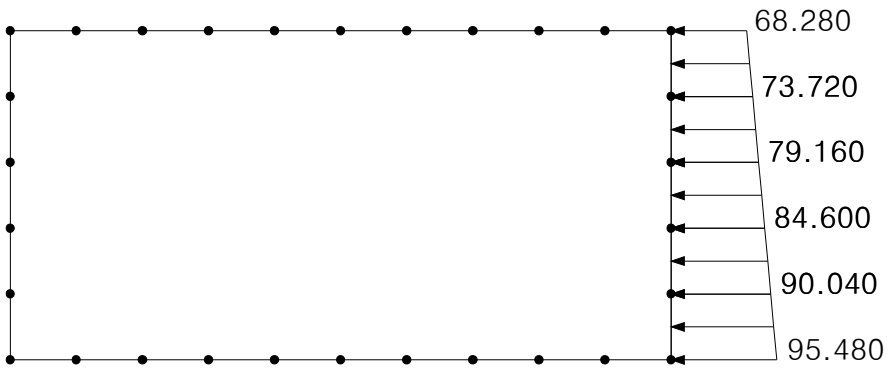
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



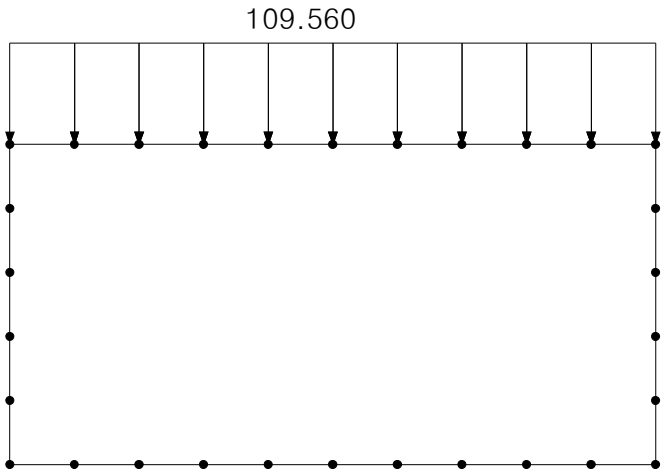
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



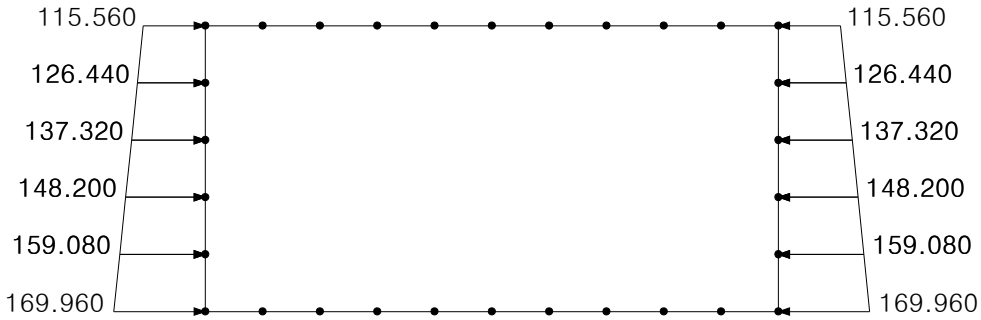
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



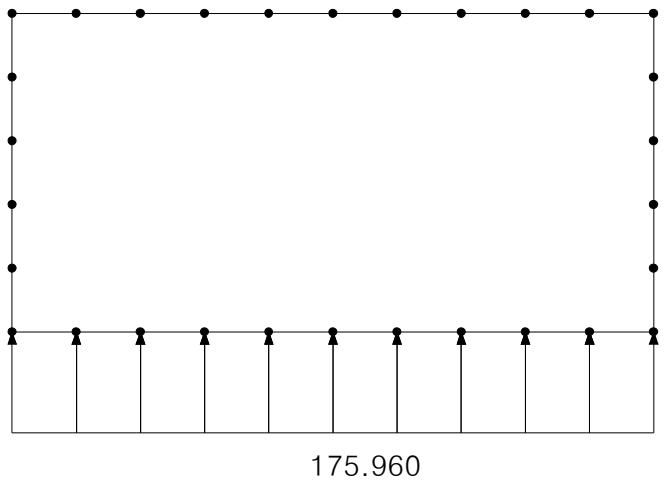
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

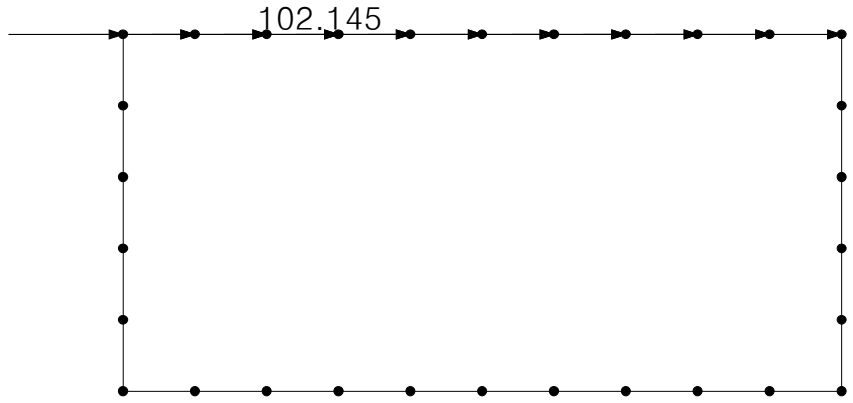


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

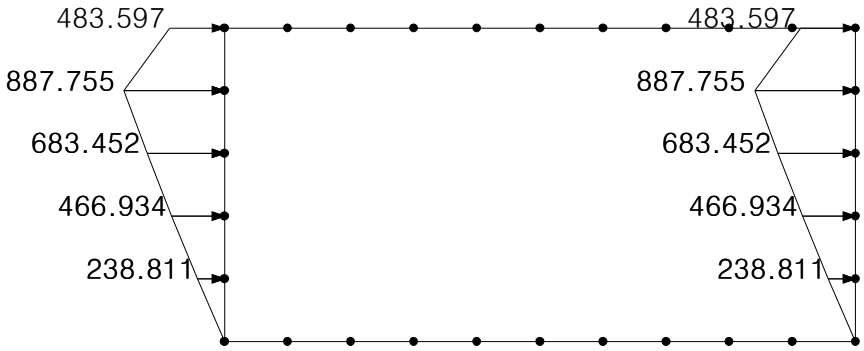


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

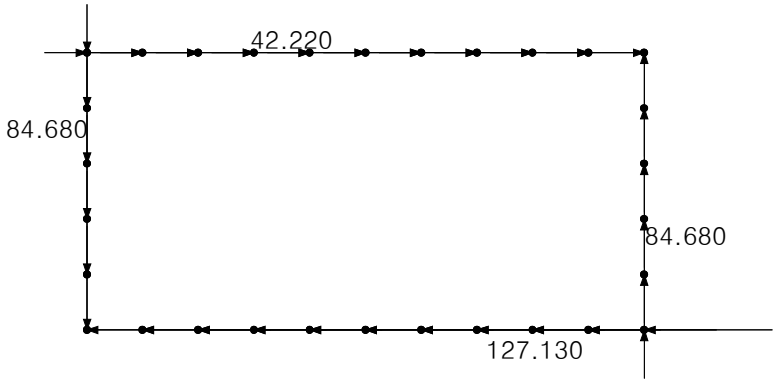
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



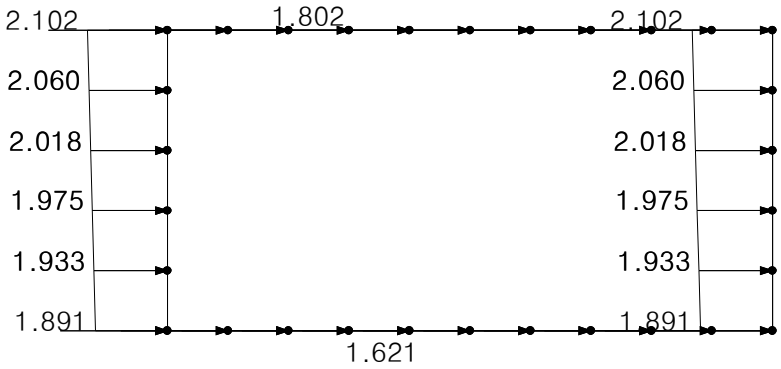
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

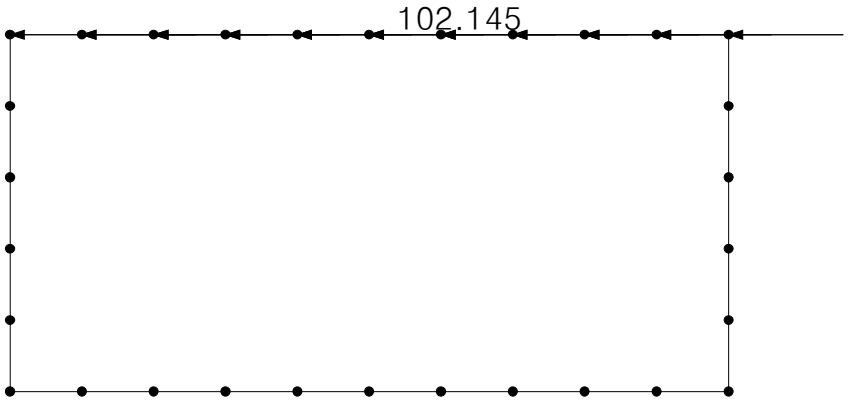


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

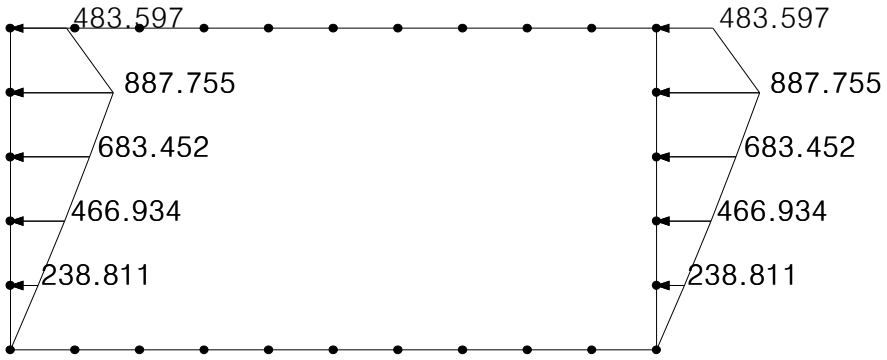


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

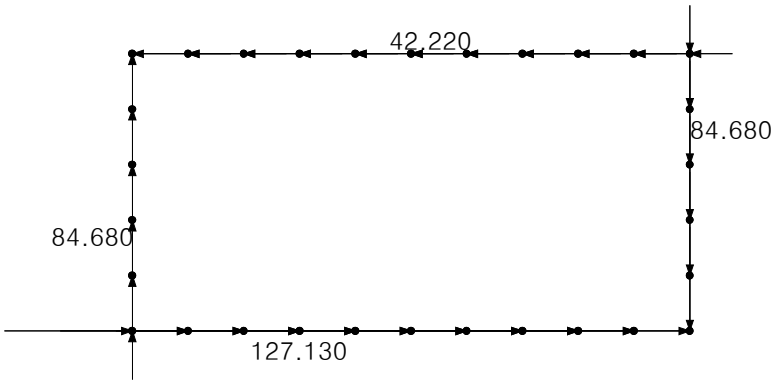
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



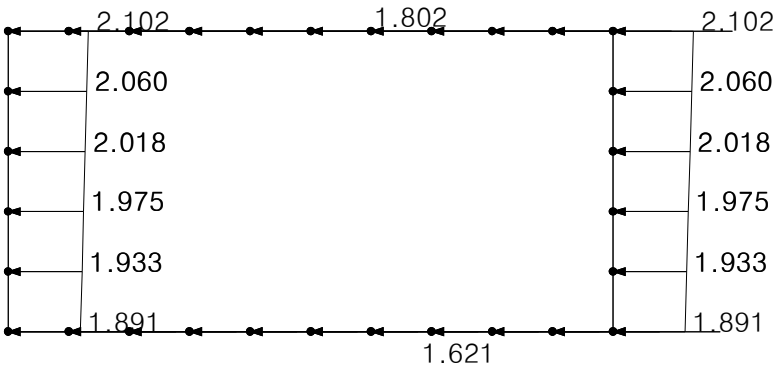
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

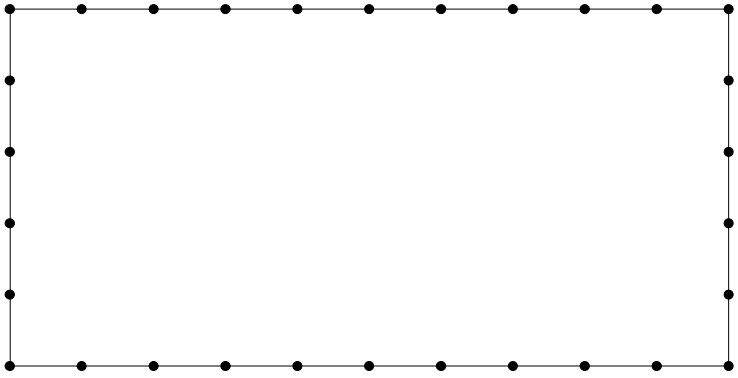


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

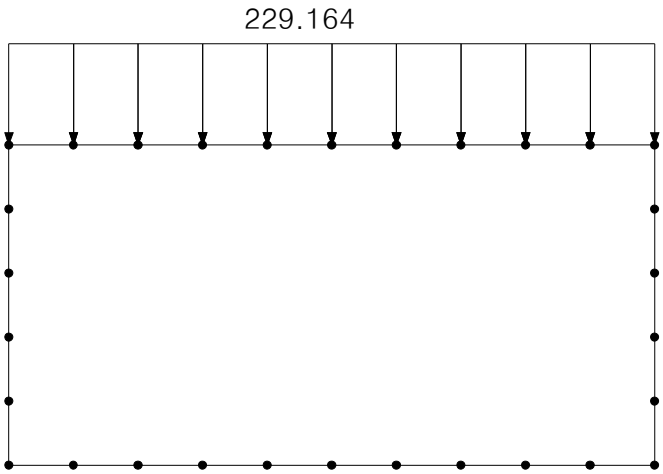


12. 하중 재하 (붕괴방지)

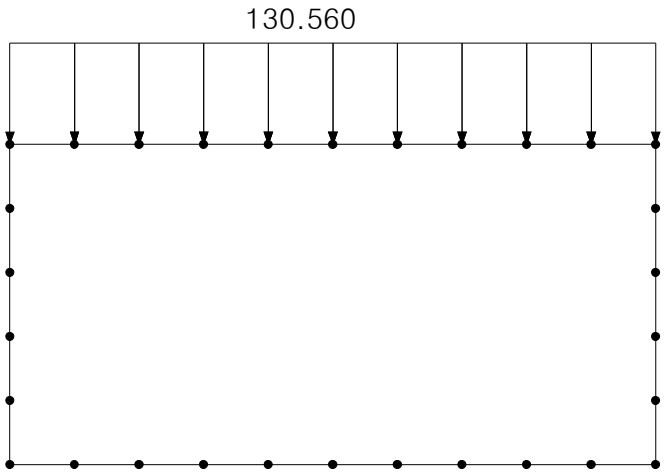
1) CASE1 - 구체자중(SW)



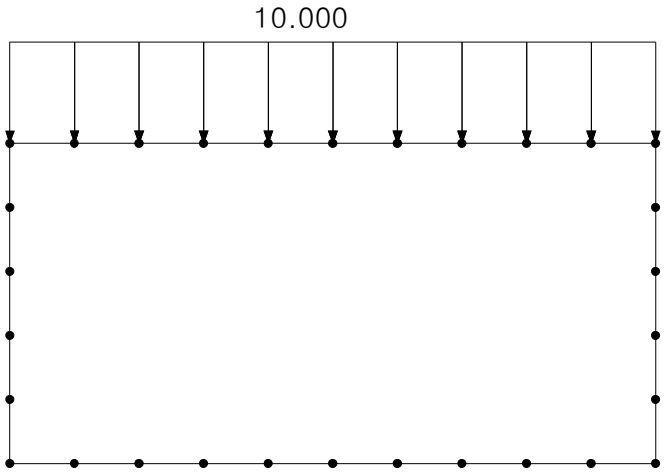
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



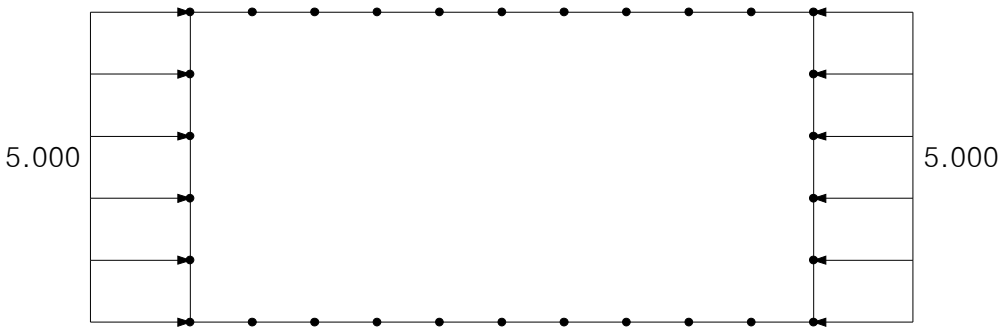
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



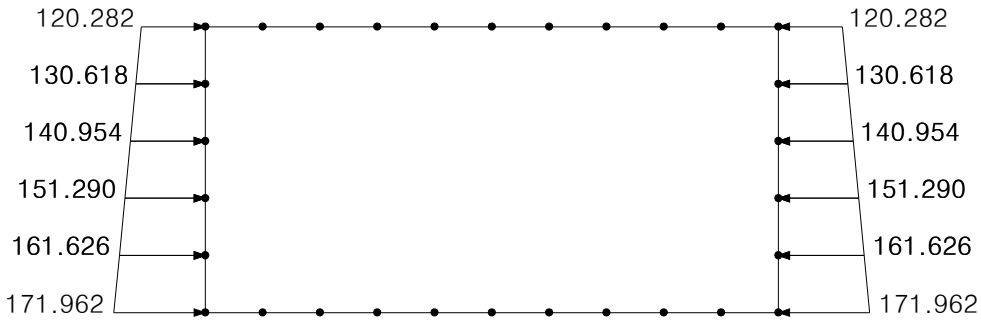
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



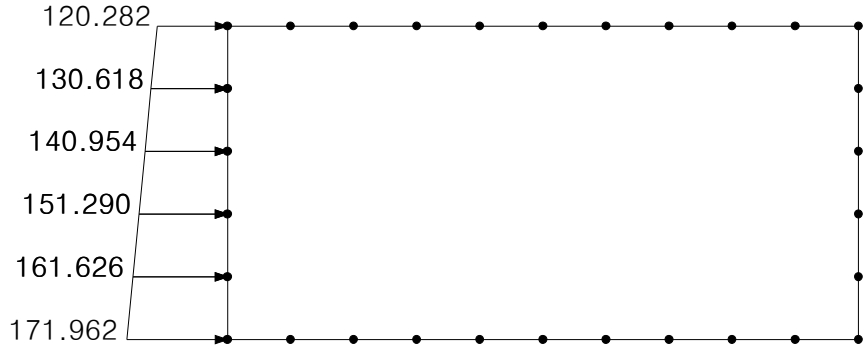
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



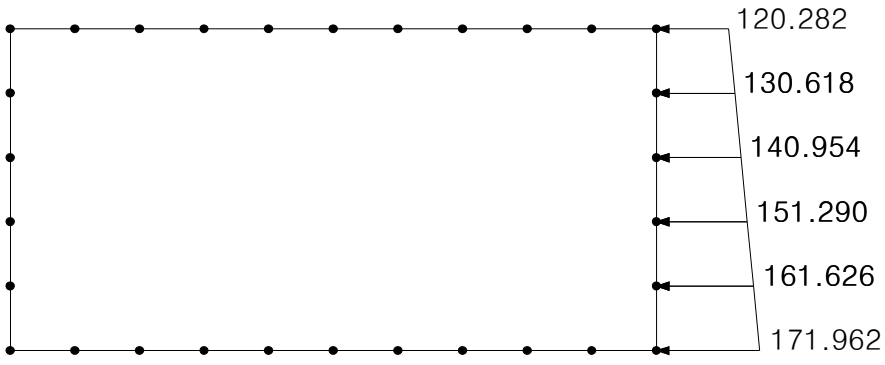
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



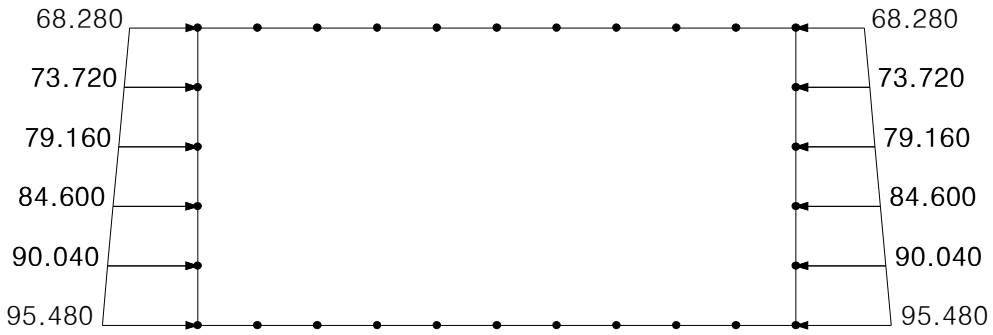
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



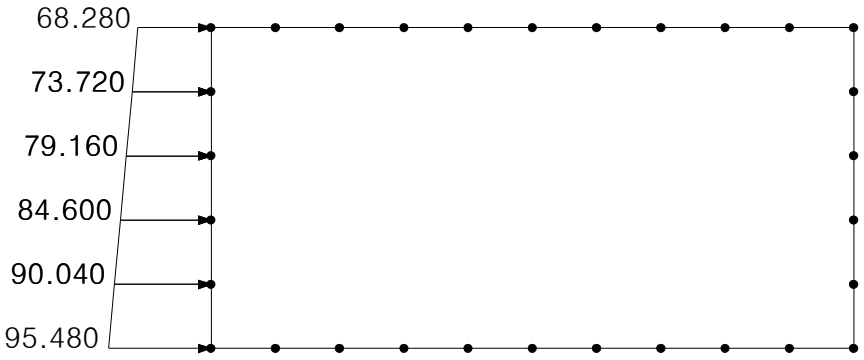
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



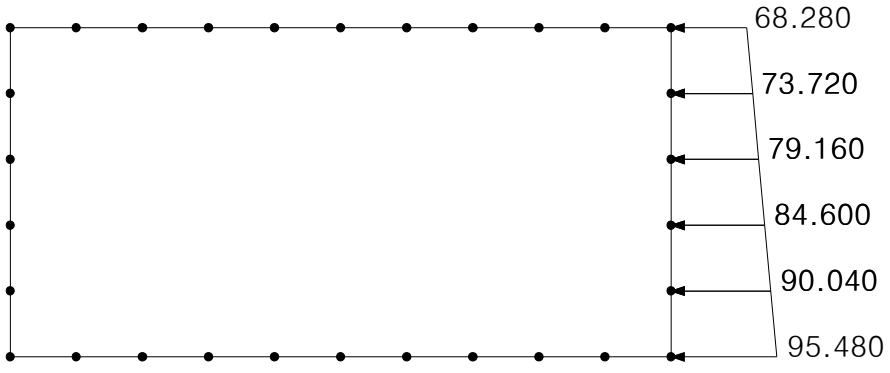
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



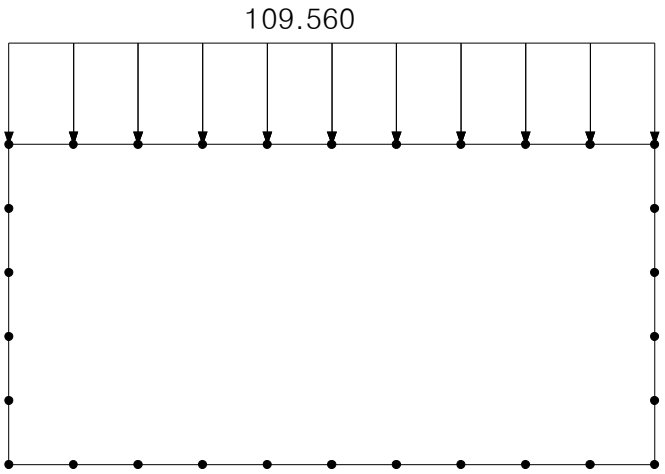
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



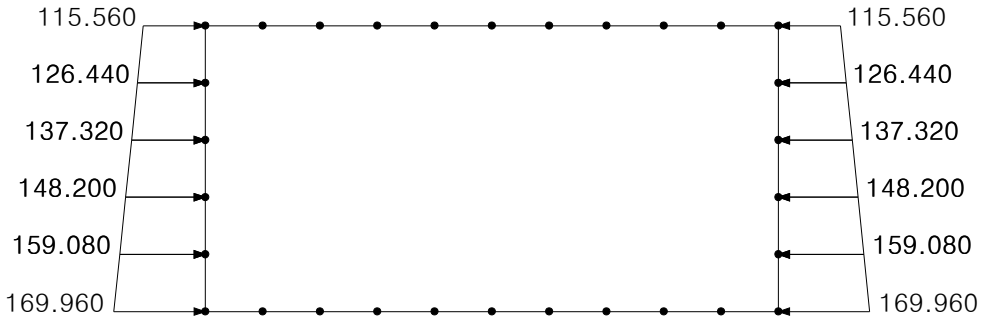
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



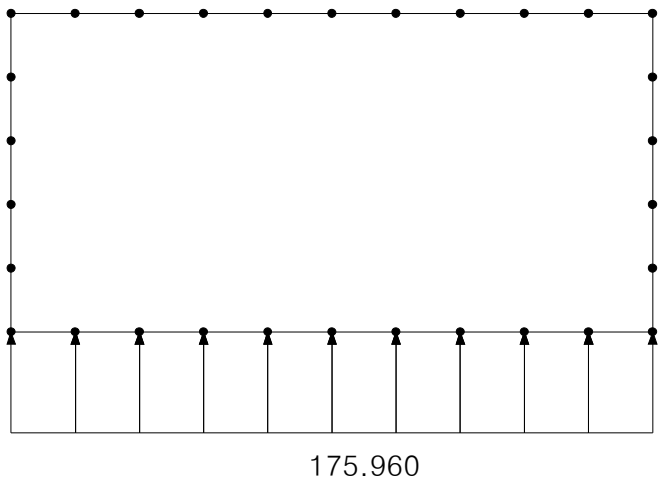
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

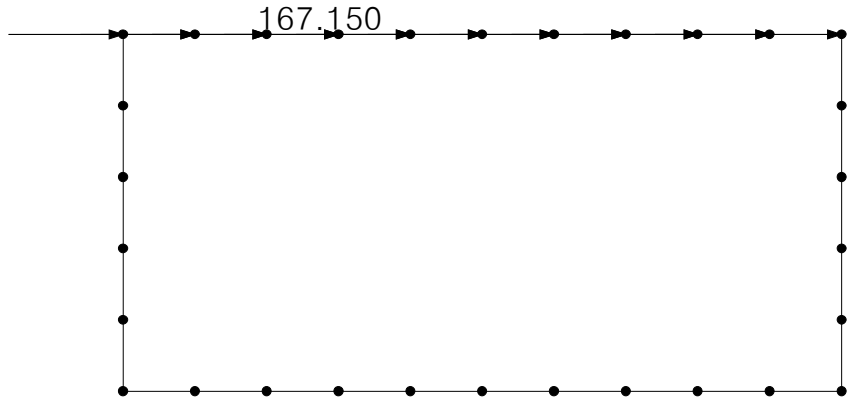


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

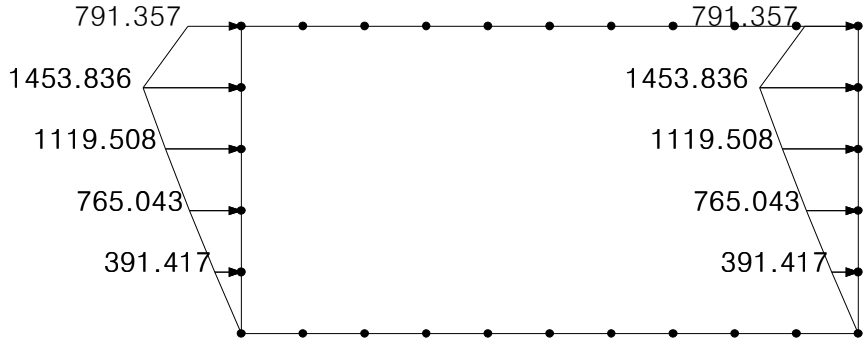


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

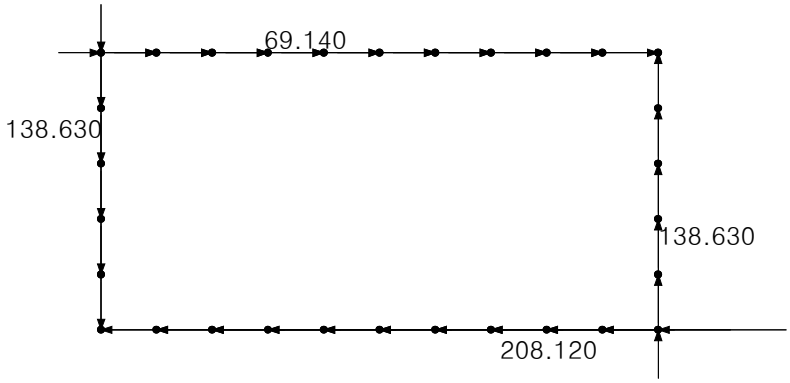
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



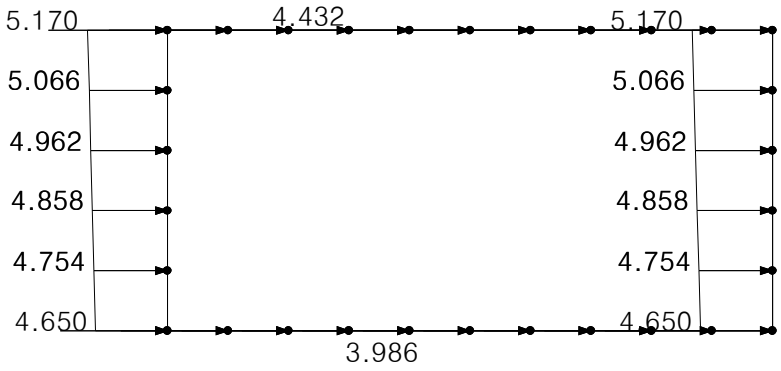
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

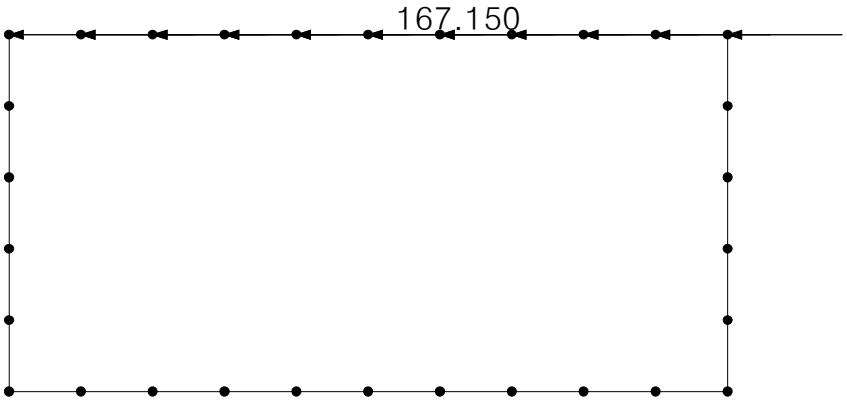


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

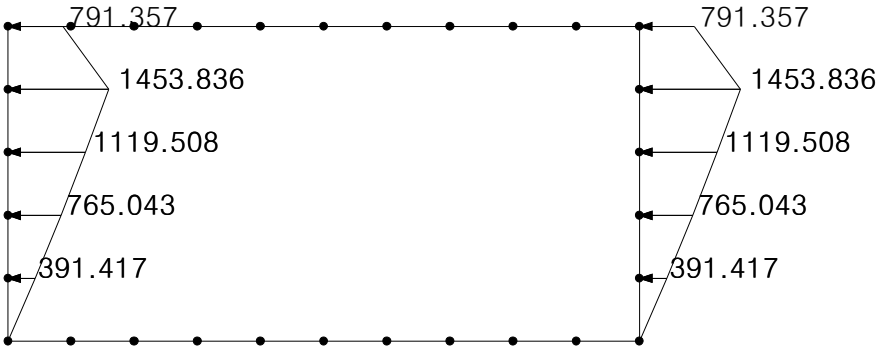


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

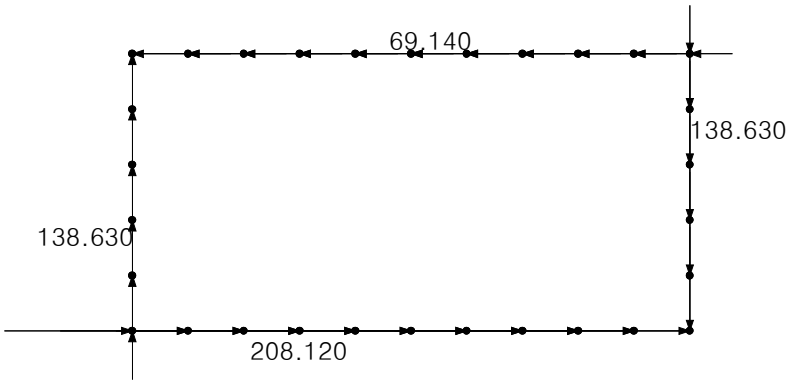
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



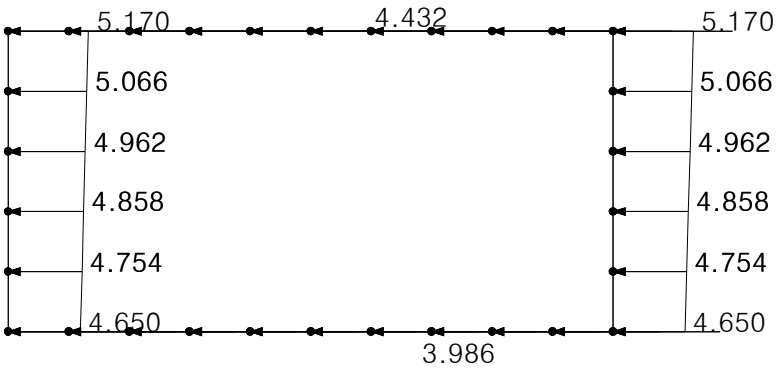
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 11.956 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

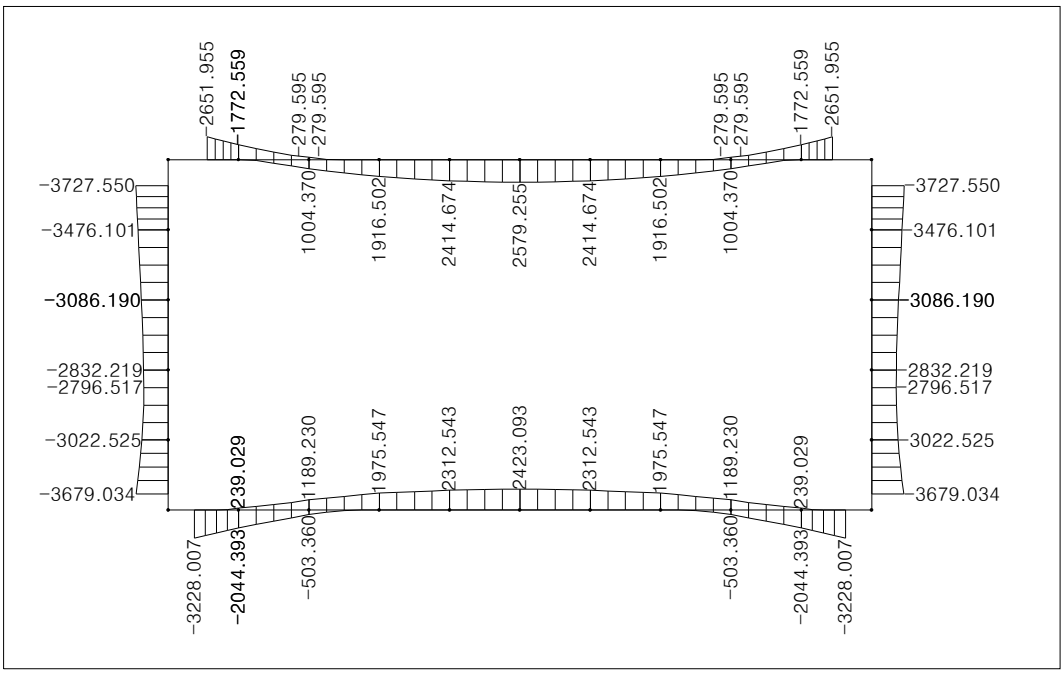
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

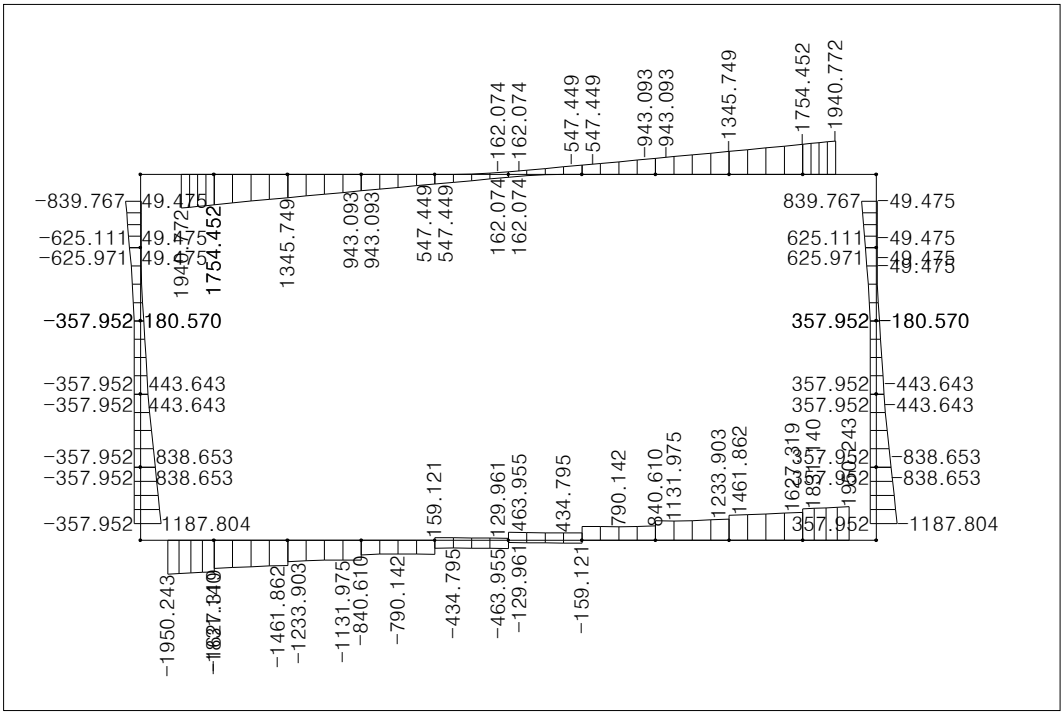
14. 단면력정리

14.1 상시

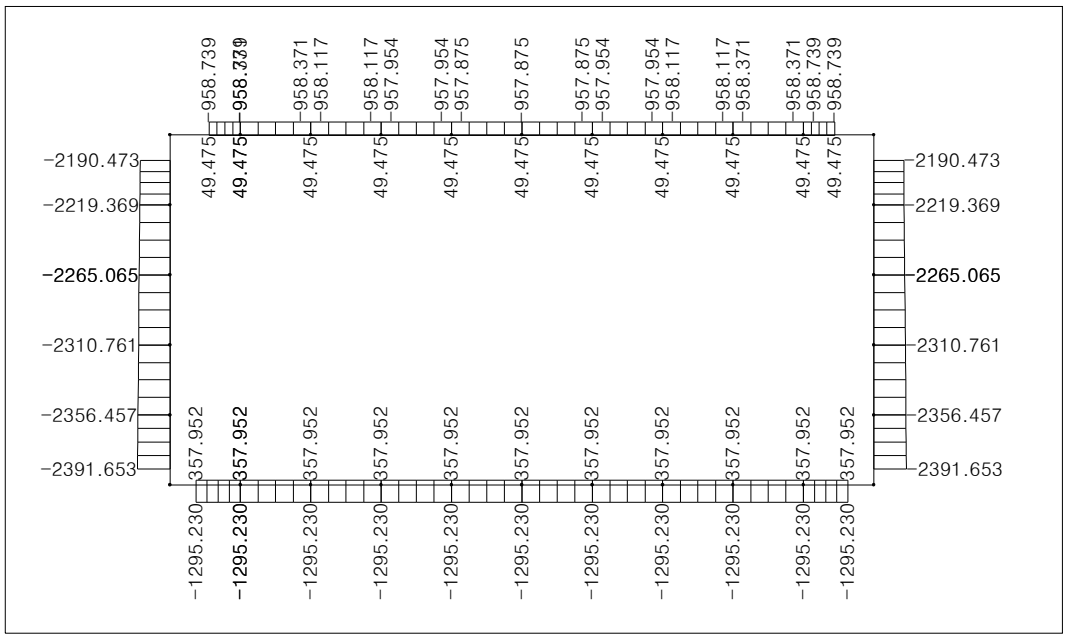
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



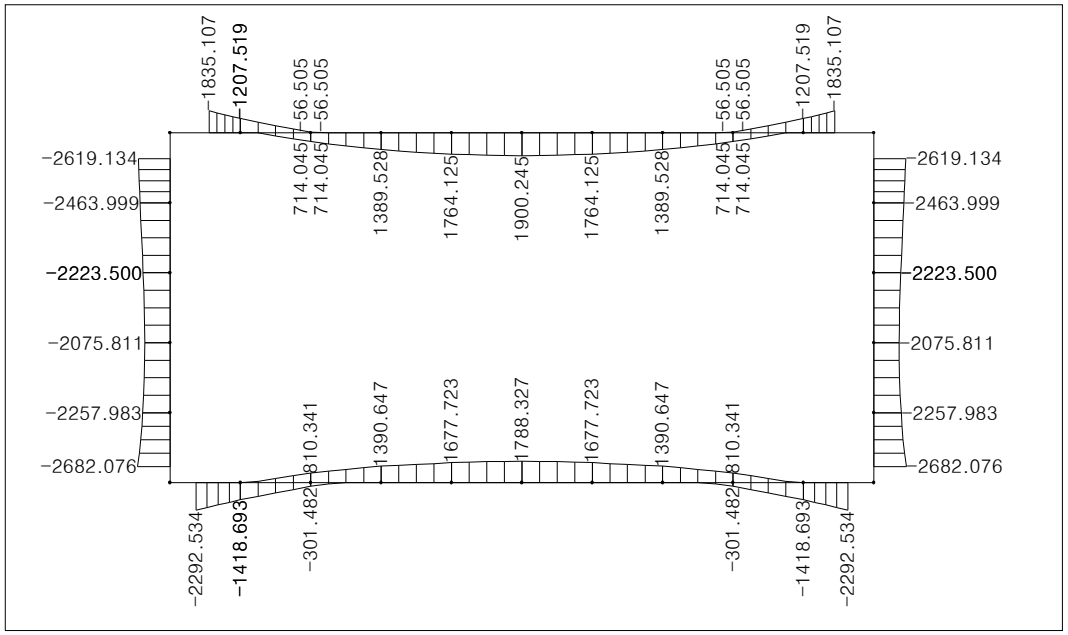
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

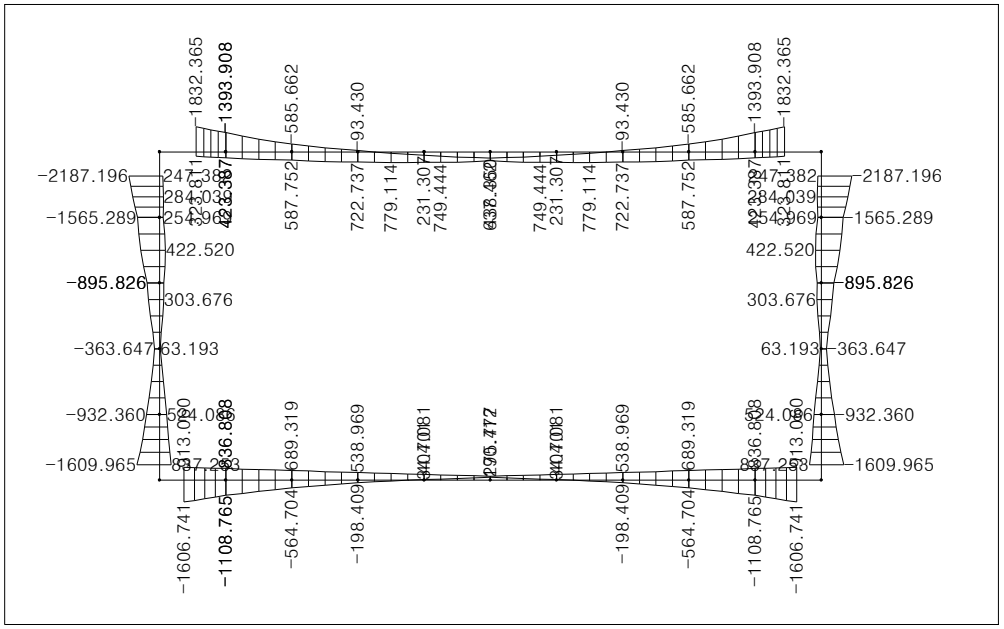


5) 단면력 정리

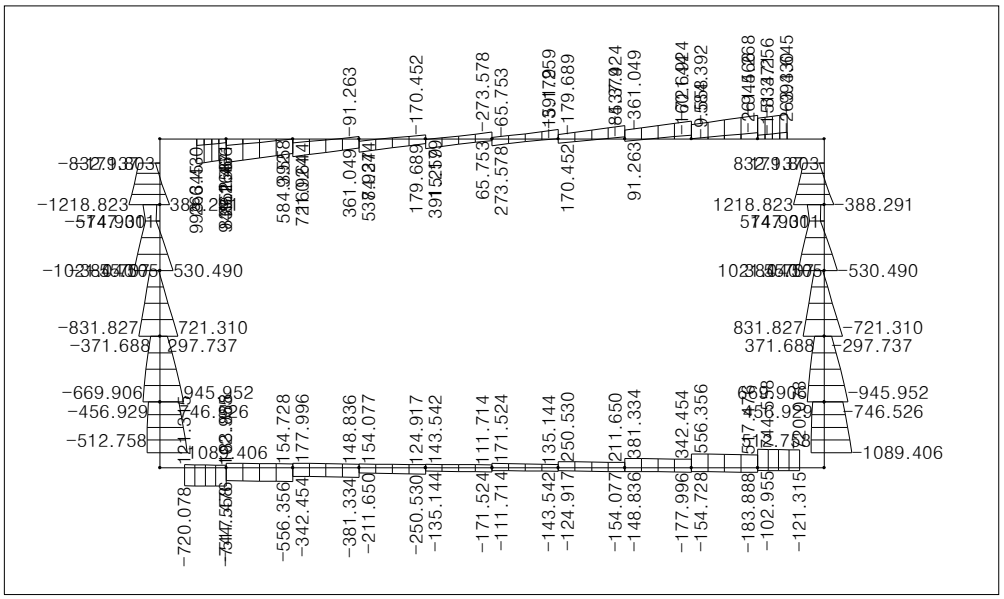
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2651.96	1479.97	958.74	1835.11	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	1479.97	958.74	0.00	1000.00	1200.00	
		중앙부	3	2579.26	162.07	957.88	1900.25	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	4	2651.96	1479.97	958.74	1835.11	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	5	0.00	1479.97	958.74	0.00	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	0.00	1501.21	1295.23	0.00	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	7	3228.01	1501.21	1295.23	2292.53	1000.00	1200.00	
		중앙부	8	2423.09	463.96	1295.23	1788.33	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	9	0.00	1501.21	1295.23	0.00	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	10	3228.01	1501.21	1295.23	2292.53	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	3727.55	407.41	2190.47	2619.13	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	12	0.00	407.41	2190.47	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	13	2904.51	357.95	2287.91	2111.88	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	14	0.00	357.95	2287.91	0.00	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	15	3679.03	516.43	2391.65	2682.08	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	16	0.00	516.43	2391.65	0.00	1000.00	1400.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	3727.55	407.41	2190.47	2619.13	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	18	0.00	407.41	2190.47	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	19	2904.51	357.95	2287.91	2111.88	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	20	0.00	357.95	2287.91	0.00	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	21	3679.03	516.43	2391.65	2682.08	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	22	0.00	516.43	2391.65	0.00	1000.00	1400.00	

14.2 지진시(기능수행)

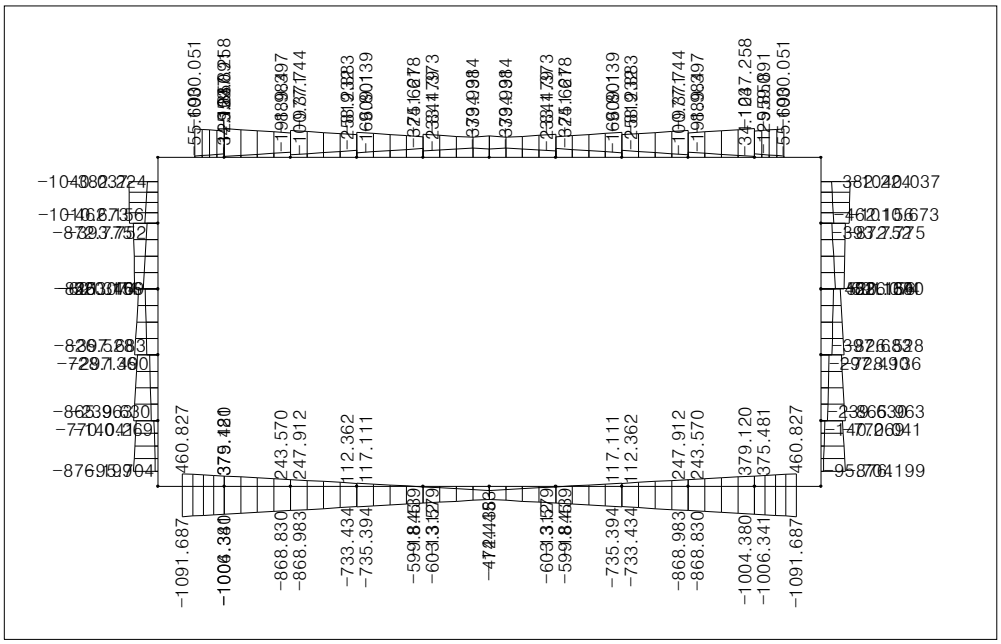
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



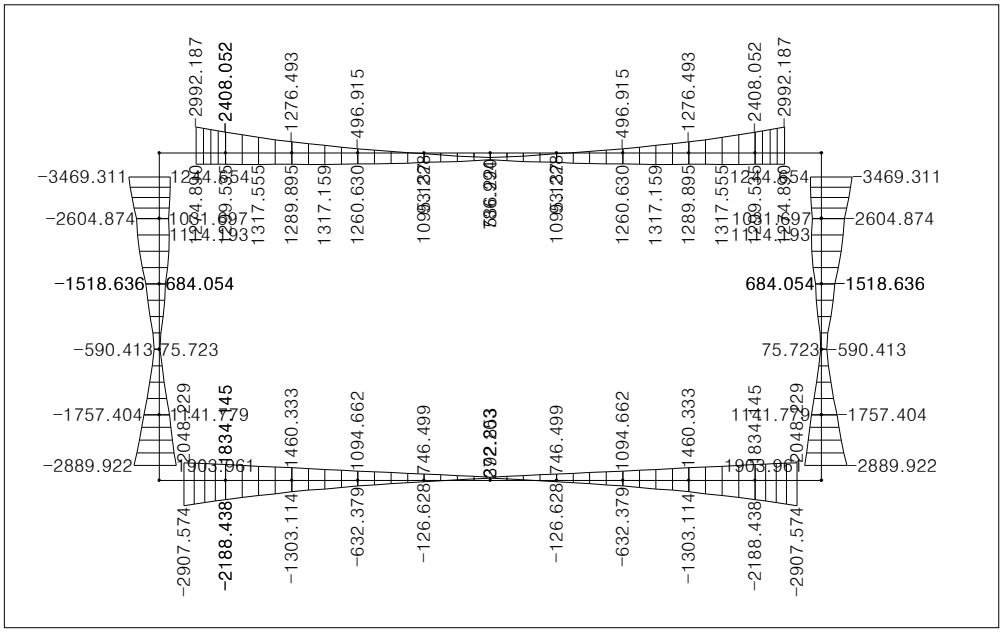
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1832.37	704.68	1030.05	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	323.81	704.68	1030.05	1000.00	1200.00	
		중앙부	3	637.46	273.58	774.38	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	4	1832.37	704.68	1030.05	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	5	323.81	704.68	1030.05	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	913.06	543.40	1091.69	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	7	1606.74	543.40	1091.69	1000.00	1200.00	
		중앙부	8	275.78	171.52	472.44	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	9	913.06	543.40	1091.69	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	10	1606.74	543.40	1091.69	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	2187.20	885.15	1040.04	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	12	247.38	885.15	1040.04	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	13	655.05	605.45	865.96	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	14	249.00	605.45	865.96	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	15	1609.97	483.89	876.20	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	16	837.25	483.89	876.20	1000.00	1400.00	

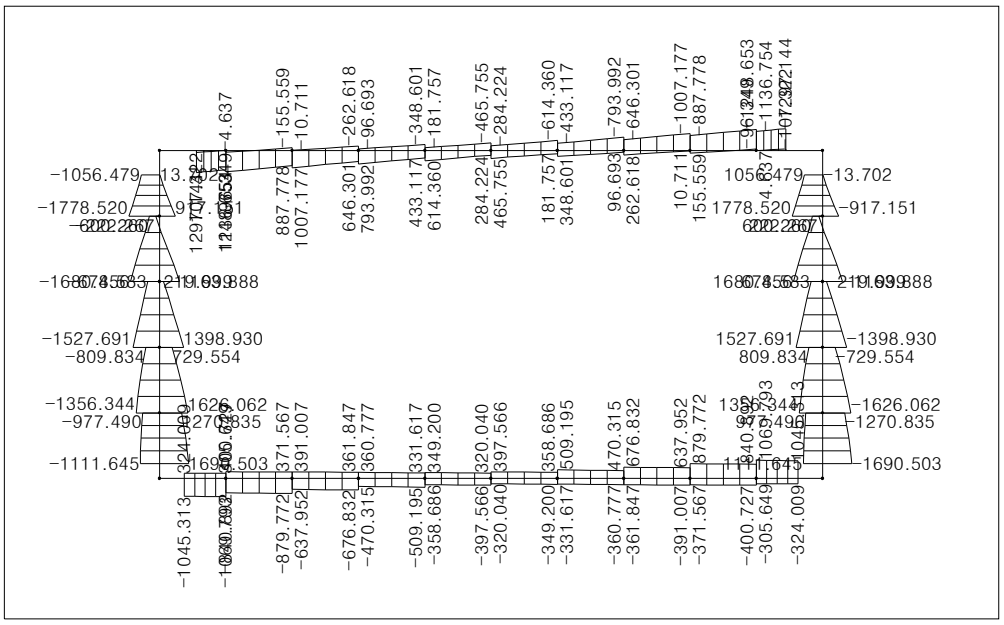
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	2187.20	885.15	1040.04	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	18	247.38	885.15	1040.04	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	19	655.05	605.45	823.12	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	20	249.00	605.45	823.12	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	21	1609.97	483.89	876.20	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	22	837.25	483.89	876.20	1000.00	1400.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

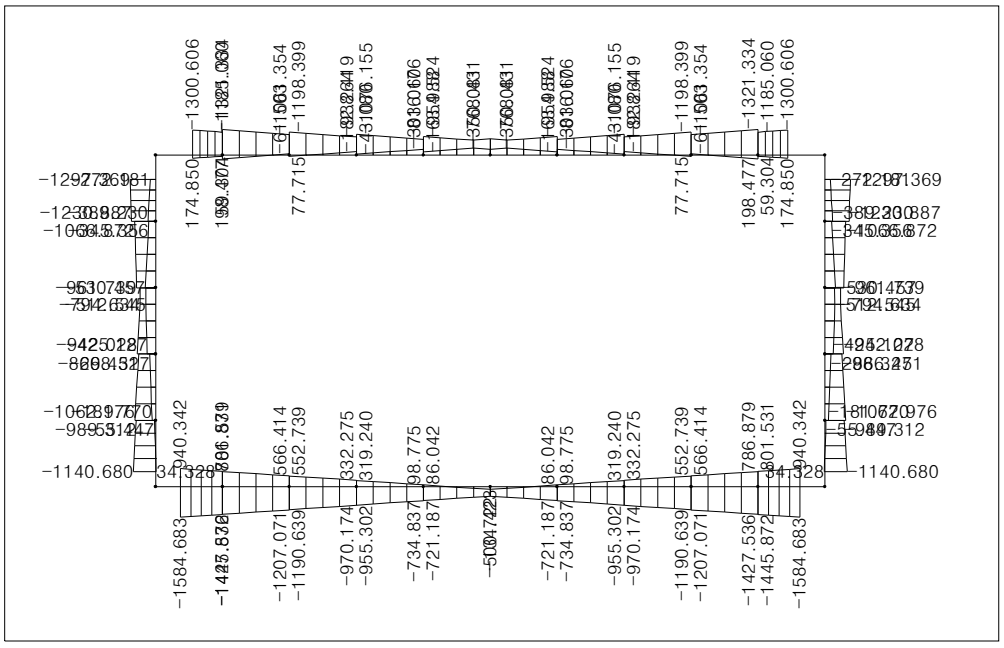
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	2992.19	1008.07	1300.61	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	1274.89	1008.07	1300.61	1000.00	1200.00	
		중앙부	3	786.99	465.76	833.43	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	4	2992.19	1008.07	1300.61	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	5	1274.89	1008.07	1300.61	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	2048.23	866.81	1584.68	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	7	2907.57	866.81	1584.68	1000.00	1200.00	
		중앙부	8	392.85	397.57	500.72	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	9	2048.23	866.81	1584.68	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	10	2907.57	866.81	1584.68	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	3469.31	1418.78	1297.37	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	12	1244.65	1418.78	1297.37	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	13	1056.75	1119.37	1062.98	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	14	426.53	1119.37	1062.98	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	15	2889.92	993.61	1140.68	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	16	1903.96	993.61	1140.68	1000.00	1400.00	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	17	3469.31	1418.78	1297.37	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	18	1244.65	1418.78	1297.37	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	19	1056.75	1119.37	1065.00	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	20	426.53	1119.37	1065.00	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	21	2889.92	993.61	1140.68	1000.00	1400.00	
		하부 (내측)	22	1903.96	993.61	1140.68	1000.00	1400.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-2651.96	-	-2992.19	-1832.37	-2992.19	
		좌측 (하면)	2	-	-	1274.89	323.81	1274.89	
		중앙부	3	2579.26	-	786.99	637.46	2579.26	
		우측 (상면)	4	-2651.96	-	-2992.19	-1832.37	-2992.19	
		우측 (하면)	5	-	-	1274.89	323.81	1274.89	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	2048.23	913.06	2048.23	
		좌측 (하면)	7	-3228.01	-	-2907.57	-1606.74	-3228.01	
		중앙부	8	2423.09	-	392.85	275.78	2423.09	
		우측 (상면)	9	-	-	2048.23	913.06	2048.23	
		우측 (하면)	10	-3228.01	-	-2907.57	-1606.74	-3228.01	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-3727.55	-	-3469.31	-2187.20	-3727.55	
		상부 (내측)	12	-	-	1244.65	247.38	1244.65	
		중앙부 (외측)	13	-2904.51	-	-1056.75	-655.05	-2904.51	
		중앙부 (내측)	14	-	-	426.53	249.00	426.53	
		하부 (외측)	15	-3679.03	-	-2889.92	-1609.97	-3679.03	
		하부 (내측)	16	-	-	1903.96	837.25	1903.96	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-3727.55	-	-3469.31	-2187.20	-3727.55	
		상부 (내측)	18	-	-	1244.65	247.38	1244.65	
		중앙부 (외측)	19	-2904.51	-	-1056.75	-655.05	-2904.51	
		중앙부 (내측)	20	-	-	426.53	249.00	426.53	
		하부 (외측)	21	-3679.03	-	-2889.92	-1609.97	-3679.03	
		하부 (내측)	22	-	-	1903.96	837.25	1903.96	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1479.97	-	1008.07	704.68	1479.97	
		좌측 (하면)	2	1479.97	-	1008.07	704.68	1479.97	
		중앙부	3	-162.07	-	465.76	273.58	465.76	
		우측 (상면)	4	-1479.97	-	-1008.07	-704.68	-1479.97	
		우측 (하면)	5	-1479.97	-	-1008.07	-704.68	-1479.97	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1501.21	-	-866.81	-543.40	-1501.21	
		좌측 (하면)	7	-1501.21	-	-866.81	-543.40	-1501.21	
		중앙부	8	-463.96	-	-397.57	-171.52	-463.96	
		우측 (상면)	9	1501.21	-	866.81	543.40	1501.21	
		우측 (하면)	10	1501.21	-	866.81	543.40	1501.21	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-407.41	-	-1418.78	-885.15	-1418.78	
		상부 (내측)	12	-407.41	-	-1418.78	-885.15	-1418.78	
		중앙부 (외측)	13	-357.95	-	-1119.37	-605.45	-1119.37	
		중앙부 (내측)	14	-357.95	-	-1119.37	-605.45	-1119.37	
		하부 (외측)	15	516.43	-	993.61	483.89	993.61	
		하부 (내측)	16	516.43	-	993.61	483.89	993.61	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	407.41	-	1418.78	885.15	1418.78	
		상부 (내측)	18	407.41	-	1418.78	885.15	1418.78	
		중앙부 (외측)	19	357.95	-	1119.37	605.45	1119.37	
		중앙부 (내측)	20	357.95	-	1119.37	605.45	1119.37	
		하부 (외측)	21	-516.43	-	-993.61	-483.89	-993.61	
		하부 (내측)	22	-516.43	-	-993.61	-483.89	-993.61	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-958.74	-	-1300.61	-1030.05	-1300.61	
		좌측 (하면)	2	-958.74	-	-1300.61	-1030.05	-1300.61	
		중앙부	3	-957.88	-	-833.43	-774.38	-957.88	
		우측 (상면)	4	-958.74	-	-1300.61	-1030.05	-1300.61	
		우측 (하면)	5	-958.74	-	-1300.61	-1030.05	-1300.61	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1295.23	-	-1584.68	-1091.69	-1584.68	
		좌측 (하면)	7	-1295.23	-	-1584.68	-1091.69	-1584.68	
		중앙부	8	-1295.23	-	-500.72	-472.44	-1295.23	
		우측 (상면)	9	-1295.23	-	-1584.68	-1091.69	-1584.68	
		우측 (하면)	10	-1295.23	-	-1584.68	-1091.69	-1584.68	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-2190.47	-	-1297.37	-1040.04	-2190.47	
		상부 (내측)	12	-2190.47	-	-1297.37	-1040.04	-2190.47	
		중앙부 (외측)	13	-2287.91	-	-1062.98	-865.96	-2356.46	
		중앙부 (내측)	14	-2287.91	-	-1062.98	-865.96	-2356.46	
		하부 (외측)	15	-2391.65	-	-1140.68	-876.20	-2391.65	
		하부 (내측)	16	-2391.65	-	-1140.68	-876.20	-2391.65	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-2190.47	-	-1297.37	-1040.04	-2190.47	
		상부 (내측)	18	-2190.47	-	-1297.37	-1040.04	-2190.47	
		중앙부 (외측)	19	-2287.91	-	-1065.00	-823.12	-2374.06	
		중앙부 (내측)	20	-2287.91	-	-1065.00	-823.12	-2374.06	
		하부 (외측)	21	-2391.65	-	-1140.68	-876.20	-2391.65	
		하부 (내측)	22	-2391.65	-	-1140.68	-876.20	-2391.65	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1835.11	-	-	-	-1835.11	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	1900.25	-	-	-	1900.25	
		우측 (상면)	4	-1835.11	-	-	-	-1835.11	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-2292.53	-	-	-	-2292.53	
		중앙부	8	1788.33	-	-	-	1788.33	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-2292.53	-	-	-	-2292.53	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-2619.13	-	-	-	-2619.13	
		상부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	13	-2111.88	-	-	-	-2111.88	
		중앙부 (내측)	14	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	15	-2682.08	-	-	-	-2682.08	
		하부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-2619.13	-	-	-	-2619.13	
		상부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	19	-2111.88	-	-	-	-2111.88	
		중앙부 (내측)	20	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	21	-2682.08	-	-	-	-2682.08	
		하부 (내측)	22	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1217	2992.19	3938.81	7652.82	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.32
		좌측(하면)	1	1000	1089	1274.89	2874.46	3543.38	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	2.25
		중앙부	2	1000	1089	2579.26	2874.46	7404.07	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.11
		우측(상면)	3	1000	1217	2992.19	3938.81	7652.82	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.32
		우측(하면)	3	1000	1089	1274.89	2874.46	3543.38	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	2.25
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1087	2048.23	2672.07	5814.91	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.30
		좌측(하면)	4	1000	1050	3228.01	4058.03	9846.76	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.26
		중앙부	5	1000	1087	2423.09	2672.07	6945.18	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.10
		우측(상면)	6	1000	1087	2048.23	2672.07	5814.91	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.30
		우측(하면)	6	1000	1050	3228.01	4058.03	9846.76	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.26
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1417	3727.55	7080.96	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11867.20	1.90
		상부(내측)	7	1000	1320	1244.65	4840.69	-	H16 - 8.0EA	11867.20	3.89
		중앙부(외측)	8	1000	1300	2904.51	4486.88	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7335.20	1.54
		중앙부(내측)	8	1000	1320	426.53	3734.37	-	H16 - 8.0EA	7335.20	8.76
		하부(외측)	9	1000	1250	3679.03	6888.41	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14296.00	1.87
		하부(내측)	9	1000	1320	1903.96	2187.21	-	H16 - 8.0EA	14296.00	1.15

우측벽체	1층	상부 (외측)	10	1000	1417	3727.55	7080.96	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	11867.20	1.90
		상부 (내측)	10	1000	1320	1244.65	4840.69	-	H16 - 8.0EA	11867.20	3.89
		중앙부 (외측)	11	1000	1300	2904.51	4507.44	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7335.20	1.55
		중앙부 (내측)	11	1000	1320	426.53	3715.33	-	H16 - 8.0EA	7335.20	8.71
		하부 (외측)	12	1000	1250	3679.03	6888.41	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	14296.00	1.87
		하부 (내측)	12	1000	1320	1903.96	2187.21	-	H16 - 8.0EA	14296.00	1.15

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	682.0	1480.0	1516.12	2.00	379.99	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	707.4	465.8	1139.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	682.0	1480.0	1516.12	2.00	379.99	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	705.8	1501.2	1569.06	2.00	365.98	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	705.8	464.0	1137.43	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	705.8	1501.2	1569.06	2.00	365.98	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	902.6	1418.8	1536.14	2.00	206.46	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	945.9	1119.4	1275.31	2.00	133.44	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	911.0	993.6	1227.72	2.00	66.11	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	902.6	1418.8	1536.14	2.00	206.46	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	946.7	1119.4	1276.07	2.00	132.86	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	911.0	993.6	1227.72	2.00	66.11	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1216.67	100.00	2992.19	1479.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1266.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01503

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7652.815\ mm^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.343]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00845

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1216.67 - a/2) = 3938.808 kN.m

≥ Mu (= 2992.187 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.316]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1050.00 = 681.995 kN

< Vu (= 1479.968 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1479.968-681.995) x 150.00 / (400x1050.00xΦ) x 1000 = 379.987 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1050.00 / 150.00 x 1000 = 1112.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1050.00 / 1000 = 3637.307 kN ≥ 1112.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (909.327 + 1112.160) = 1516.115 kN ≥ 1479.968 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1089.10	80.00	1274.89	1479.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8316.000 x 400.00 = 3326400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 144.941 mm, c = 144.941 / β1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 170.519) / 170.519 = 0.01670

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3543.376 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 110.9 mm), [사용률 = 2.347]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00764

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 144.941 mm

ΦMn = 0.85 x 8316.000 x 400 x (1089.10 - a/2) = 2874.460 kN.m

≥ Mu (= 1274.890 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.255]

* 전단에 대한 검토 (d = 1089.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1089.10 = 707.392 kN

< Vu (= 1479.968 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1479.968-707.392) x 150.00 / (400x1089.10xΦ) x 1000 = 354.685 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1089.10 / 150.00 x 1000 = 1153.575 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1089.10 / 1000 = 3772.755 kN ≥ 1153.575 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (943.189 + 1153.575) = 1572.573 kN ≥ 1479.968 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1089.10	80.00	2579.26	465.76

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8316.000 x 400.00 = 3326400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 144.941 mm, c = 144.941 / β1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 170.519) / 170.519 = 0.01670

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7404.074 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 110.9 mm), [사용률 = 1.123]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00764

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 144.941 mm

ΦMn = 0.85 x 8316.000 x 400 x (1089.10 - a/2) = 2874.460 kN.m

≥ Mu (= 2579.255 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.114]

* 전단에 대한 검토 (d = 1089.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1089.10 = 707.392 kN

≥ Vu (= 465.755 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1216.67	100.00	2992.19	1479.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1266.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01503

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7652.815 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.343]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00845

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1216.67 - a/2) = 3938.808 kN.m

≥ Mu (= 2992.187 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.316]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1050.00 = 681.995 kN

< Vu (= 1479.968 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1479.968-681.995) x 150.00 / (400x1050.00xΦ) x 1000 = 379.987 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1050.00 / 150.00 x 1000 = 1112.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1050.00 / 1000 = 3637.307 kN ≥ 1112.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (909.327 + 1112.160) = 1516.115 kN ≥ 1479.968 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1089.10	80.00	1274.89	1479.97

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8316.000 x 400.00 = 3326400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 144.941 mm, c = 144.941 / β1 = 144.941 / 0.85 = 170.519 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 170.519) / 170.519 = 0.01670

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3543.376 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 110.9 mm), [사용률 = 2.347]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00764

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 144.941 mm

ΦMn = 0.85 x 8316.000 x 400 x (1089.10 - a/2) = 2874.460 kN.m

≥ Mu (= 1274.890 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.255]

* 전단에 대한 검토 (d = 1089.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1089.10 = 707.392 kN

< Vu (= 1479.968 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1479.968-707.392) x 150.00 / (400x1089.10xΦ) x 1000 = 354.685 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1089.10 / 150.00 x 1000 = 1153.575 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1089.10 / 1000 = 3772.755 kN ≥ 1153.575 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (943.189 + 1153.575) = 1572.573 kN ≥ 1479.968 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	2048.23	1501.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 158.068) / 158.068 = 0.01826

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5814.912\ mm^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.326]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00709

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1086.67 - a/2) = 2672.069 kN.m

≥ Mu (= 2048.229 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.305]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

< Vu (= 1501.210 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1501.210-705.811) x 150.00 / (400x1086.67xΦ) x 1000 = 365.981 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1086.67 / 150.00 x 1000 = 1150.997 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1086.67 / 1000 = 3764.324 kN ≥ 1150.997 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (941.081 + 1150.997) = 1569.059 kN ≥ 1501.210 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1050.00	100.00	3228.01	1501.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00967

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9846.756 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.290]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01210

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1050.00 - a/2) = 4058.032 kN.m

≥ Mu (= 3228.007 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.257]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1050.00 = 681.995 kN

< Vu (= 1501.210 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1501.210-681.995) x 150.00 / (400x1050.00xΦ) x 1000 = 390.102 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1050.00 / 150.00 x 1000 = 1112.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1050.00 / 1000 = 3637.307 kN ≥ 1112.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (909.327 + 1112.160) = 1516.115 kN ≥ 1501.210 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	2423.09	463.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 158.068) / 158.068 = 0.01826

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6945.182 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.110]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00709

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1086.67 - a/2) = 2672.069 kN.m

≥ Mu (= 2423.093 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.103]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

≥ Vu (= 463.955 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	2048.23	1501.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7708.800 x 400.00 = 3083520.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 134.358 mm, c = 134.358 / β1 = 134.358 / 0.85 = 158.068 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 158.068) / 158.068 = 0.01826

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5814.912 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.326]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00709

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 134.358 mm

ΦMn = 0.85 x 7708.800 x 400 x (1086.67 - a/2) = 2672.069 kN.m

≥ Mu (= 2048.229 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.305]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

< Vu (= 1501.210 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1501.210-705.811) x 150.00 / (400x1086.67xΦ) x 1000 = 365.981 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1086.67 / 150.00 x 1000 = 1150.997 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1086.67 / 1000 = 3764.324 kN ≥ 1150.997 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (941.081 + 1150.997) = 1569.059 kN ≥ 1501.210 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1050.00	100.00	3228.01	1501.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00967

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 9846.756\ mm^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.290]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01210

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1050.00 - a/2) = 4058.032 kN.m

≥ Mu (= 3228.007 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.257]

* 전단에 대한 검토 (d = 1050.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1050.00 = 681.995 kN

< Vu (= 1501.210 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1501.210-681.995) x 150.00 / (400x1050.00xΦ) x 1000 = 390.102 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1050.00 / 150.00 x 1000 = 1112.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1050.00 / 1000 = 3637.307 kN ≥ 1112.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (909.327 + 1112.160) = 1516.115 kN ≥ 1501.210 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,417	2190.473	3727.55	1701.7

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0085) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 4111360.0 x 150.000 + 635520.0 x 1486.667) / 40701880.0
= 730.341 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 850.00 mm, ab = k1 x cb = 722.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 722500.000 = 16581.375 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 16581.375 + 599.057 - 4111.360 = 13069.072 kN

Mb = Cc x 1055.417 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10716.478 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 819.988 mm, e = Mu/Pu = 1701.710 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 431.00 mm, a = k1 x c = 366.35 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 366348.475 = 8407.698 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8407.698 + 599.057 - 4111.360 = 4895.395 kN

Mn = Cc x 1233.492 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8330.572 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1701.716)| = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 430.998 mm, a = k1 x c = 366.348 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-431.00) / 431.00 = 0.00721

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29283.622 kN ≥ Pn = 4895.395 kN

ΦPn = 0.85 x 4895.395 = 4161.085 kN ≥ Pu = 2190.473 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.702 = 7080.961 kN.m ≥ Mu = 3727.550 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 902.636 kN

< Vu (= 1418.778 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1418.778 - 902.636) x 150.00 / (400.0 x 1250.00 x Φ) = 206.457 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 = 844.667 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 = 4330.127 kN ≥ 844.667 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1203.514 + 844.667) = 1536.136 kN ≥ 1418.778 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2190.473	1244.654	568.2

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10278.400 mm² (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0085) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 4111360.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 4111360.0 x 1250.000) / 36876880.0

= 750.634 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3875.471 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 3875.471 - 635.520 = 18689.891 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7193.695 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 384.898 mm, e = Mu/Pu = 568.212 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 370.35 mm, a = k1 x c = 314.80 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 314800.644 = 7224.675 kN

∑Csi = 3433.387 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 7224.675 + 3433.387 - 635.520 = 10022.542 kN

Mn = Cc x 1162.600 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5695.010 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=568.220)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 370.354 mm, a = k1 x c = 314.801 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-370.35) / 370.35 = 0.00769

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29283.622 kN ≥ Pn = 10022.542 kN

ΦPn = 0.85 x 10022.542 = 8519.161 kN ≥ Pu = 2190.473 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.568 = 4840.693 kN.m ≥ Mu = 1244.654 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 953.183 kN

< Vu (= 1418.778 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1418.778 - 953.183) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 176.362 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 891.968 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 891.968 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1270.911 + 891.968) = 1622.159 kN ≥ 1418.778 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,300	2356.457	2904.511	1232.6

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1320.000) / 35064080.0

= 671.905 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.00 mm, ab = k1 x cb = 663.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 15215.850 + 599.057 - 2298.560 = 13516.347 kN

Mb = Cc x 968.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7737.329 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 572.442 mm, e = Mu/Pu = 1232.575 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 306.66 mm, a = k1 x c = 260.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 260659.933 = 5982.145 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 5982.145 + 599.057 - 2298.560 = 4282.643 kN

Mn = Cc x 1169.670 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5278.720 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1232.585)| = 0.0093 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 306.659 mm, a = k1 x c = 260.660 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-306.66) / 306.66 = 0.00972

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27916.590 kN ≥ Pn = 4282.643 kN

ΦPn = 0.85 x 4282.643 = 3640.246 kN ≥ Pu = 2356.457 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.233 = 4486.878 kN.m ≥ Mu = 2904.511 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 945.892 kN

< Vu (= 1119.369 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1119.369 - 945.892) x 300.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 133.444 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1300.00 / 300.00 = 439.227 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 439.227 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1261.189 + 439.227) = 1275.312 kN ≥ 1119.369 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2356.457	426.531	181

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1300.000) / 35064080.0

= 728.095 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 2166.680 - 635.520 = 16981.100 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6831.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 402.298 mm, e = Mu/Pu = 181.005 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1242.13 mm, a = k1 x c = 1055.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1055812.683 = 24230.901 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 59.760 kN

Pn = 24230.901 + 2166.680 - 59.760 = 26337.822 kN

Mn = Cc x 792.094 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4767.091 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=180.998)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 1242.133 mm, a = k1 x c = 1055.813 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-1242.13) / 1242.13 = 0.00019

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27916.590 kN ≥ Pn = 26337.822 kN

ΦPn = 0.78 x 26337.822 = 20631.294 kN ≥ Pu = 2356.457 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.181 = 3734.368 kN.m ≥ Mu = 426.531 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 960.444 kN

< Vu (= 1119.369 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1119.369 - 960.444) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 120.398 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 445.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 445.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1280.592 + 445.984) = 1294.932 kN ≥ 1119.369 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,250	2391.653	3679.034	1538.3

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 5082880.0 x 150.000 + 635520.0 x 1320.000) / 37848400.0
= 636.548 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 750.00 mm, ab = k1 x cb = 637.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 637500.000 = 14630.625 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 14630.625 + 599.057 - 5082.880 = 10146.802 kN

Mb = Cc x 931.250 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9388.761 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 925.293 mm, e = Mu/Pu = 1538.281 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 506.38 mm, a = k1 x c = 430.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 430425.704 = 9878.270 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 9878.270 + 599.057 - 5082.880 = 5394.447 kN

Mn = Cc x 1034.787 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8298.147 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1538.276)| = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 506.383 mm, a = k1 x c = 430.426 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-506.38) / 506.38 = 0.00470

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0047-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.830

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30016.245 kN ≥ Pn = 5394.447 kN

ΦPn = 0.83 x 5394.447 = 4477.994 kN ≥ Pu = 2391.653 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.538 = 6888.413 kN.m ≥ Mu = 3679.034 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 910.969 kN

< Vu (= 993.612 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (993.612 - 910.969) x 300.00 / (400.0 x 1250.00 x Φ) = 66.114 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1250.00 / 300.00 = 422.333 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 = 4330.127 kN ≥ 422.333 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1214.626 + 422.333) = 1227.719 kN ≥ 993.612 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2391.653	1903.961	796.1

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12707.200 mm² (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 5082880.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 5082880.0 x 1250.000) / 37848400.0

= 763.452 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 4791.250 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 4791.250 - 635.520 = 19605.670 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7399.696 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 377.426 mm, e = Mu/Pu = 796.086 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 164.29 mm, a = k1 x c = 139.64 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 139643.297 = 3204.814 kN

∑Csi = 663.006 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3204.814 + 663.006 - 635.520 = 3232.300 kN

Mn = Cc x 1250.178 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2573.184 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=796.084)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 164.286 mm, a = k1 x c = 139.643 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-164.29) / 164.29 = 0.02110

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30016.245 kN ≥ Pn = 3232.300 kN

ΦPn = 0.85 x 3232.300 = 2747.455 kN ≥ Pu = 2391.653 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.796 = 2187.210 kN.m ≥ Mu = 1903.961 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 961.984 kN

< Vu (= 993.612 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (993.612 - 961.984) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 23.961 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 445.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 445.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1282.645 + 445.984) = 1296.472 kN ≥ 993.612 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,417	2190.473	3727.55	1701.7

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0085) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 4111360.0 x 150.000 + 635520.0 x 1486.667) / 40701880.0

= 730.341 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 850.00 mm, ab = k1 x cb = 722.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 722500.000 = 16581.375 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 16581.375 + 599.057 - 4111.360 = 13069.072 kN

Mb = Cc x 1055.417 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10716.478 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 819.988 mm, e = Mu/Pu = 1701.710 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 431.00 mm, a = k1 x c = 366.35 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 366348.475 = 8407.698 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 8407.698 + 599.057 - 4111.360 = 4895.395 kN

Mn = Cc x 1233.492 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8330.572 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1701.716)| = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 430.998 mm, a = k1 x c = 366.348 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-431.00) / 431.00 = 0.00721

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29283.622 kN ≥ Pn = 4895.395 kN

ΦPn = 0.85 x 4895.395 = 4161.085 kN ≥ Pu = 2190.473 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.702 = 7080.961 kN.m ≥ Mu = 3727.550 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 902.636 kN

< Vu (= 1418.778 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1418.778 - 902.636) x 150.00 / (400.0 x 1250.00 x Φ) = 206.457 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 = 844.667 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 = 4330.127 kN ≥ 844.667 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1203.514 + 844.667) = 1536.136 kN ≥ 1418.778 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2190.473	1244.654	568.2

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 10278.400 mm² (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0085) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 4111360.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 4111360.0 x 1250.000) / 36876880.0

= 750.634 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3875.471 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 3875.471 - 635.520 = 18689.891 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7193.695 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 384.898 mm, e = Mu/Pu = 568.212 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 370.35 mm, a = k1 x c = 314.80 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 314800.644 = 7224.675 kN

∑Csi = 3433.387 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 7224.675 + 3433.387 - 635.520 = 10022.542 kN

Mn = Cc x 1162.600 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5695.010 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=568.220)| = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 370.354 mm, a = k1 x c = 314.801 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-370.35) / 370.35 = 0.00769

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 29283.622 kN ≥ Pn = 10022.542 kN

ΦPn = 0.85 x 10022.542 = 8519.161 kN ≥ Pu = 2190.473 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.568 = 4840.693 kN.m ≥ Mu = 1244.654 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 953.183 kN

< Vu (= 1418.778 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1418.778 - 953.183) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 176.362 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 891.968 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 891.968 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1270.911 + 891.968) = 1622.159 kN ≥ 1418.778 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,300	2374.055	2904.511	1223.4

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1320.000) / 35064080.0

= 671.905 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.00 mm, ab = k1 x cb = 663.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 15215.850 + 599.057 - 2298.560 = 13516.347 kN

Mb = Cc x 968.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7737.329 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 572.442 mm, e = Mu/Pu = 1223.439 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 309.31 mm, a = k1 x c = 262.92 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 262915.087 = 6033.901 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 6033.901 + 599.057 - 2298.560 = 4334.398 kN

Mn = Cc x 1168.542 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5302.854 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1223.435)| = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 309.312 mm, a = k1 x c = 262.915 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-309.31) / 309.31 = 0.00961

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27916.590 kN ≥ Pn = 4334.398 kN

ΦPn = 0.85 x 4334.398 = 3684.239 kN ≥ Pu = 2374.055 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.223 = 4507.440 kN.m ≥ Mu = 2904.511 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 946.650 kN

< Vu (= 1119.369 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1119.369 - 946.650) x 300.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 132.861 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1300.00 / 300.00 = 439.227 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 439.227 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1262.200 + 439.227) = 1276.070 kN ≥ 1119.369 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2374.055	426.531	179.7

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00 m

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1300.000) / 35064080.0

= 728.095 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 2166.680 - 635.520 = 16981.100 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6831.460 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 402.298 mm, e = Mu/Pu = 179.663 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1245.15 mm, a = k1 x c = 1058.38 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1058380.737 = 24289.838 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 57.302 kN

Pn = 24289.838 + 2166.680 - 57.302 = 26399.216 kN

Mn = Cc x 790.810 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4742.796 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=179.657)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 1245.154 mm, a = k1 x c = 1058.381 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-1245.15) / 1245.15 = 0.00018

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 27916.590 kN ≥ Pn = 26399.216 kN

ΦPn = 0.78 x 26399.216 = 20679.386 kN ≥ Pu = 2374.055 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.180 = 3715.327 kN.m ≥ Mu = 426.531 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 961.214 kN

< Vu (= 1119.369 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1119.369 - 961.214) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 119.815 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 445.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 445.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1281.618 + 445.984) = 1295.702 kN ≥ 1119.369 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,250	2391.653	3679.034	1538.3

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 5082880.0 x 150.000 + 635520.0 x 1320.000) / 37848400.0
= 636.548 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 750.00 mm, ab = k1 x cb = 637.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 637500.000 = 14630.625 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 14630.625 + 599.057 - 5082.880 = 10146.802 kN

Mb = Cc x 931.250 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9388.761 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 925.293 mm, e = Mu/Pu = 1538.281 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 506.38 mm, a = k1 x c = 430.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 430425.704 = 9878.270 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 9878.270 + 599.057 - 5082.880 = 5394.447 kN

Mn = Cc x 1034.787 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8298.147 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1538.276)| = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 506.383 mm, a = k1 x c = 430.426 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-506.38) / 506.38 = 0.00470

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0047-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.830

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30016.245 kN ≥ Pn = 5394.447 kN

ΦPn = 0.83 x 5394.447 = 4477.994 kN ≥ Pu = 2391.653 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.538 = 6888.413 kN.m ≥ Mu = 3679.034 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1250.00 = 910.969 kN

< Vu (= 993.612 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (993.612 - 910.969) x 300.00 / (400.0 x 1250.00 x Φ) = 66.114 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1250.00 / 300.00 = 422.333 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 = 4330.127 kN ≥ 422.333 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1214.626 + 422.333) = 1227.719 kN ≥ 993.612 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2391.653	1903.961	796.1

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12707.200 mm² (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 5082880.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 635520.0 x 80.000 + 5082880.0 x 1250.000) / 37848400.0

= 763.452 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 4791.250 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 15449.940 + 4791.250 - 635.520 = 19605.670 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7399.696 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 377.426 mm, e = Mu/Pu = 796.086 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 164.29 mm, a = k1 x c = 139.64 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 139643.297 = 3204.814 kN

∑Csi = 663.006 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3204.814 + 663.006 - 635.520 = 3232.300 kN

Mn = Cc x 1250.178 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2573.184 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=796.084)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 164.286 mm, a = k1 x c = 139.643 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-164.29) / 164.29 = 0.02110

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30016.245 kN ≥ Pn = 3232.300 kN

ΦPn = 0.85 x 3232.300 = 2747.455 kN ≥ Pu = 2391.653 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.796 = 2187.210 kN.m ≥ Mu = 1903.961 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 961.984 kN

< Vu (= 993.612 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (993.612 - 961.984) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 23.961 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 445.984 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 445.984 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1282.645 + 445.984) = 1296.472 kN ≥ 993.612 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

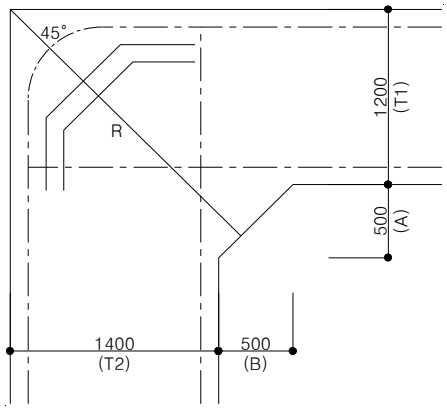
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2619.134 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2619.134 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2192.031 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2619.13 \times 10^{}}{2192.031^2 \times 1000} = 2.725 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2619.13 \times 10^{}}{2192.031 \times 180} = 13276.039$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 13276.039 mm² - 5139.200 mm²

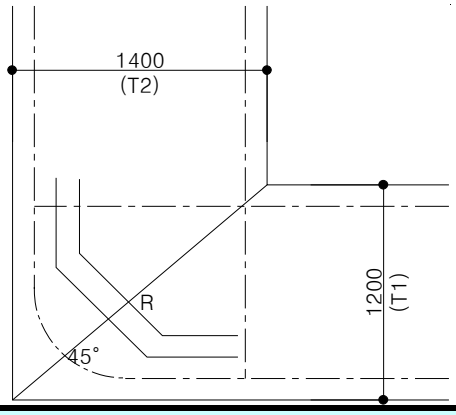
= 8136.839 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 8136.839 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2682.076 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2682.076 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1843.909$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2682.08 \times 10^{}}{1843.909^2 \times 1000} = 3.944 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2682.08 \times 10^{}}{1843.909 \times 180} = 16161.777$$ r

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 16161.777 mm² - 6353.600 mm²

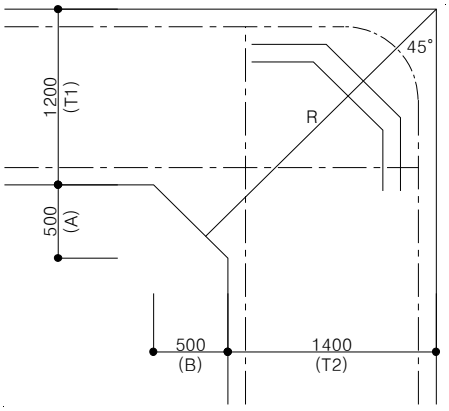
= 9808.177 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10885.600 mm² > Req'd As (= 9808.177 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2619.134 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2619.134 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

=2192.031 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2619.13 \times 10^{}}{2192.031^2 \times 1000} = 2.725 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2619.13 \times 10^{}}{2192.031 \times 180} = 13276.039$$ r

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 13276.039 mm² - 5139.200 mm²

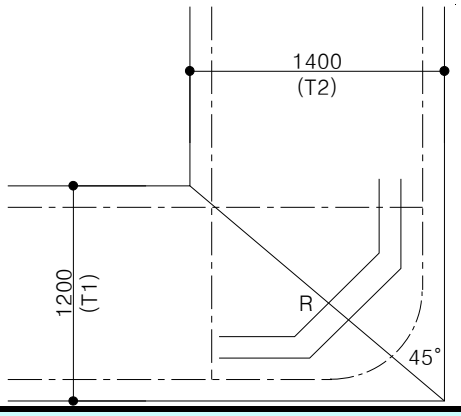
= 8136.839 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 8136.839 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2682.076 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2682.076 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1843.909$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2682.08 \times 10^{}}{1843.909^2 \times 1000} = 3.944 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2682.08 \times 10^{}}{1843.909 \times 180} = 16161.777$$ r

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 16161.777 mm² - 6353.600 mm²

= 9808.177 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA , H29 - 8EA

∴ Total As = 10885.600 mm² > Req'd As (= 9808.177 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1217	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	432.651	O.K	3.461
		좌측 (하면)	1	1089	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	1089	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	294.102	O.K	2.353
		우측 (상면)	3	1217	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	432.651	O.K	3.461
		우측 (하면)	3	1089	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	1087	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1050	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	332.753	O.K	2.662
		중앙부	5	1087	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	283.929	O.K	2.271
		우측 (상면)	6	1087	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	1050	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	332.753	O.K	2.662
좌측벽체	1층	상부	7	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	317.082	O.K	2.537
		상부	7	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1300	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	134.211	O.K	1.074
		중앙부	8	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	347.013	O.K	2.776
		하부	9	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-

우측벽체	1층	상부	10	1417	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	317.082	O.K	2.537
		상부	10	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1300	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	134.211	O.K	1.074
		중앙부	11	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	347.013	O.K	2.776
		하부	12	1320	H16 - 8.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1835.107 x 1000000 / [10278.400 x (1216.667 - 352.612/3)]
= 162.438 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1216.7/(7x10278.400)]
= 352.612 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 162.44) - 2.5 x 85.50 = 432.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 162.44) = 517.12 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 432.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 432.65 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1900.245 x 1000000 / [8316.000 x (1089.101 - 302.601/3)]
= 231.225 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1089.1/(7x8316.000)]
= 302.601 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 110.9 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 231.23) - 2.5 x 64.00 = 294.10 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 231.23) = 363.28 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 294.10 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 294.10 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1835.107 x 1000000 / [10278.400 x (1216.667 - 352.612/3)]

= 162.438 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1216.7/(7x10278.400)]

= 352.612 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 162.44) - 2.5 x 85.50 = 432.65 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 162.44) = 517.12 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 432.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 432.65 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2292.534 x 1000000 / [12707.200 x (1050.000 - 352.307/3)]

= 193.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x12707.200)]

= 352.307 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 193.46) - 2.5 x 84.00 = 332.75 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 193.46) = 434.20 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 332.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 332.75 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1788.327 x 1000000 / [7708.800 x (1086.667 - 292.720/3)]

= 234.543 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1086.7/(7x7708.800)]

= 292.720 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 234.54) - 2.5 x 65.50 = 283.93 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 234.54) = 358.14 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 283.93 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.93 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2292.534 x 1000000 / [12707.200 x (1050.000 - 352.307/3)]

= 193.458 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1050.0/(7x12707.200)]

= 352.307 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 193.46) - 2.5 x 84.00 = 332.75 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 193.46) = 434.20 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 332.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 332.75 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2619.134 x 1000000 / [10278.400 x (1416.667 - 385.251/3)]

= 197.803 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x10278.400)]

= 385.251 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 197.80) - 2.5 x 85.50 = 317.08 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 197.80) = 424.67 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 317.08 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 317.08 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2111.876 x 1000000 / [5746.400 x (1300.000 - 285.662/3)]

= 305.046 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x5746.400)]

= 285.662 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 305.05) - 2.5 x 84.00 = 134.21 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 305.05) = 275.37 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 134.21 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 134.21 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2682.076 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]

= 188.505 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]

= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 188.51) - 2.5 x 84.00 = 347.01 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 188.51) = 445.61 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 347.01 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 347.01 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2619.134 x 1000000 / [10278.400 x (1416.667 - 385.251/3)]

= 197.803 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x10278.400)]

= 385.251 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 197.80) - 2.5 x 85.50 = 317.08 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 197.80) = 424.67 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 317.08 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 317.08 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2111.876 x 1000000 / [5746.400 x (1300.000 - 285.662/3)]

= 305.046 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x5746.400)]

= 285.662 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 305.05) - 2.5 x 84.00 = 134.21 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 305.05) = 275.37 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 134.21 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 134.21 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2682.076 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]

= 188.505 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]

= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 188.51) - 2.5 x 84.00 = 347.01 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 188.51) = 445.61 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 347.01 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 347.01 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.800 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.20 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.800 / 28

T = 0.386 m < 1.200 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

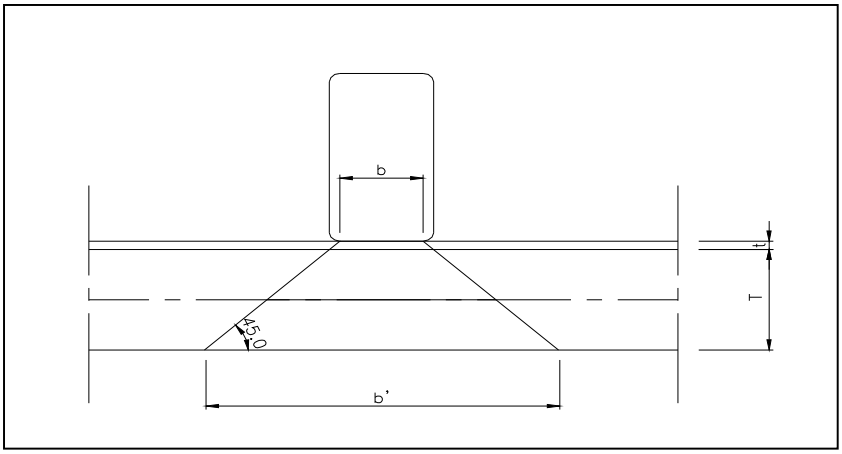
1) 고정하중

- 구체자중 = 1035.050 / 12.200 = 84.840 kN/m²
- 상부연직하중 = 229.164 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

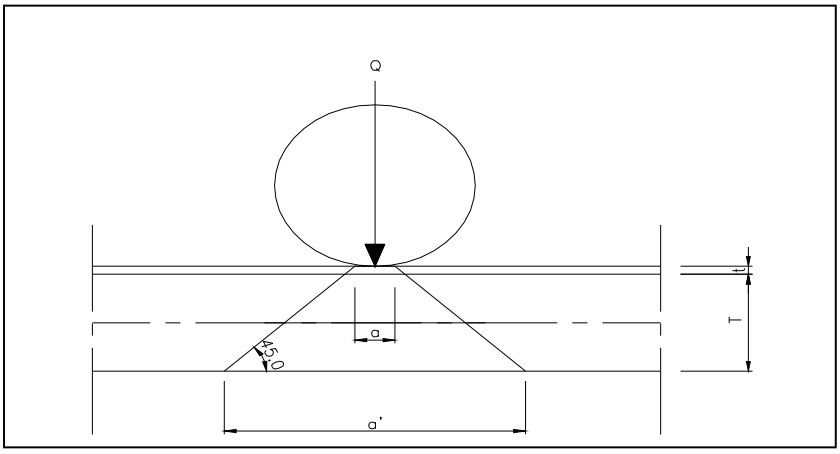


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.040) × cot 45°

= 2.980 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.040) × cot 45°

= 2.680 m

Qz = 96.0 / (2.980 × 2.680)= 12.020 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 84.84 + 229.16 + 10.00 + 0.92 + 12.02

= 336.945 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 400.000 kN/m² ≥ Qmax = 336.945 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.200	×	1.200	×	25.000			=	366.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.200	×	1.200	×	25.000			=	366.000	kN/m
- 벽체	:	1.400	×	2.970	×	25.000	×	2	=	207.900	kN/m
	:	1.400	×	2.970	×	25.000	×	2	=	207.900	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.200	×	1.000	×	19.000			=	231.800	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.200	×	10.966	×	10.000			=	1337.852	kN/m
- 수직수압	:	12.200	×	10.966	×	10.000			=	1337.852	kN/m
							∴ Σ		=	4068.730	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 10.966 \times 19.000 + 10.966^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 294.678$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 294.678 = 298.135$ kN/m

(3) 저항력

$R = 4068.730 + 298.135 = 4366.865$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.200 \times 19.306 \times 10.000$

$= 2355.332$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 4366.865 / 2355.332$

$= 1.854 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -13.7 m (보링주상도 NBB-6 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.200	×	1.200	×	25.000			=	366.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.200	×	1.200	×	25.000			=	366.000	kN/m
- 벽체	:	1.400	×	2.970	×	25.000	×	2	=	207.900	kN/m
	:	1.400	×	2.970	×	25.000	×	2	=	207.900	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.200	×	13.700	×	19.000			=	3175.660	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.200	×	-1.734	×	10.000			=	-211.548	kN/m
- 수직수압	:	12.200	×	-1.734	×	10.000			=	-211.548	kN/m
							∴ Σ		=	3913.790	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 13.700^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 648.979$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 13.700 \times -1.734 \times 19.000 + -1.734^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -158.810$ kN/m

∴ $\Sigma = 648.979 + -158.810 = 490.169$ kN/m

(3) 저항력

$R = 3913.790 + 490.169 = 4403.959$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.200 \times 6.606 \times 10.000$

$= 805.932$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 4403.959 / 805.932$

$= 5.464 > 1.20$ ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{366.000}{12.200 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{573.900}{12.200 \times 10.000 \times 1.100} = 4.276 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.276 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{580.150}{12.200 \times 10.000 \times 1.100} = 4.323 \text{ m}$$

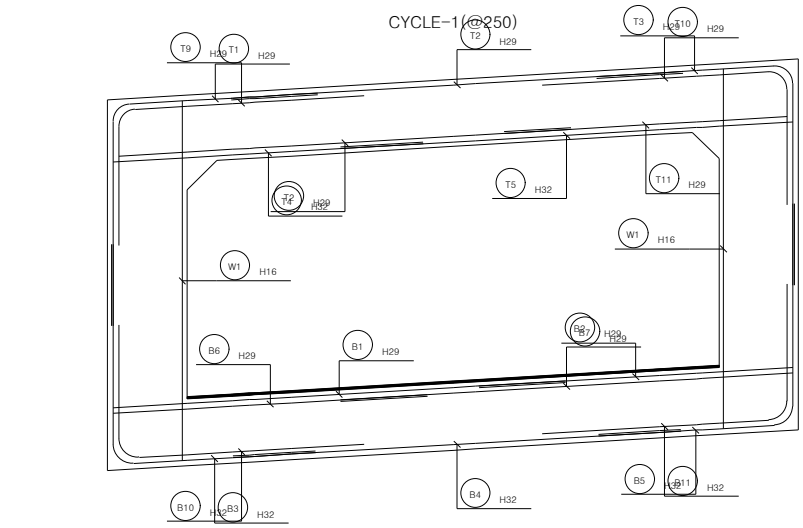
∴ 구조물 저면으로 부터 4.323 m 이하유지

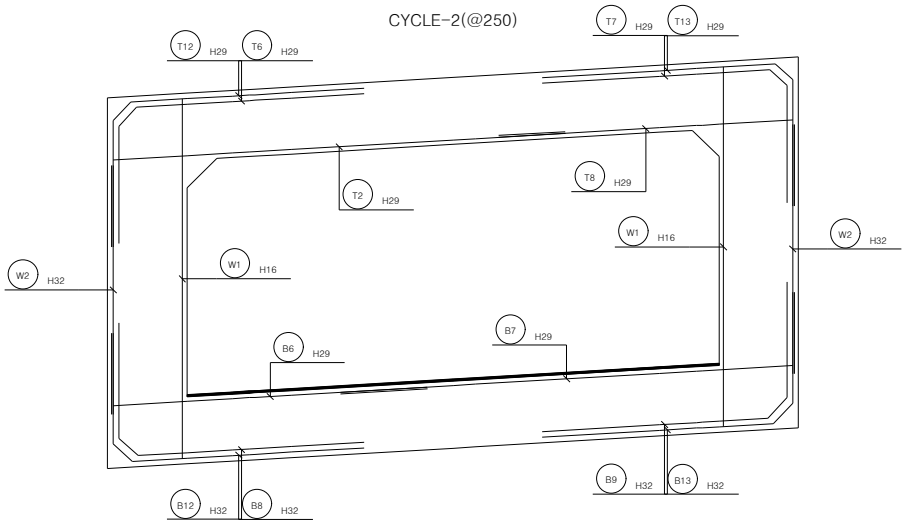
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{1154.050}{12.200 \times 10.000 \times 1.100} = 8.599 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 8.599 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
T9 H29
T1 H29
T2 H29
T3 H29
T10 H29
T5 H32
T11 H29
W1 H16
W1 H16
B6 H29
B1 H29
B4 H32
B5 H32
B10 H32
B3 H32


CYCLE-2(@250)
T12 H29
T6 H29
T7 H29
T13 H29
T8 H29
T2 H29
W1 H16
W2 H32
W2 H32
W1 H16
B7 H29
B6 H29
B9 H32
B13 H32
B12 H32
B8 H32

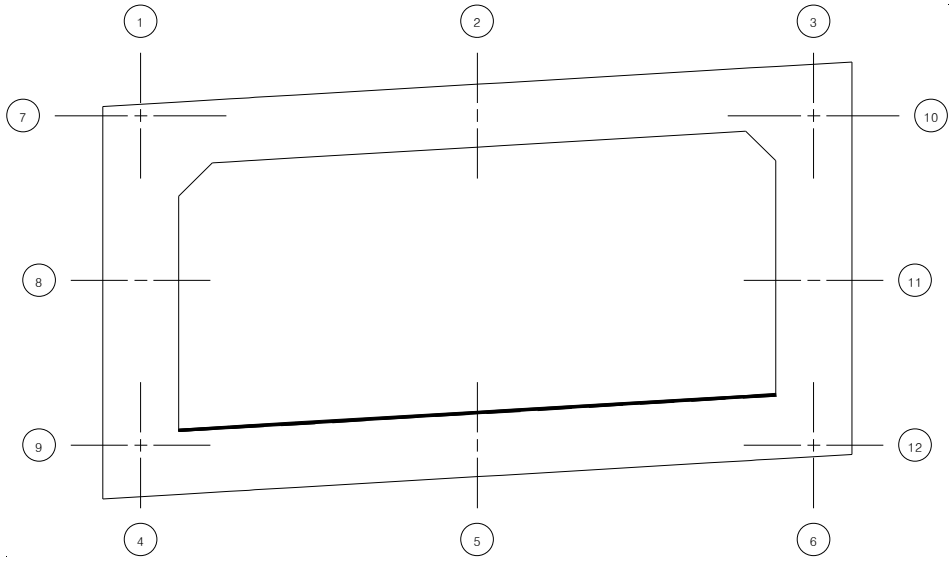
Ramp B BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+260.000 (BLOCK5 : B5)
▣ 토 피(FH)= 8.22 m　　▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건: 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	257.764	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	1547.688	2836.524	1.833	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1038	1873.94	2377.80	5568.06	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.27
		좌측(하면)	1	1000	920	776.85	1867.80	2544.89	H32 - 8.0EA	6353.60	2.40
		중앙부	2	1000	920	1716.23	1867.80	5805.97	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
		우측(상면)	3	1000	1038	1873.94	2377.80	5568.06	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.27
		우측(하면)	3	1000	920	776.85	1867.80	2544.89	H32 - 8.0EA	6353.60	2.40
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	920	1120.49	1867.80	3712.70	H32 - 8.0EA	6353.60	1.67
		좌측(하면)	4	1000	867	2324.93	2539.17	8640.79	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.09
		중앙부	5	1000	920	1705.21	1867.80	5766.42	H32 - 8.0EA	6353.60	1.10
		우측(상면)	6	1000	920	1120.49	1867.80	3712.70	H32 - 8.0EA	6353.60	1.67
		우측(하면)	6	1000	867	2324.93	2539.17	8640.79	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.09
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1238	2633.39	4238.35	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7960.40	1.61
		상부(내측)	7	1000	1120	775.08	2691.01	-	H16 - 4.0EA	7960.40	3.47
		중앙부(외측)	8	1000	1100	2091.03	3278.43	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	6540.80	1.57
		중앙부(내측)	8	1000	1120	279.70	2943.50	-	H16 - 4.0EA	6540.80	10.52
		하부(외측)	9	1000	1067	2624.57	4433.13	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	10324.80	1.69
		하부(내측)	9	1000	1120	1065.23	1317.32	-	H16 - 4.0EA	10324.80	1.24
우측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1238	2633.39	4238.35	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7960.40	1.61
		상부(내측)	10	1000	1120	775.08	2691.01	-	H16 - 4.0EA	7960.40	3.47
		중앙부(외측)	11	1000	1100	2091.03	2988.52	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.43
		중앙부(내측)	11	1000	1120	279.70	2916.79	-	H16 - 4.0EA	5933.60	10.43
		하부(외측)	12	1000	1067	2624.57	4433.13	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	10324.80	1.69
		하부(내측)	12	1000	1120	1065.23	1317.32	-	H16 - 4.0EA	10324.80	1.24

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		좌측 (하면)	4	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	6	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		우측 (하면)	6	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	566.2	1116.5	1258.69	2.00	315.67	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	597.6	281.0	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	566.2	1116.5	1258.69	2.00	315.67	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	597.6	1119.4	1328.41	2.00	283.62	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	597.6	329.1	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	597.6	1119.4	1328.41	2.00	283.62	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	760.1	714.1	760.13	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	8	783.6	640.2	783.59	-	-	-	-	-	O.K
		하부	9	763.4	750.1	763.43	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	10	760.1	714.1	760.13	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	11	783.6	640.2	783.59	-	-	-	-	-	O.K
		하부	12	763.4	750.1	763.43	-	-	-	-	-	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1038	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	335.081	O.K	2.681
		좌측 (하면)	1	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	920	H32 - 8.0EA	125	283.164	O.K	2.265
		우측 (상면)	3	1038	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	335.081	O.K	2.681
		우측 (하면)	3	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	255.502	O.K	2.044
		중앙부	5	920	H32 - 8.0EA	125	284.195	O.K	2.274
		우측 (상면)	6	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	255.502	O.K	2.044
좌측벽체	1층	상부	7	1238	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	248.242	O.K	1.986
		상부	7	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1100	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	192.123	O.K	1.537
		중앙부	8	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1067	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	291.114	O.K	2.329
		하부	9	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1238	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	248.242	O.K	1.986
		상부	10	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1100	H29 - 8.0EA	125	147.340	O.K	1.179
		중앙부	11	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1067	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	291.114	O.K	2.329
		하부	12	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 12.000 kN/m² (∵ 토피 : 8.225 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

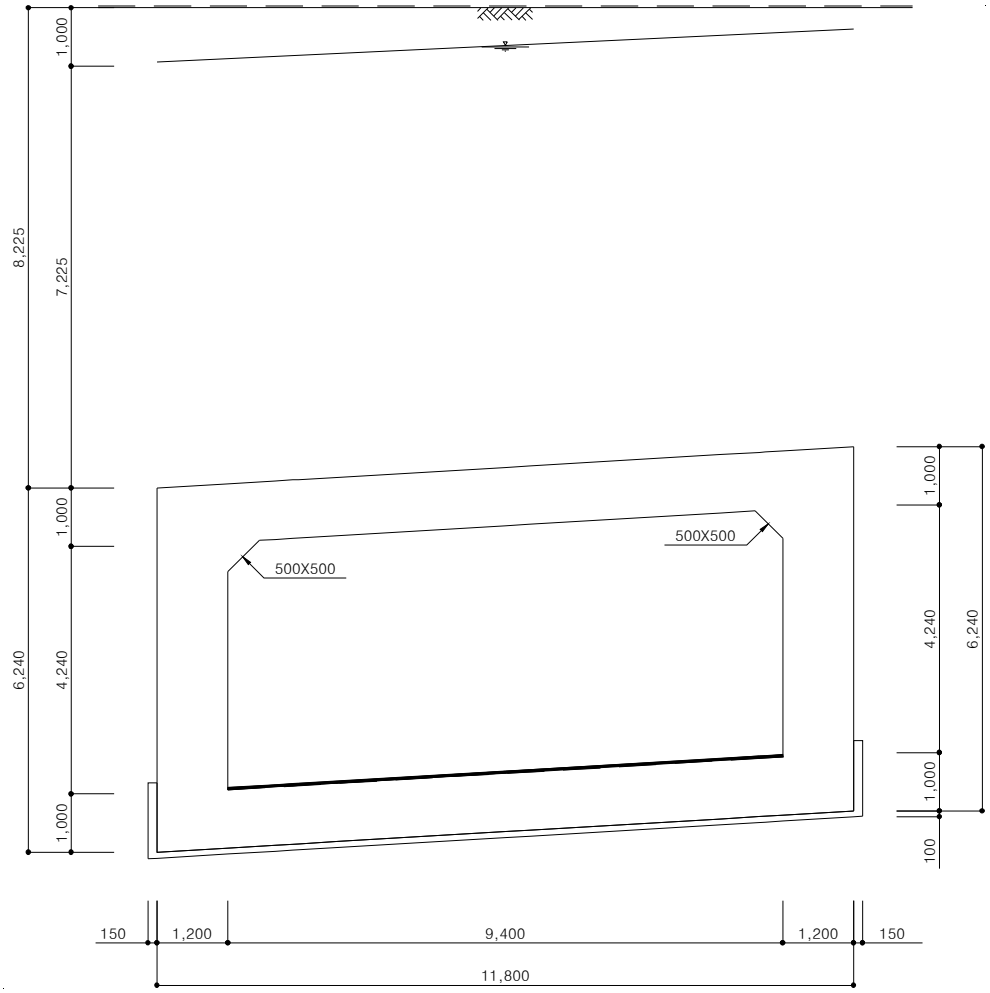
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
8,225
7,225
1,000
6,240
4,240
1,000
500X500
500X500
1,000
4,240
6,240
1,000
100
150
1,200
9,400
1,200
150
11,800

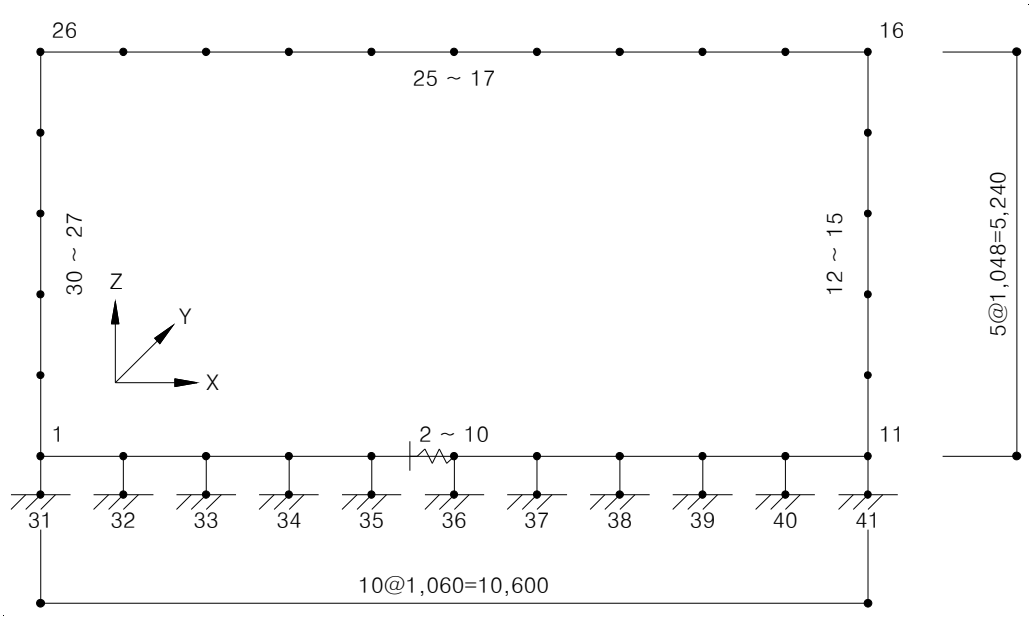
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

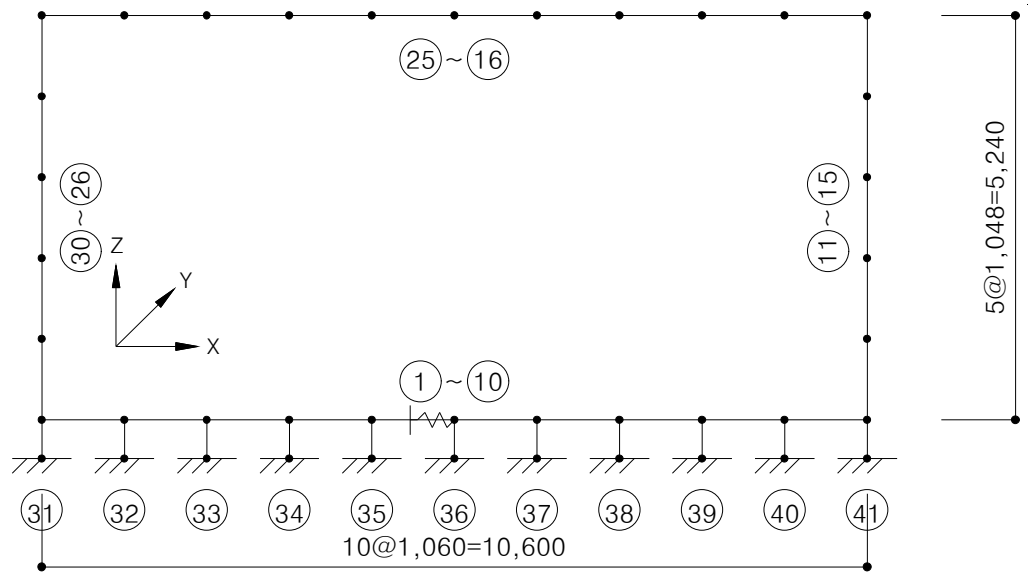
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

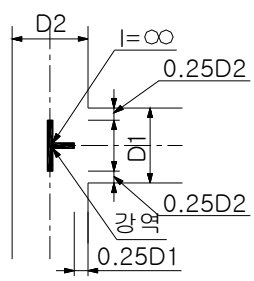
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	1~10,16~25
2	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	11~15,26~30

3) 단면좌표

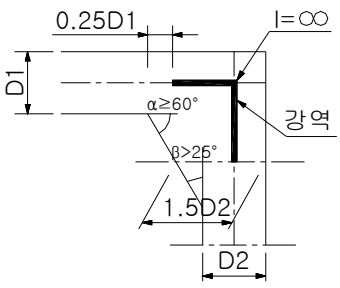
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.240	5.740
2	1.060	0.500	23	3.180	5.740
3	2.120	0.500	24	2.120	5.740
4	3.180	0.500	25	1.060	5.740
5	4.240	0.500	26	0.000	5.740
6	5.300	0.500	27	0.000	4.692
7	6.360	0.500	28	0.000	3.644
8	7.420	0.500	29	0.000	2.596
9	8.480	0.500	30	0.000	1.548
10	9.540	0.500	31	0.000	0.000
11	10.600	0.500	32	1.060	0.000
12	10.600	1.548	33	2.120	0.000
13	10.600	2.596	34	3.180	0.000
14	10.600	3.644	35	4.240	0.000
15	10.600	4.692	36	5.300	0.000
16	10.600	5.740	37	6.360	0.000
17	9.540	5.740	38	7.420	0.000
18	8.480	5.740	39	8.480	0.000
19	7.420	5.740	40	9.540	0.000
20	6.360	5.740	41	10.600	0.000
21	5.300	5.740			

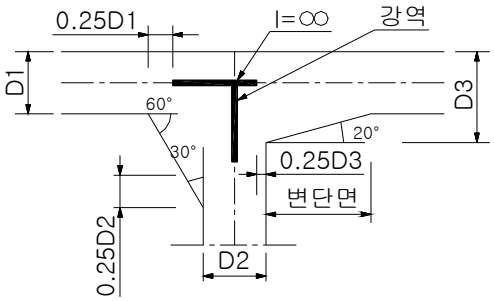
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1200 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1200 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

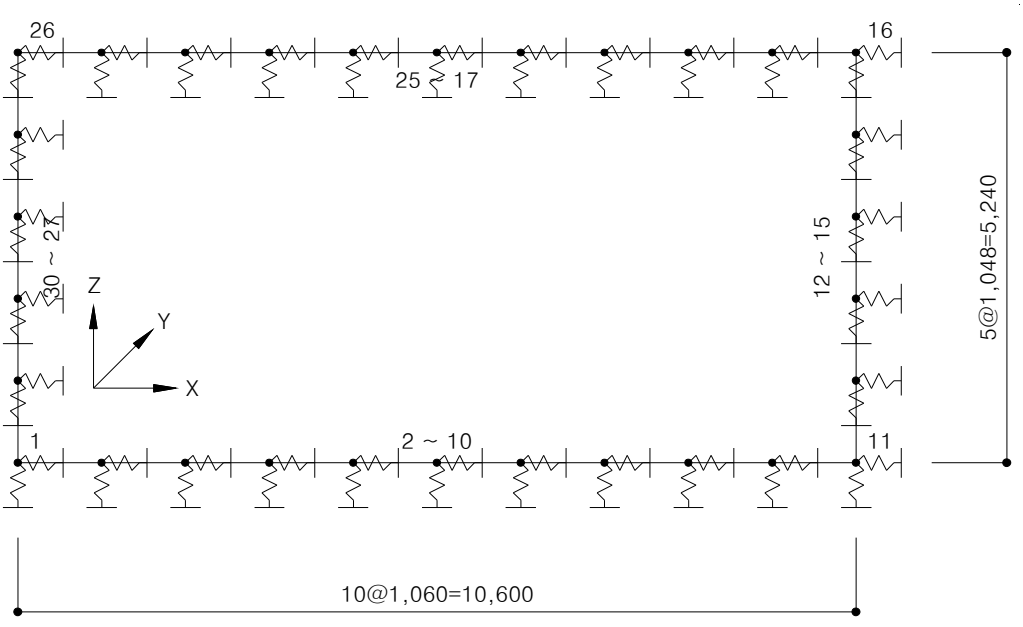
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

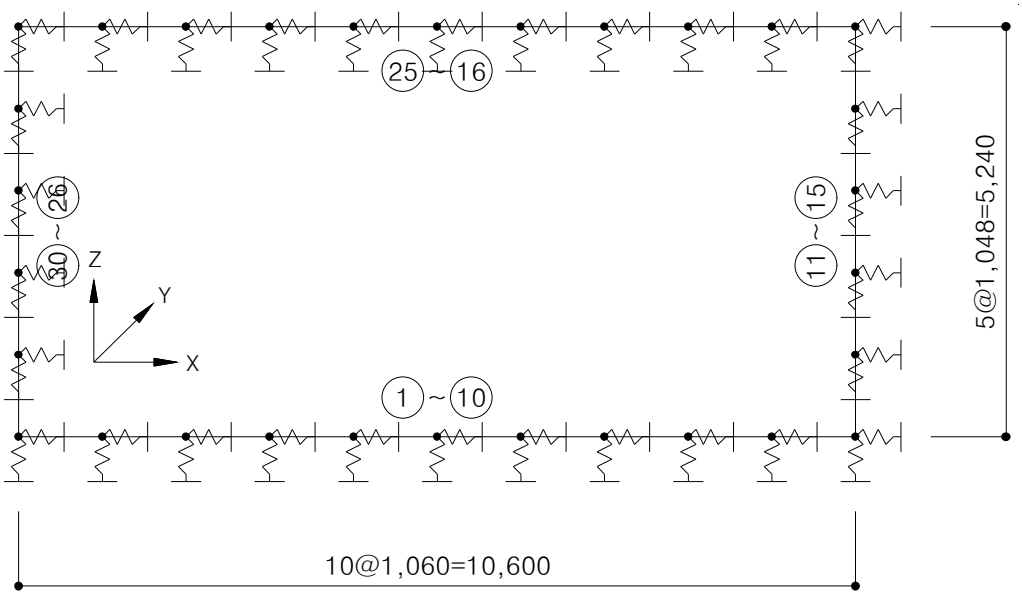
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

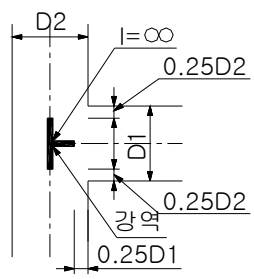
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	1~10,16~25
2	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	11~15,26~30

3) 단면좌표

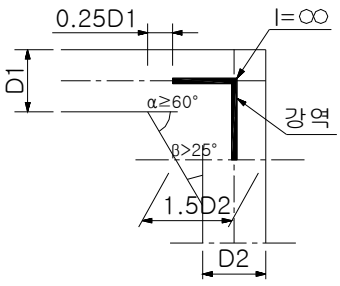
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.600	5.240
2	1.060	0.000	17	9.540	5.240
3	2.120	0.000	18	8.480	5.240
4	3.180	0.000	19	7.420	5.240
5	4.240	0.000	20	6.360	5.240
6	5.300	0.000	21	5.300	5.240
7	6.360	0.000	22	4.240	5.240
8	7.420	0.000	23	3.180	5.240
9	8.480	0.000	24	2.120	5.240
10	9.540	0.000	25	1.060	5.240
11	10.600	0.000	26	0.000	5.240
12	10.600	1.048	27	0.000	4.192
13	10.600	2.096	28	0.000	3.144
14	10.600	3.144	29	0.000	2.096
15	10.600	4.192	30	0.000	1.048

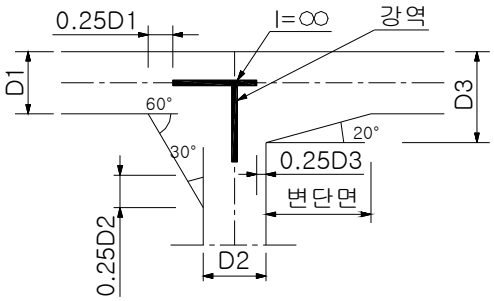
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1200 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1200 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/㎡)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/㎡ (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(11.800 × 11.800 = 11.80 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/㎥

Kv = 93330.000 × (11.800 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5942.25 kN/㎥

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.200/2 + 1.060/2) = 6715 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.060/2 + 1.060/2) = 6299 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 13.731 ~ 0.670, N=15)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 197.3 = 197.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 197.3^2 = 79362.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 79362.0 = 209515.7 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 197.3 = 157.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 157.8^2 = 50766.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 50766.0 = 134022.2 kN/m²

(2) 풍화토 (EL. : 0.670 ~ -6.330, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2도층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.800 × 11.800) = 11.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³

Kv = 1396771.330 × (11.800 / 0.3) $^{-3/4}$ = 88931.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 88931.320 = 29643.77 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.800 × 11.800) = 11.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kv = 3116256.000 × (11.800 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 198409.55 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 198409.550 = 66136.52 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.240 × 6.240) = 6.240 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³

Kh = 1396771.330 × (6.240 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 143409.46 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 143409.460 = 47803.15 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.240 × 6.240) = 6.240 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (6.240 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 319952.59 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 319952.590 = 106650.86 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.060/2 + 1.060/2) = 94267 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.060/2 + 1.060/2) = 31422 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.048/2 + 1.048/2) = 150293 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.048/2 + 1.048/2) = 50098 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.060/2 + 1.060/2) = 210314 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.060/2 + 1.060/2) = 70105 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.200/2 + 1.060/2) = 224203 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.048/2 + 1.000/2) = 327631 kN/m	
Kv2	Kv x (1.060/2 + 1.200/2) = 100492 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.048/2 + 1.000/2) = 146851 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.800 × 11.800) = 11.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kv = 893481.330 × (11.800 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 56887.25 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 56887.250 = 18962.42 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 풍화토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.800 × 11.800) = 11.800 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (11.800 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 127025.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 127025.370 = 42341.79 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.240 × 6.240) = 6.240 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kh = 893481.330 × (6.240 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 91735.62 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 91735.620 = 30578.54 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 풍화토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.240 × 6.240) = 6.240 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (6.240 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 204839.42 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 204839.420 = 68279.81 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.060/2 + 1.060/2) = 60300 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.060/2 + 1.060/2) = 20100 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.048/2 + 1.048/2) = 96139 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.048/2 + 1.048/2) = 32046 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.060/2 + 1.060/2) = 134647 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.060/2 + 1.060/2) = 44882 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.200/2 + 1.060/2) = 143539 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.048/2 + 1.000/2) = 209756 kN/m	
Kv2	Kv x (1.060/2 + 1.200/2) = 64283 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.048/2 + 1.000/2) = 93937 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.040 × 23.00	= 0.920	kN/m²
- 토 사	: 8.185 × 19.00	= 155.515	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 156.435	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.040 × 23.00	= 0.920	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.960 × 19.00	= 18.240	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 7.225 × 10.00	= 72.250	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 91.410	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 8.225m

- Wl1 = 12.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 12.000 × 0.50 = 6.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.040 × 23.000 + 8.685 × 19.000) × 0.500 = 82.968 kN/m²
Wh2 = 82.968 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 92.924 kN/m²
Wh3 = 92.924 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 102.880 kN/m²
Wh4 = 102.880 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 112.836 kN/m²
Wh5 = 112.836 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 122.792 kN/m²
Wh6 = 122.792 + 1.048 × 19.000 × 0.500 = 132.748 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.040 × 23.000 + 0.960 × 19.000 + 7.725 × = 48.205 kN/m²
Wh2 = 48.205 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 53.445 kN/m²
Wh3 = 53.445 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 58.685 kN/m²
Wh4 = 58.685 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 63.925 kN/m²
Wh5 = 63.925 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 69.165 kN/m²
Wh6 = 69.165 + 1.048 × 10.000 × 0.500 = 74.405 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중
- Ww1 = 7.225 × 10.000 = 72.250 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중
- Ww2 = 7.725 × 10.000 = 77.250 kN/m²
Ww3 = 77.250 + 1.048 × 10.000 = 87.730 kN/m²
Ww4 = 87.730 + 1.048 × 10.000 = 98.210 kN/m²
Ww5 = 98.210 + 1.048 × 10.000 = 108.690 kN/m²
Ww6 = 108.690 + 1.048 × 10.000 = 119.170 kN/m²
Ww7 = 119.170 + 1.048 × 10.000 = 129.650 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중
- Ww8 = (8.225 + 6.240 - 1.000) × 10.000 = 134.650 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.061	248.600	198.900	19.000	0.001	0.001
매립토	3.700	145.400	116.300	19.000	0.102	0.127
퇴적토	9.300	197.300	157.800	20.000	0.189	0.236
풍화토	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화암	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
연암	5.939	248.600	198.900	20.000	0.096	0.119
계					0.537	0.670

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.537 = 0.671	1.25 Tg' = 1.25 × 0.670 = 0.837

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

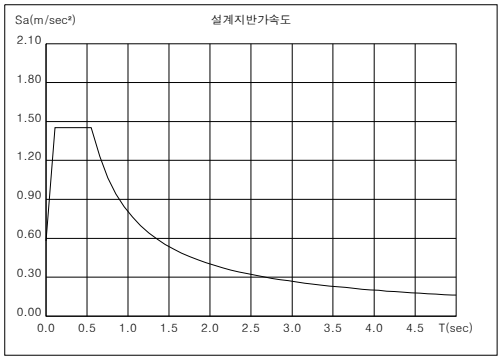
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.200 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.970 m/s²

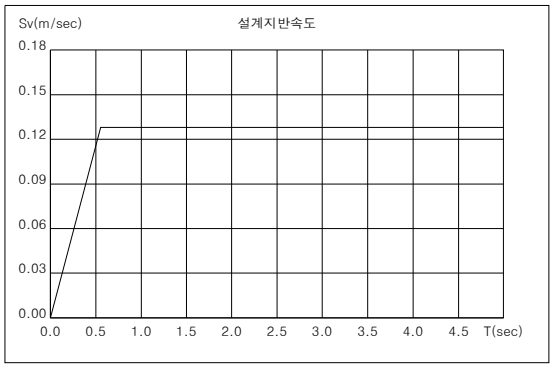
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.671 / 2π × 1.200 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.837 / 2π × 1.970 = 0.262 m/s

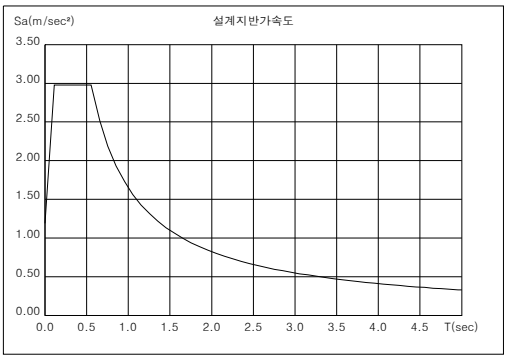
6) 설계응답 응답스펙트럼

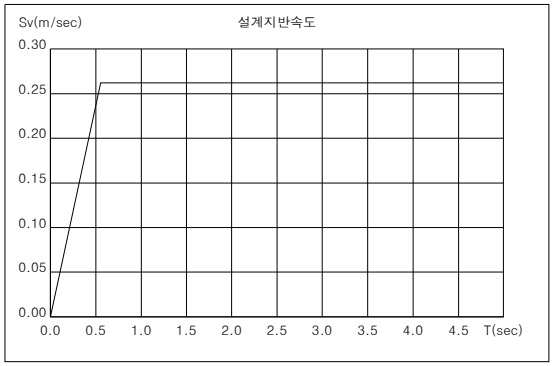
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 8.725 m
- 하부슬래브 EL. = 13.965 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.671 \times \cos(\pi \times 8.725 / (2 \times 30.000)) = 0.015620$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.671 \times \cos(\pi \times 13.965 / (2 \times 30.000)) = 0.012955$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.837 \times \cos(\pi \times 8.725 / (2 \times 30.000)) = 0.039881$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.837 \times \cos(\pi \times 13.965 / (2 \times 30.000)) = 0.033078$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 29643.770 × (0.015620 - 0.012955) = 79.001 kN/m²	Po = 18962.420 × (0.039881 - 0.033078) = 129.001 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.725	143409.460	0.015620	0.002665	382.186
9.773	143409.460	0.015175	0.002220	318.369
10.821	143409.460	0.014685	0.001730	248.098
11.869	143409.460	0.014150	0.001195	171.374
12.917	143409.460	0.013573	0.000618	88.627
13.965	319952.590	0.012955	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.725	91735.620	0.039881	0.006803	624.077
9.773	91735.620	0.038746	0.005668	519.957
10.821	91735.620	0.037494	0.004416	405.104
11.869	91735.620	0.036130	0.003052	279.977
12.917	91735.620	0.034656	0.001578	144.759
13.965	204839.420	0.033078	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	79362.000 × 0.000380 = 30.160	50766.000 × 0.000971 = 49.290
Vb	177060.000 × 0.000591 = 104.640	113357.000 × 0.001508 = 170.940
Vs	(30.160 + 104.640) / 2 = 67.400	(49.290 + 170.940) / 2 = 110.120

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.000×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.725) = 1.608	fu = 1.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.725) = 3.955

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.000×25.000×0.074×(1 - 0.015×13.965) = 1.462	fb = 1.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×13.965) = 3.597

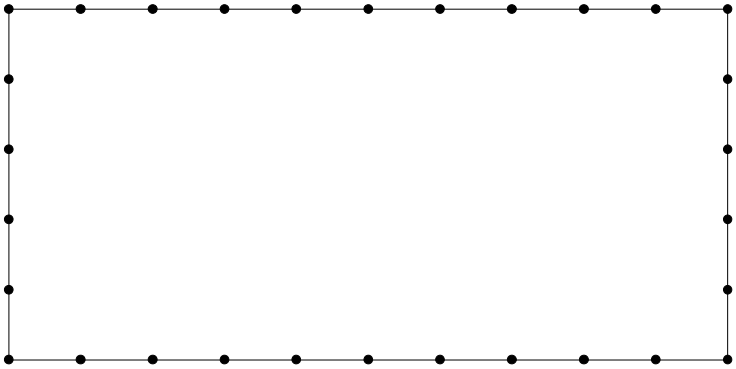
③ 측벽

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)

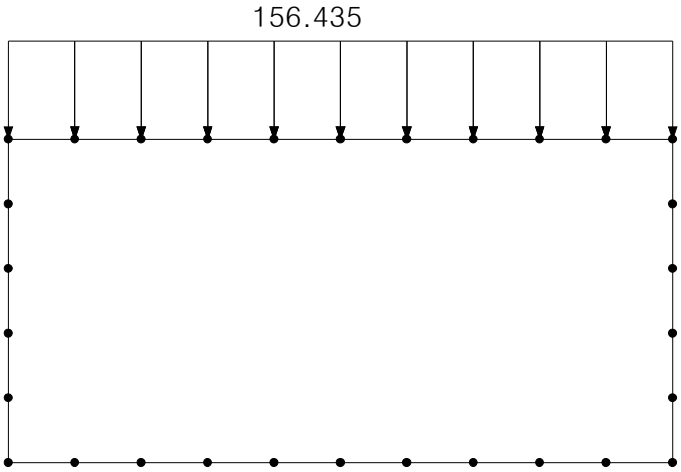
f1 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×8.725) = 1.929	f1 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×8.725) = 4.745
f2 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×9.773) = 1.895	f2 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×9.773) = 4.660
f3 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×10.821) = 1.860	f3 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×10.821) = 4.574
f4 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×11.869) = 1.825	f4 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×11.869) = 4.488
f5 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×12.917) = 1.790	f5 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×12.917) = 4.402
f6 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×13.965) = 1.755	f6 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×13.965) = 4.316

10. 하 중 재 하 (상시)

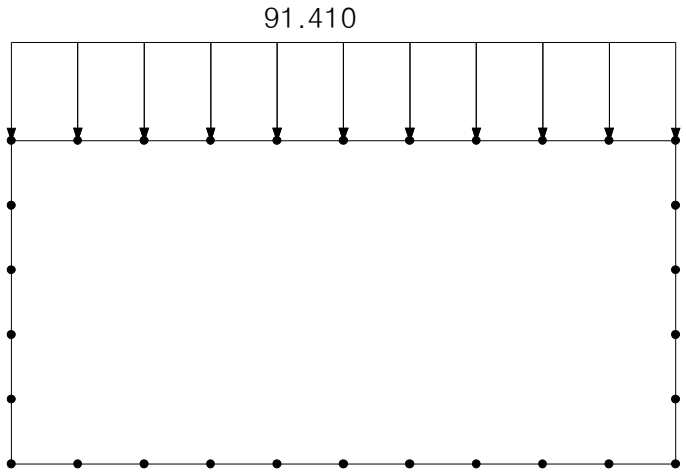
1) CASE1 - 구체자중(SW)



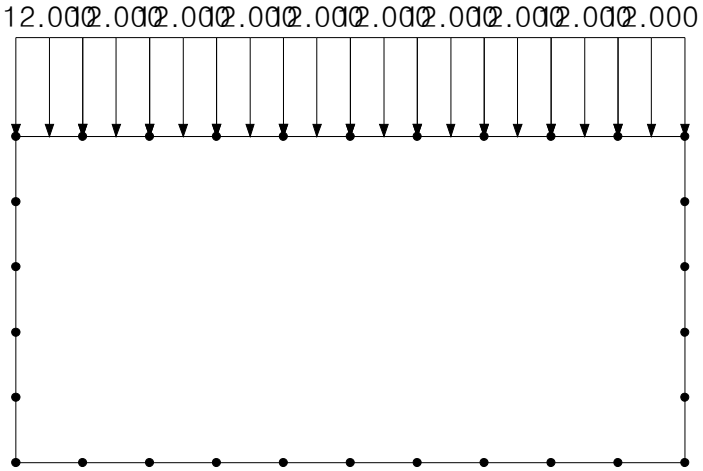
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



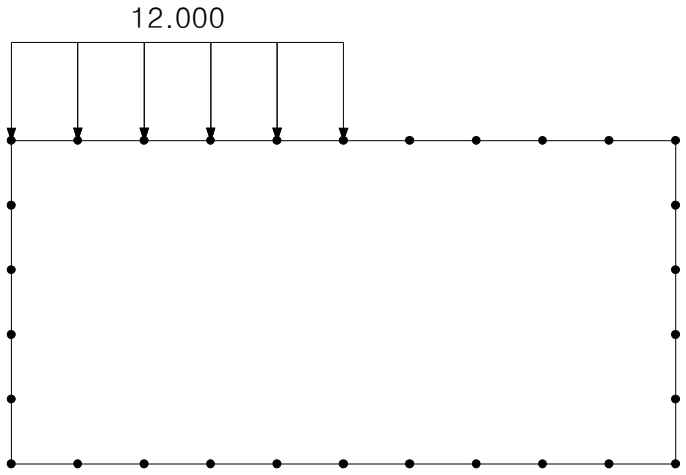
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



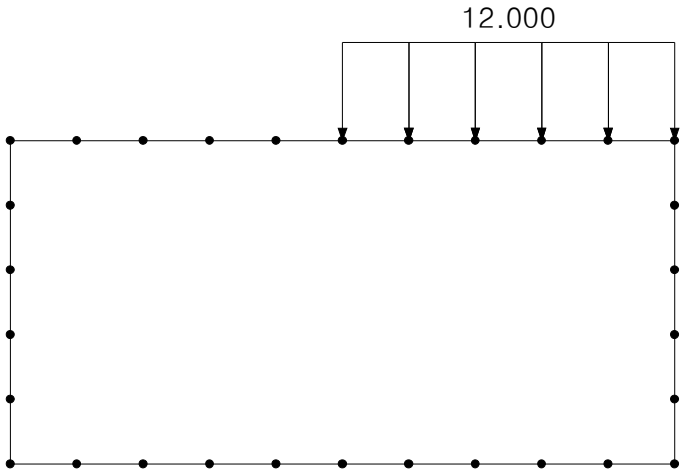
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



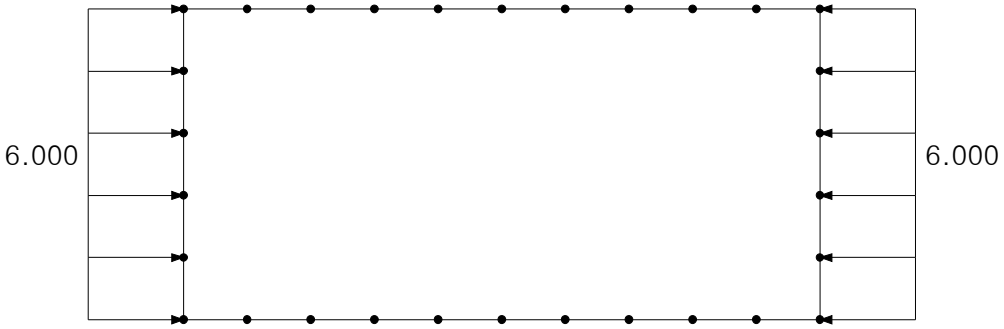
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



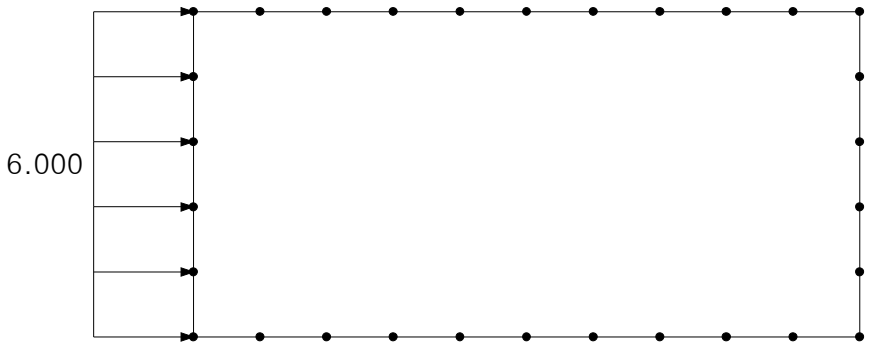
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



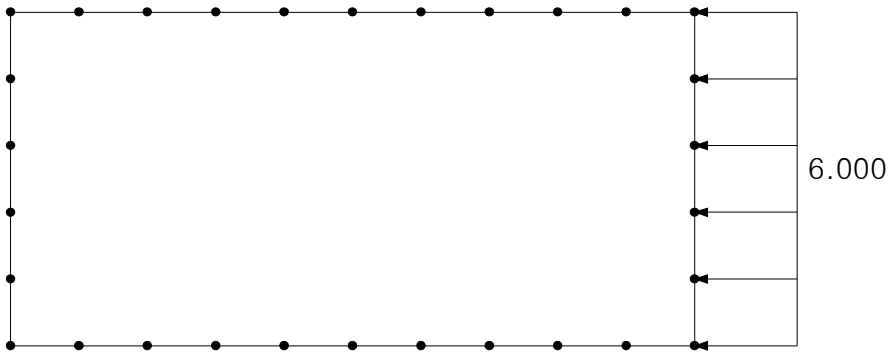
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



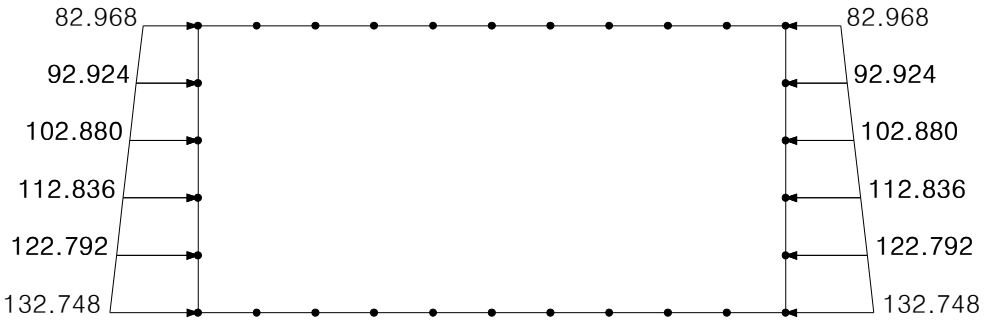
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



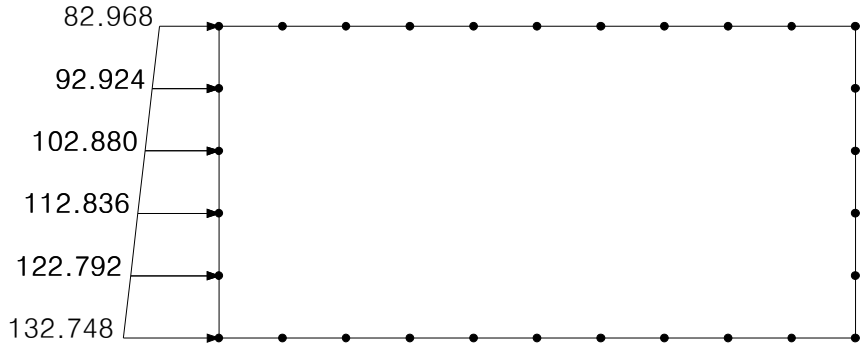
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



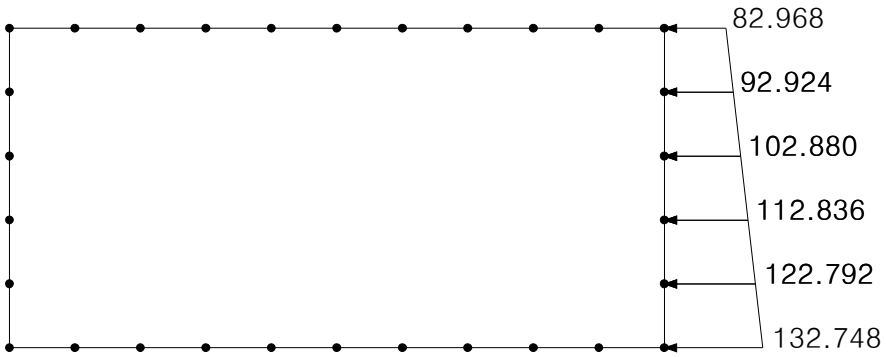
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



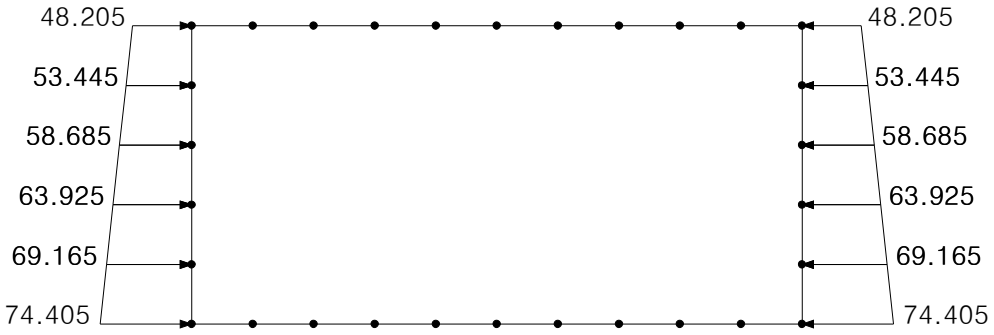
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



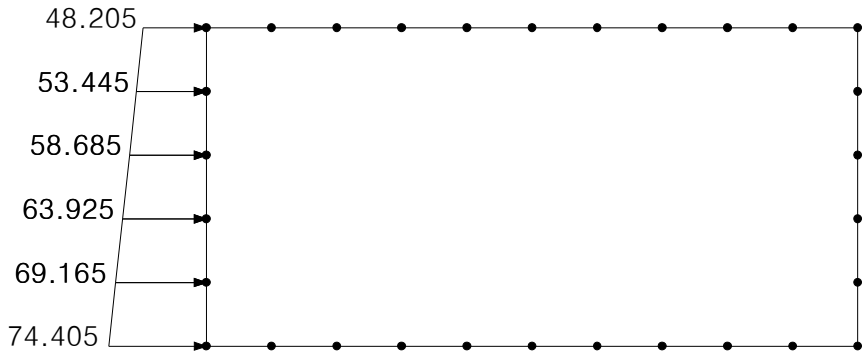
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



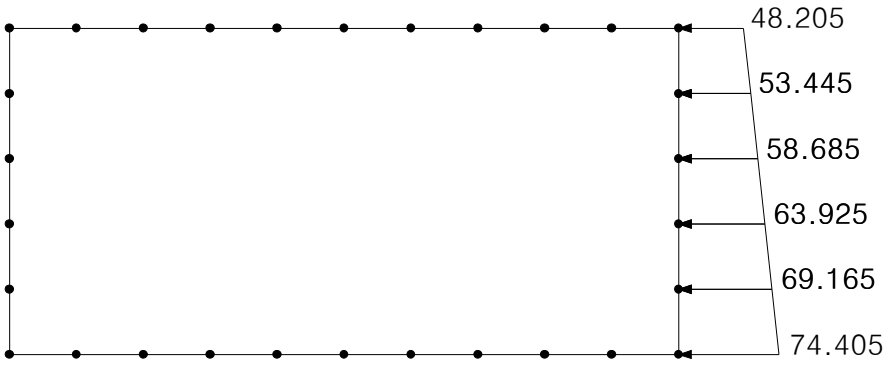
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



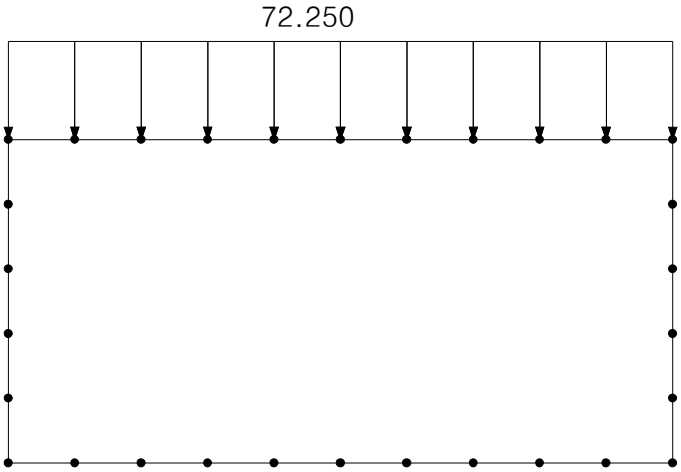
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



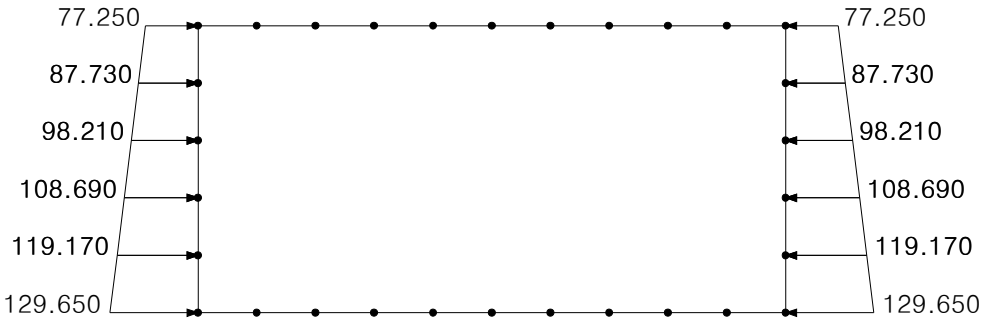
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



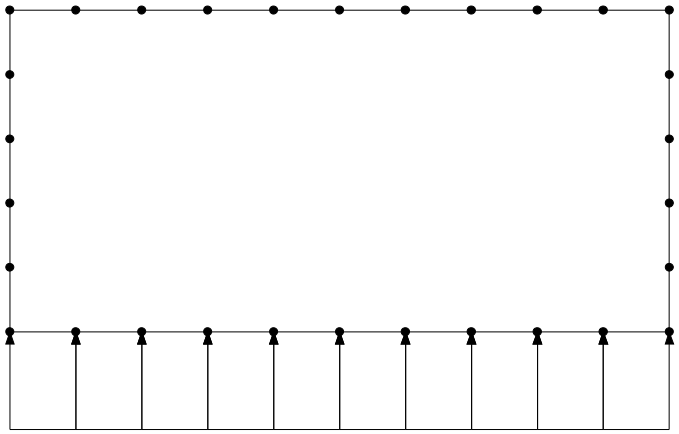
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

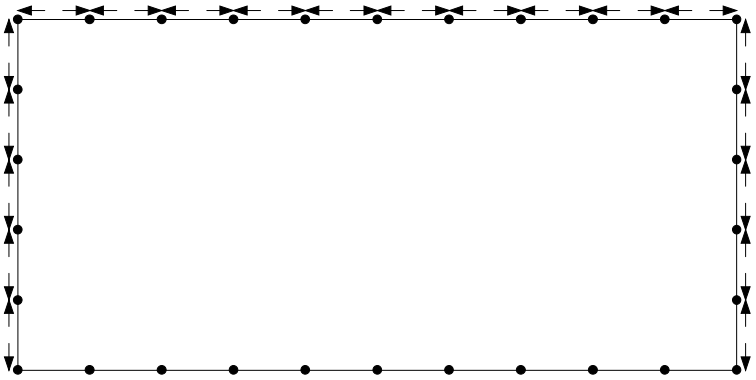


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

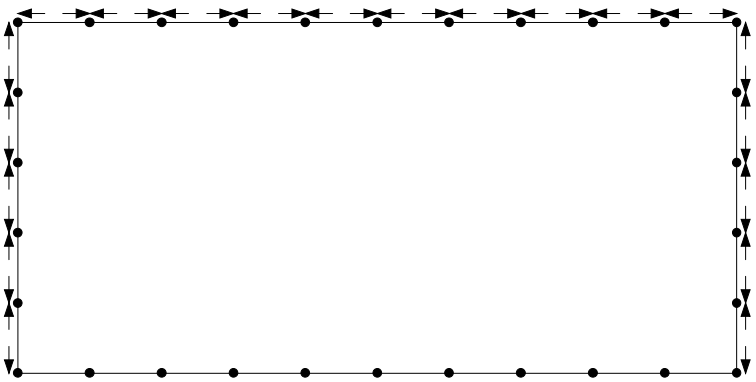


134.650

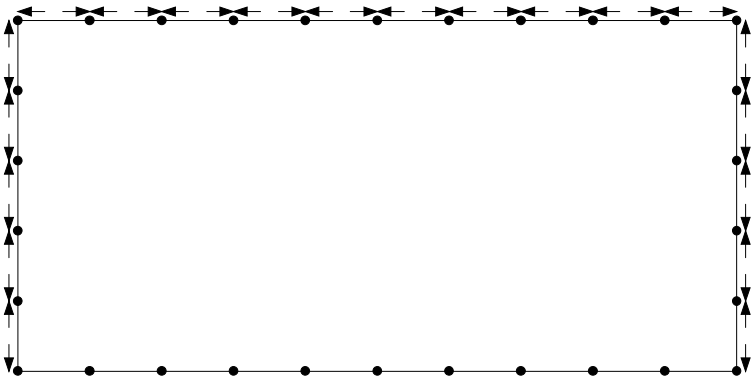
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

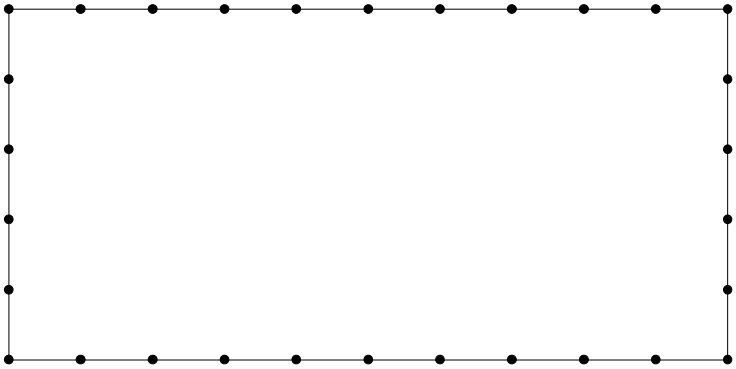


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

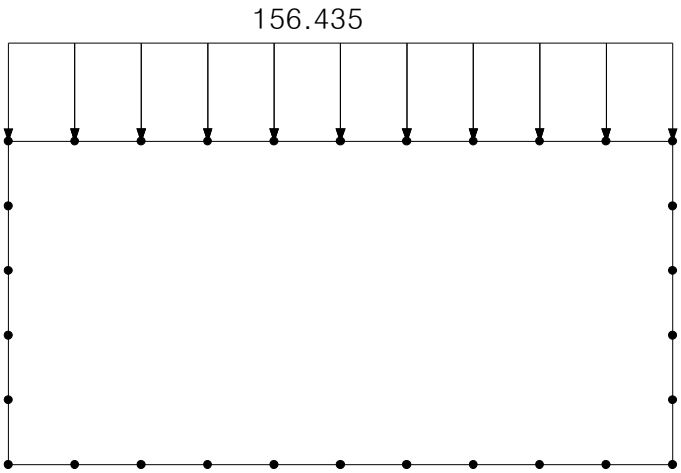


11. 하중 재하 (기능수행)

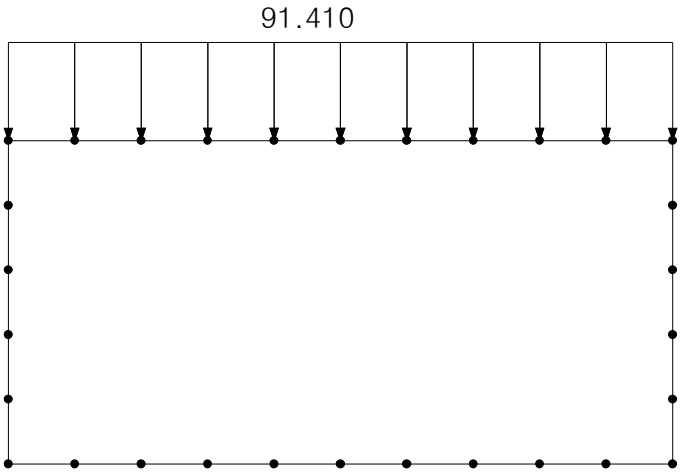
1) CASE1 - 구체자중(SW)



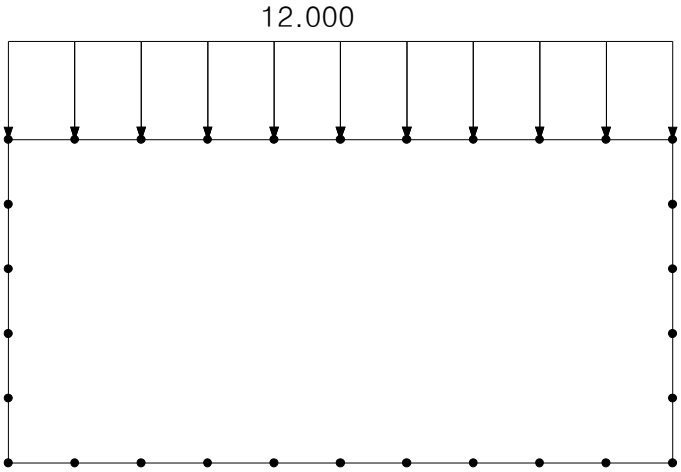
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



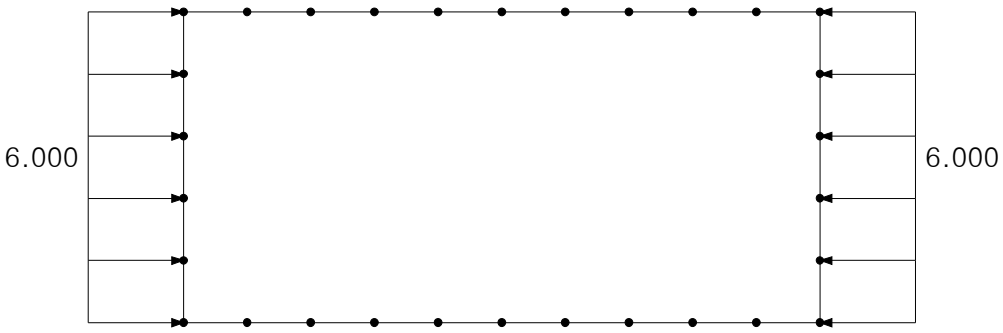
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



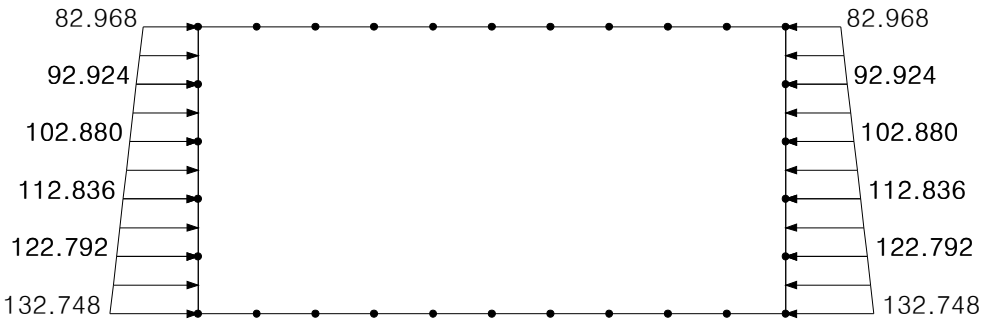
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



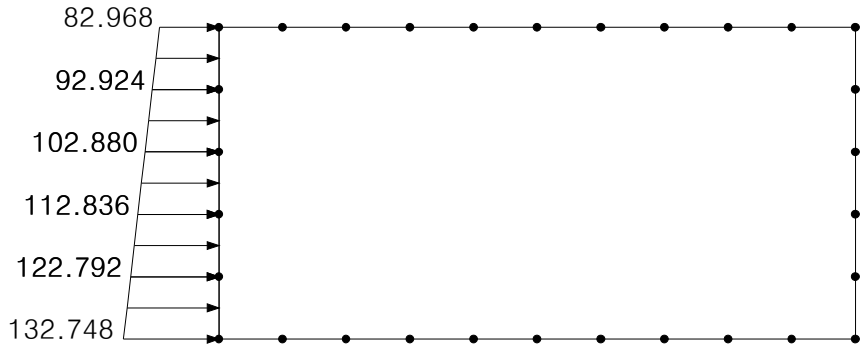
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



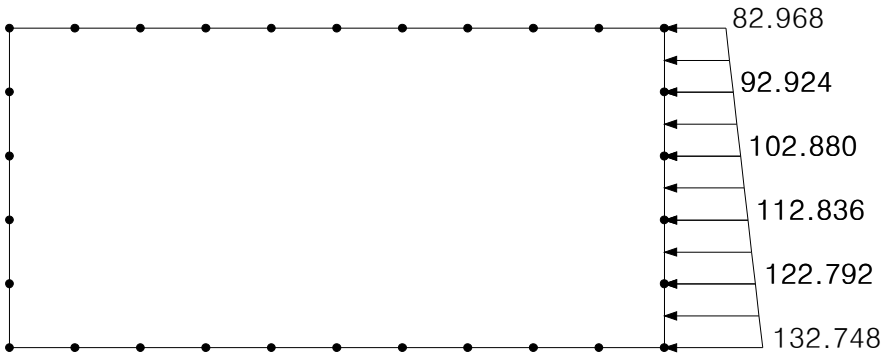
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



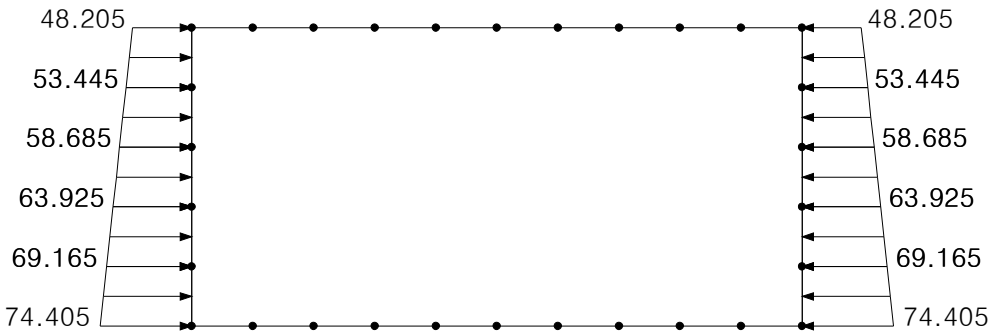
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



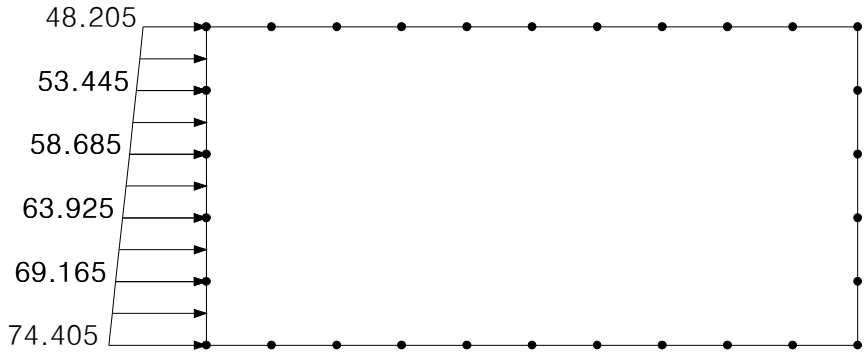
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



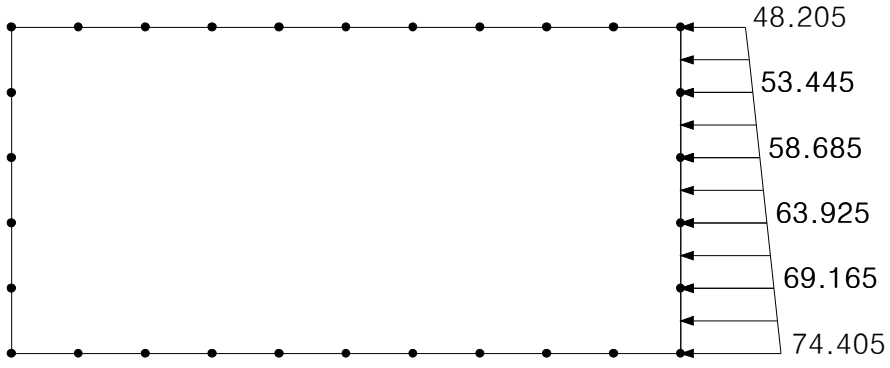
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



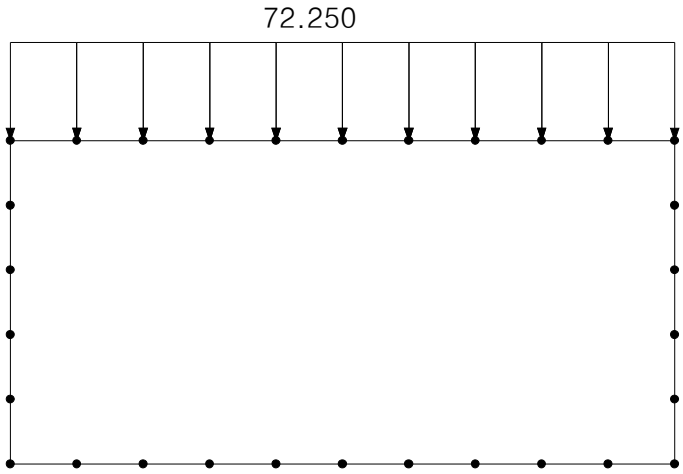
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



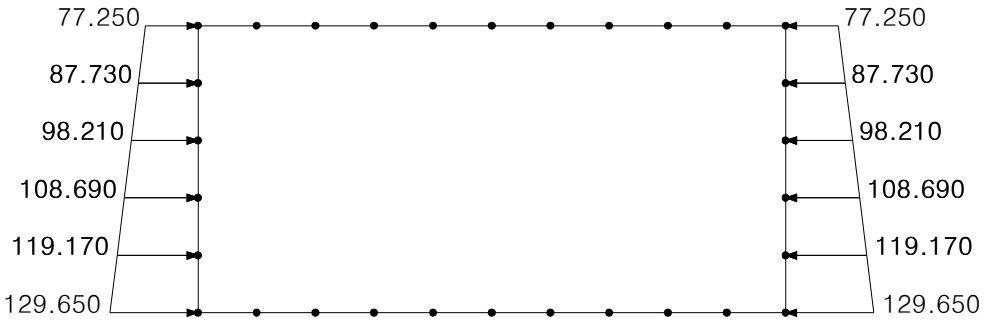
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



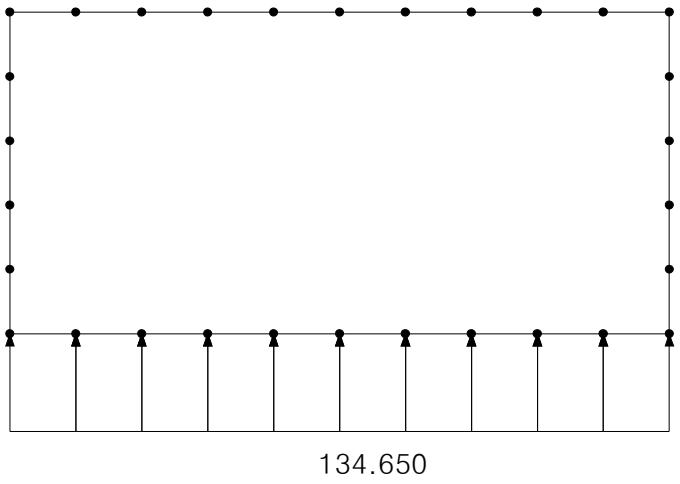
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

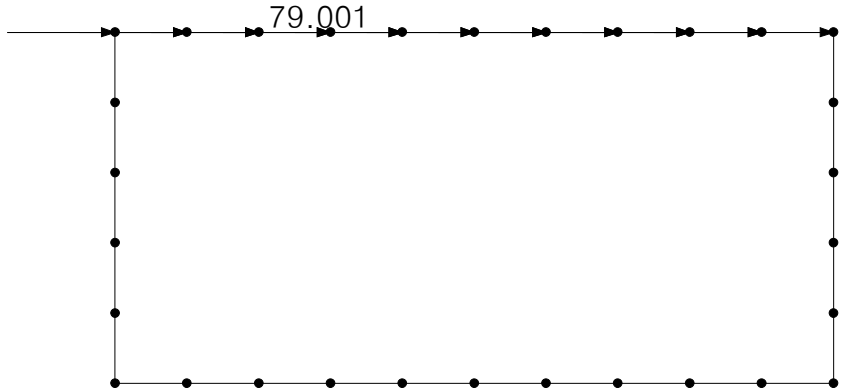


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

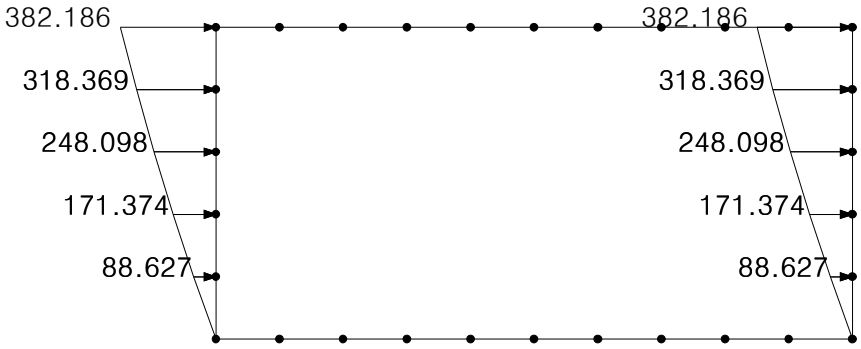


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

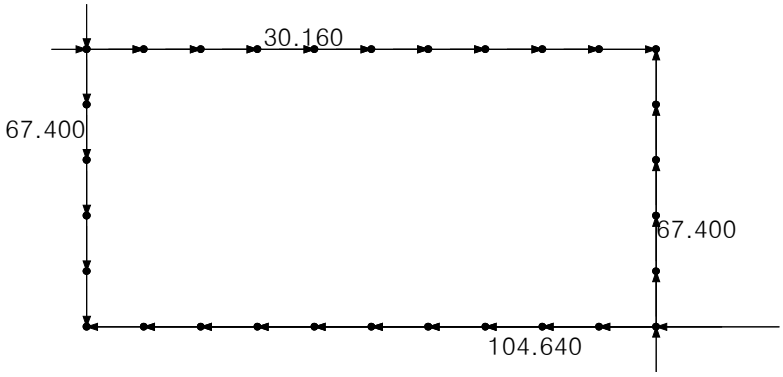
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



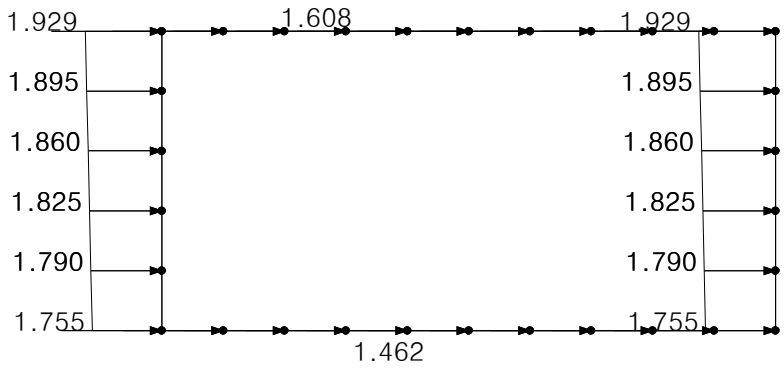
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

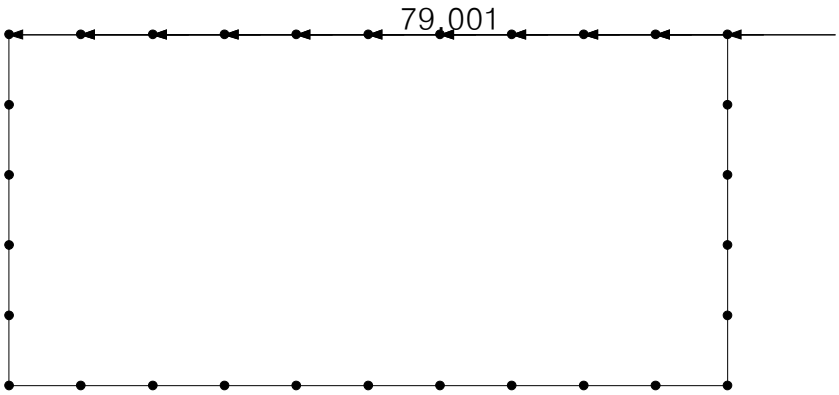


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

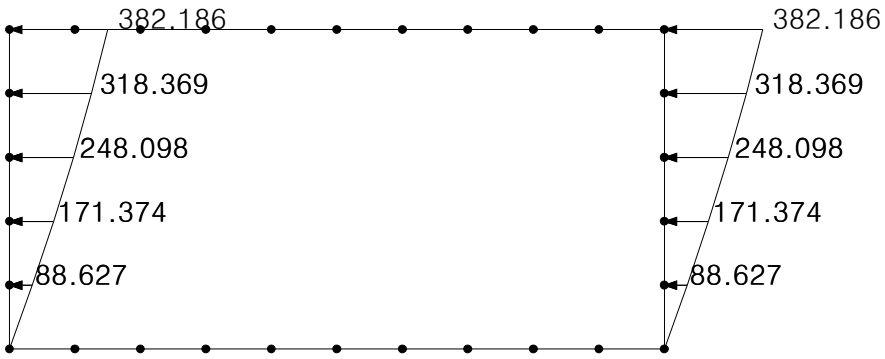


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

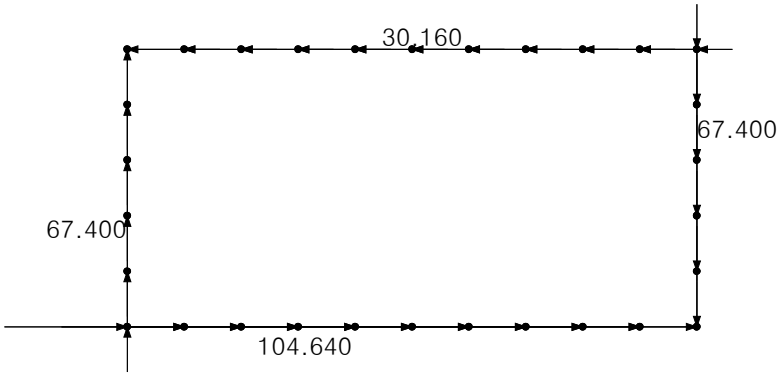
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



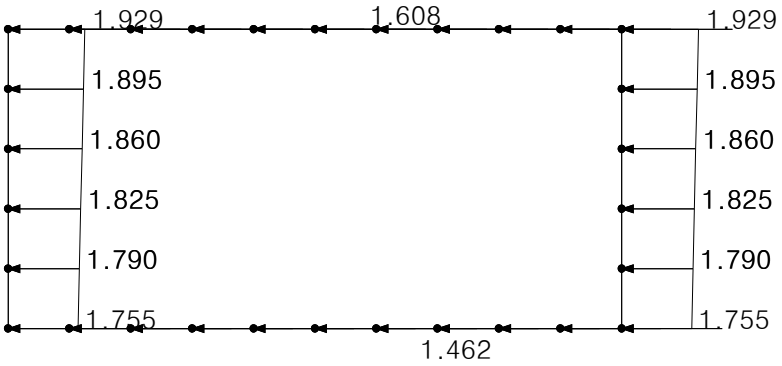
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

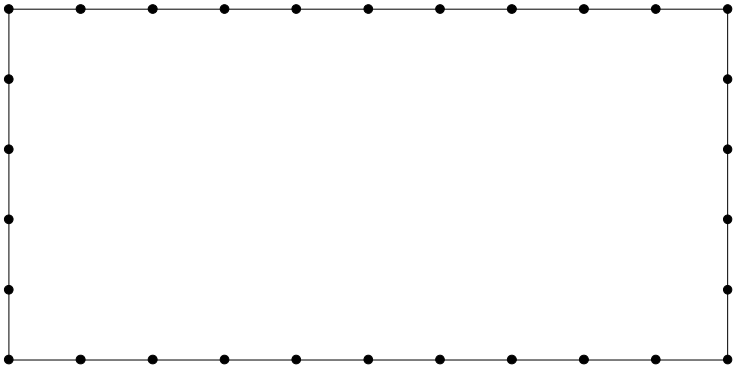


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

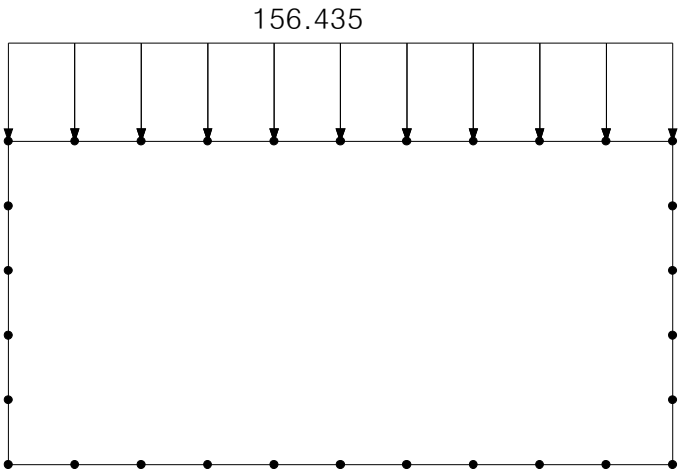


12. 하중 재하 (붕괴방지)

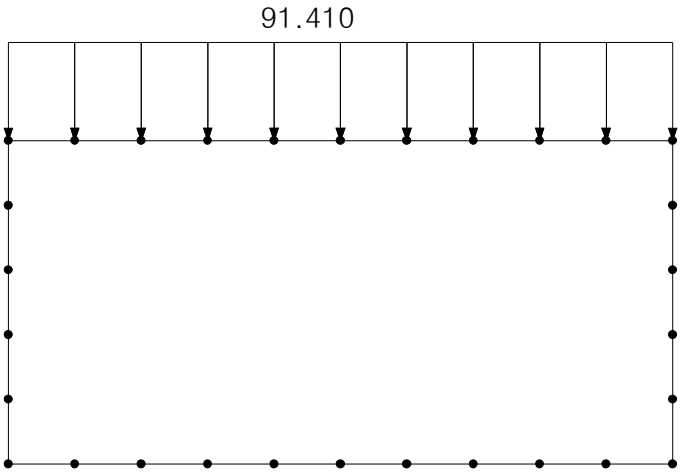
1) CASE1 - 구체자중(SW)



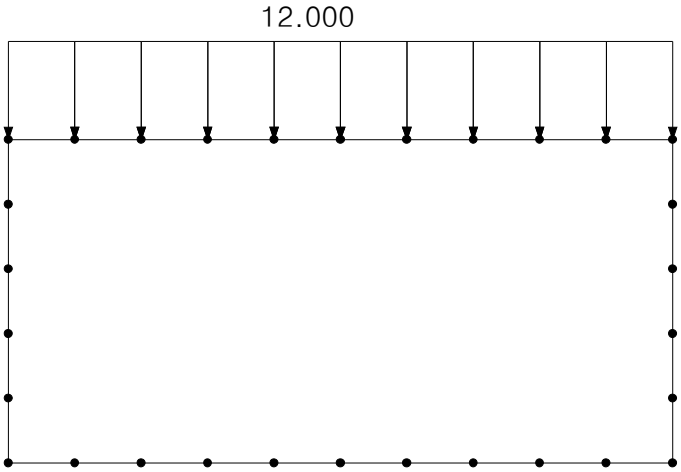
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



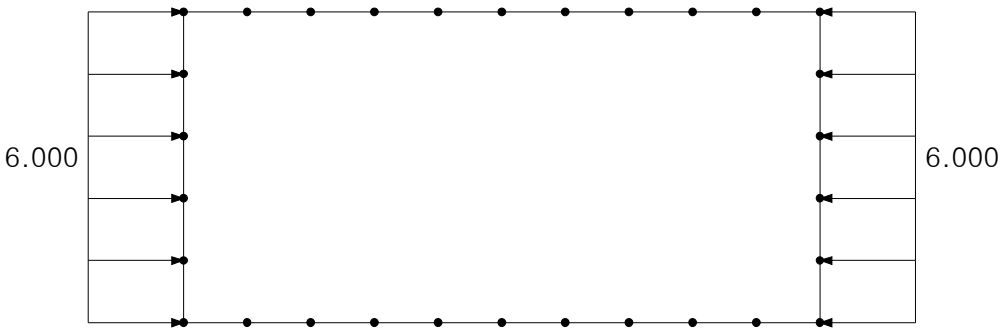
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



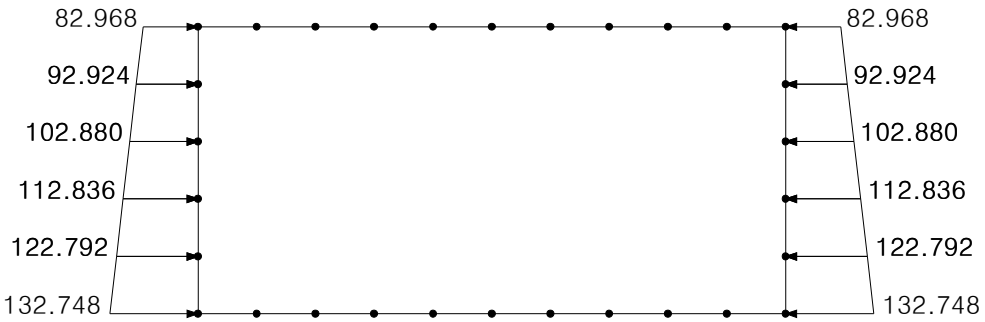
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



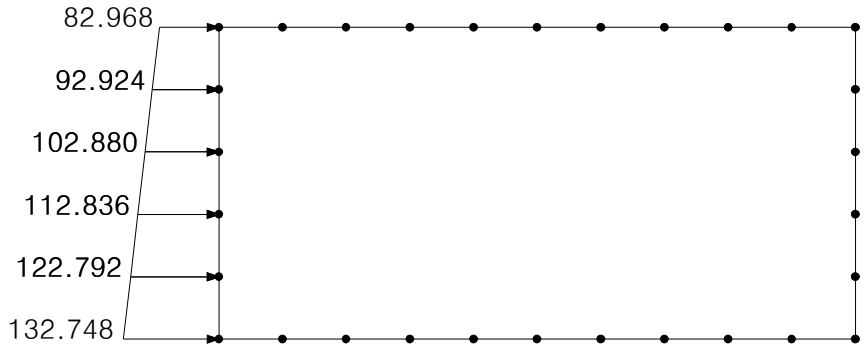
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



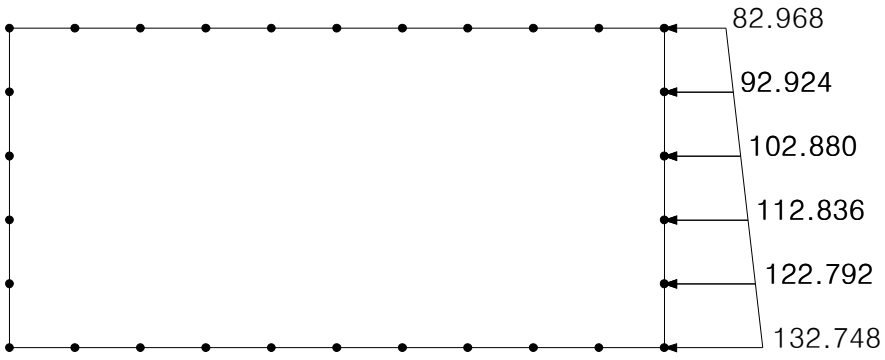
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



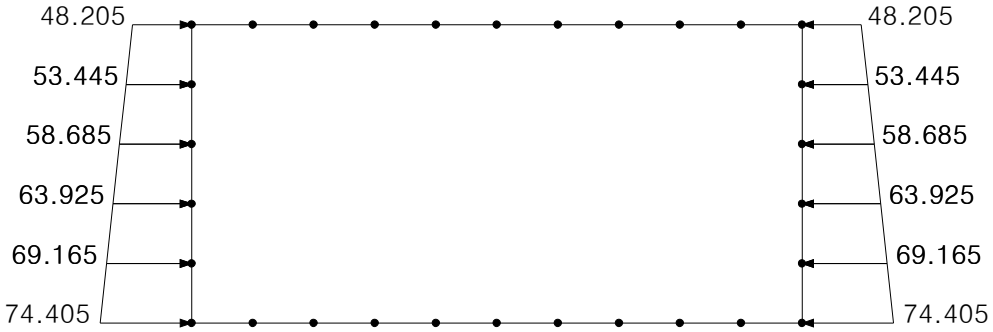
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



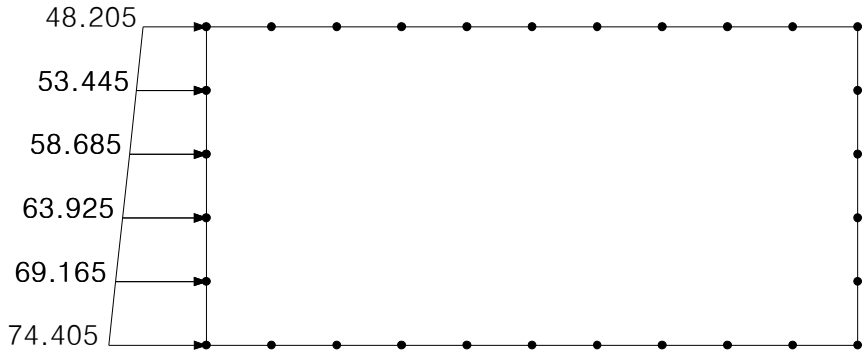
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



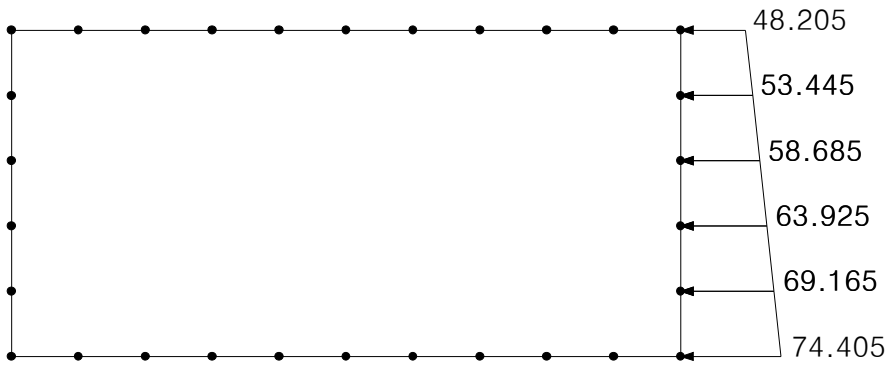
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



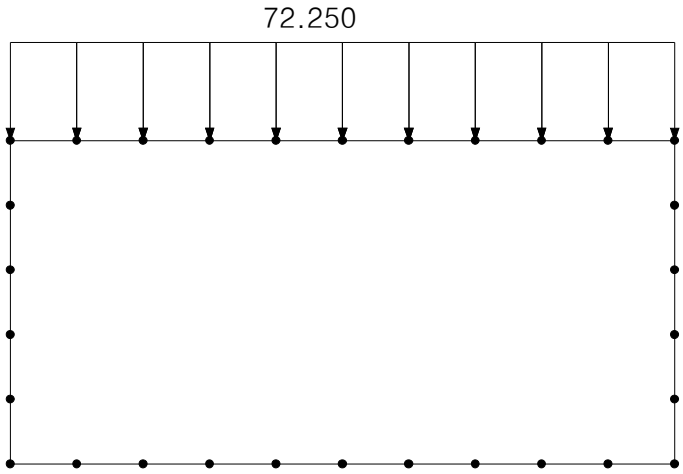
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



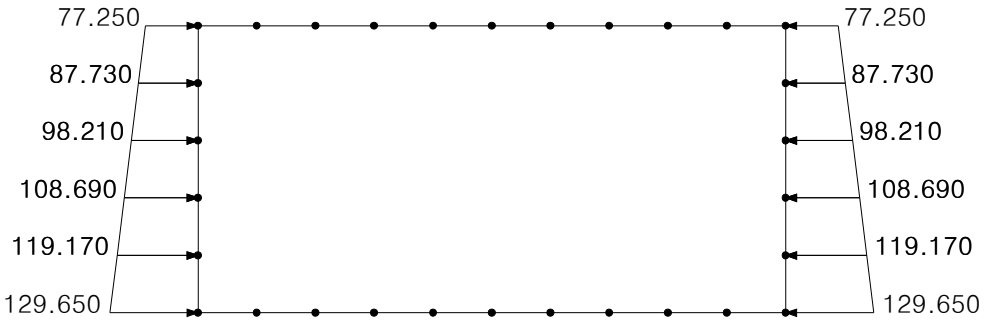
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



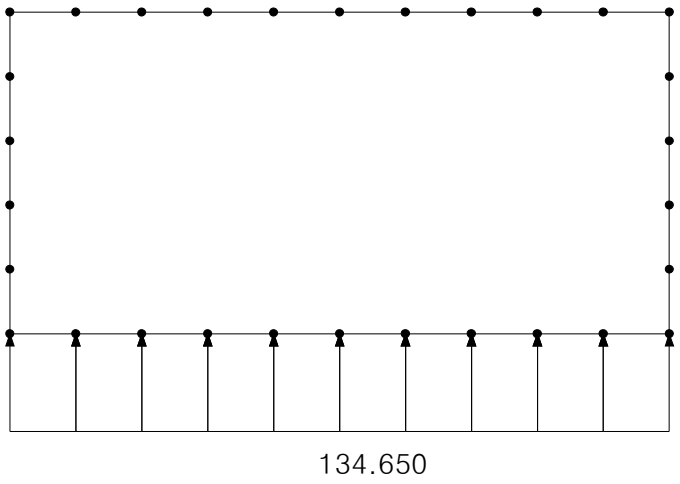
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

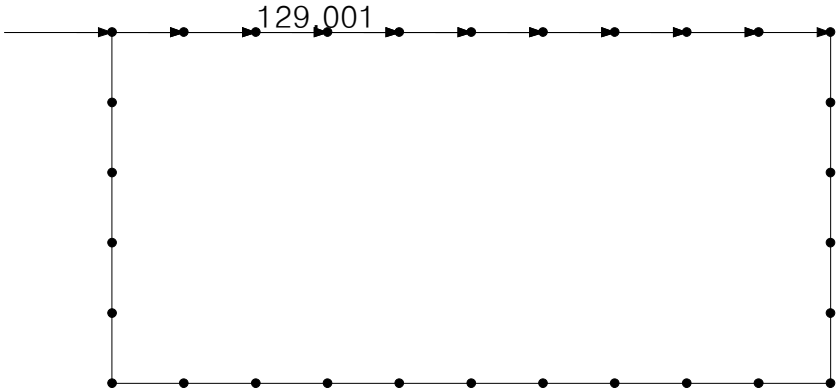


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

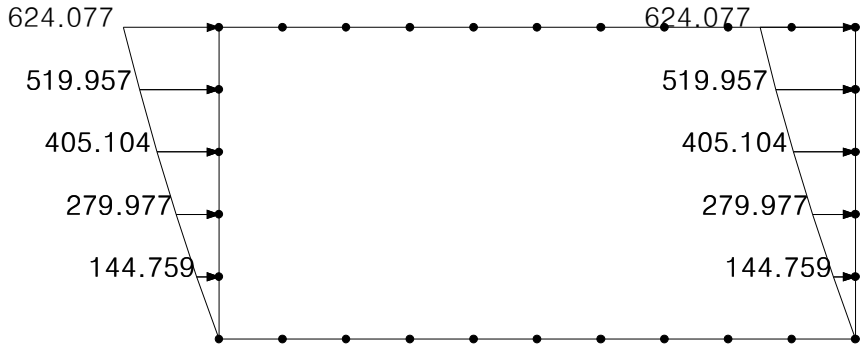


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

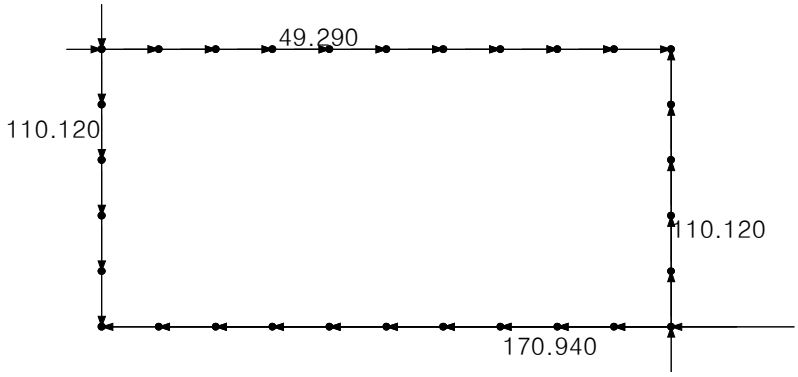
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



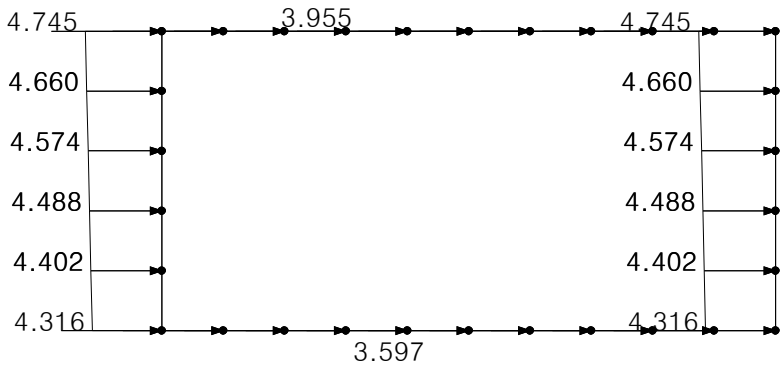
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

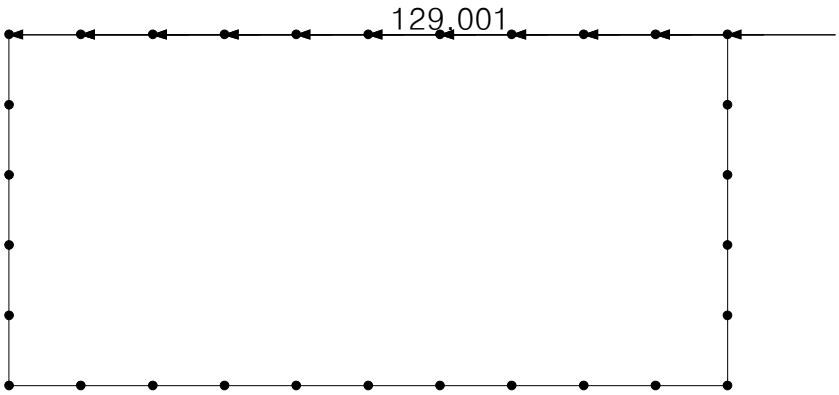


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

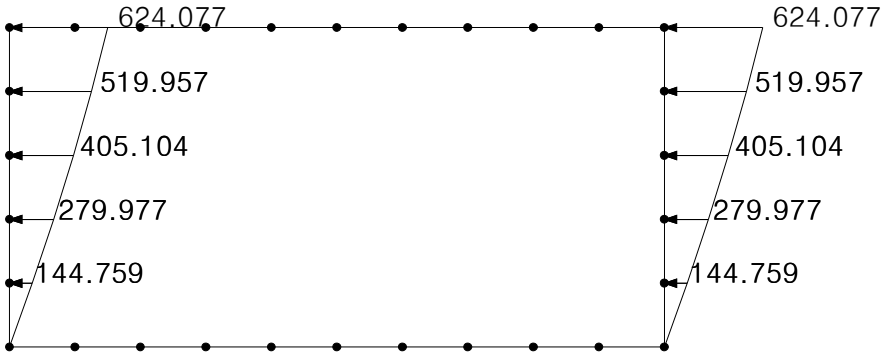


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

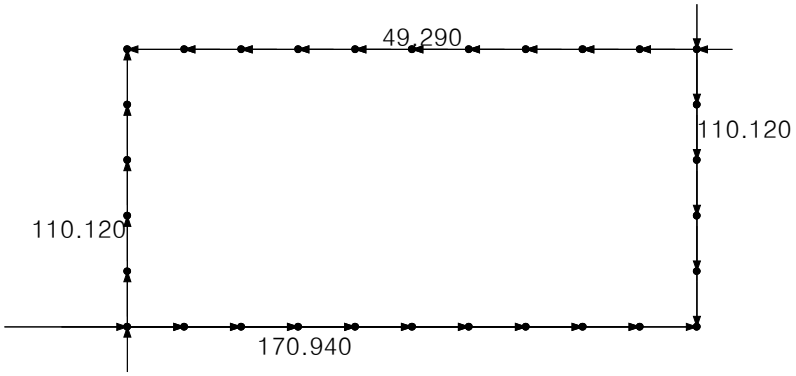
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



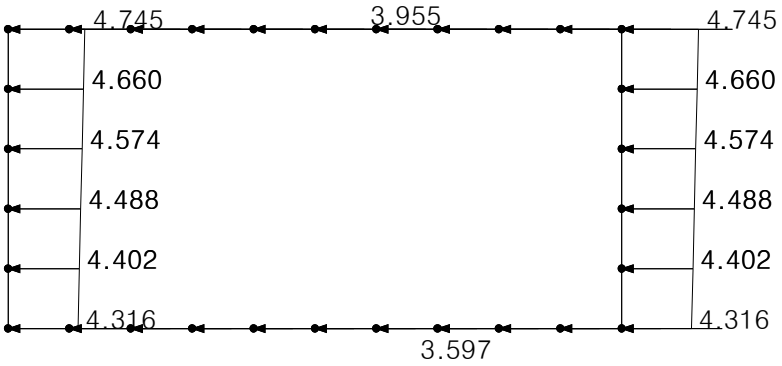
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 8.225 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

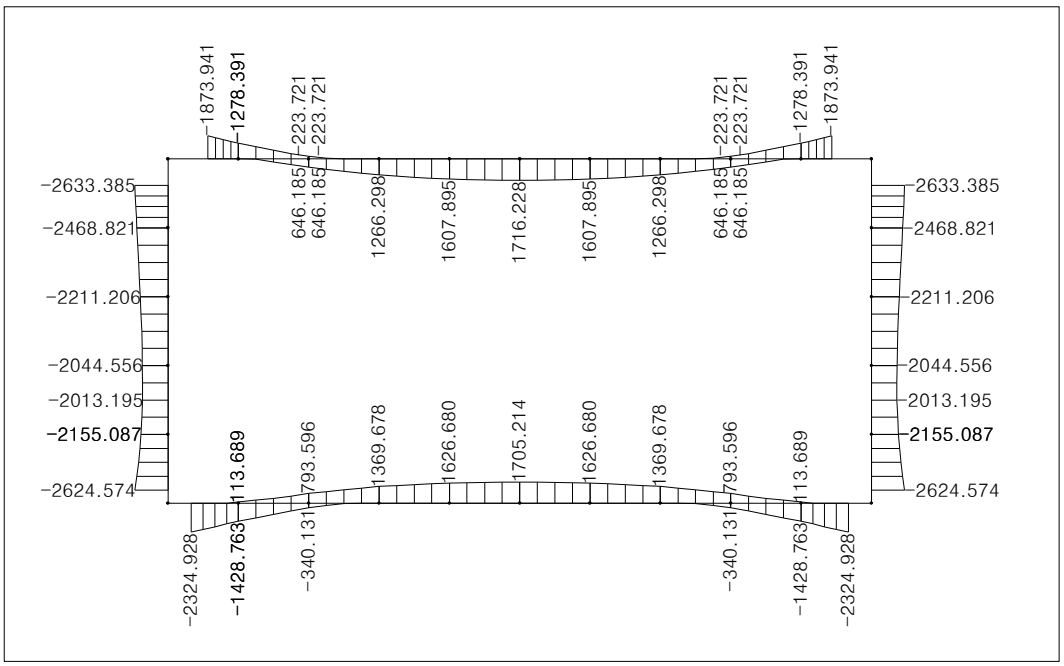
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

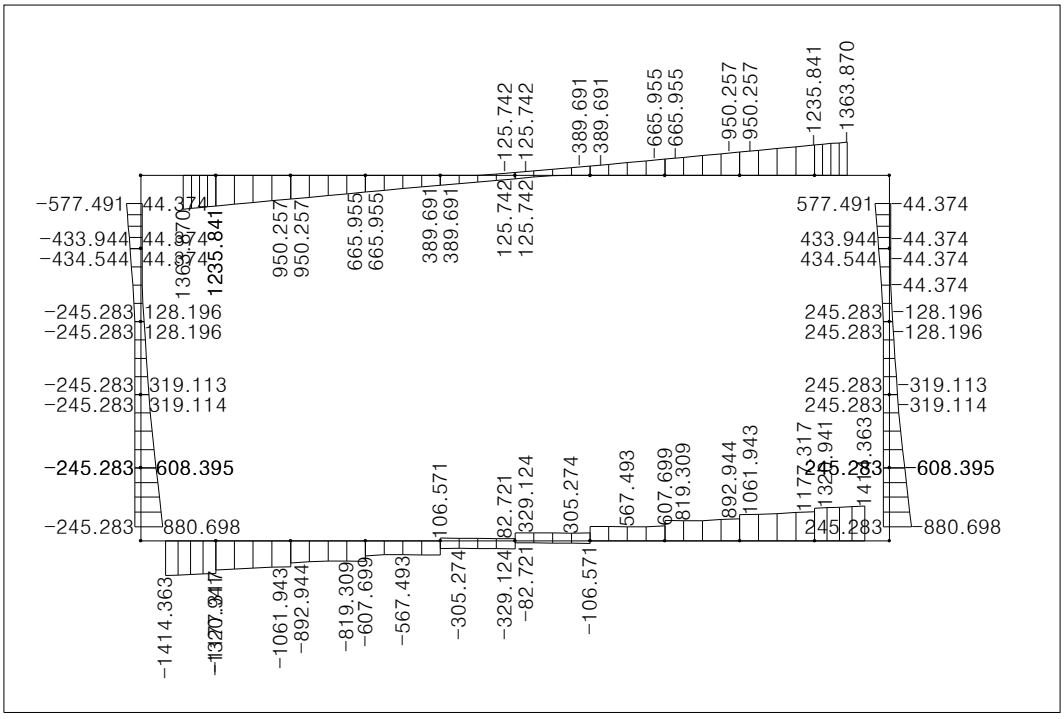
14. 단면력정리

14.1 상시

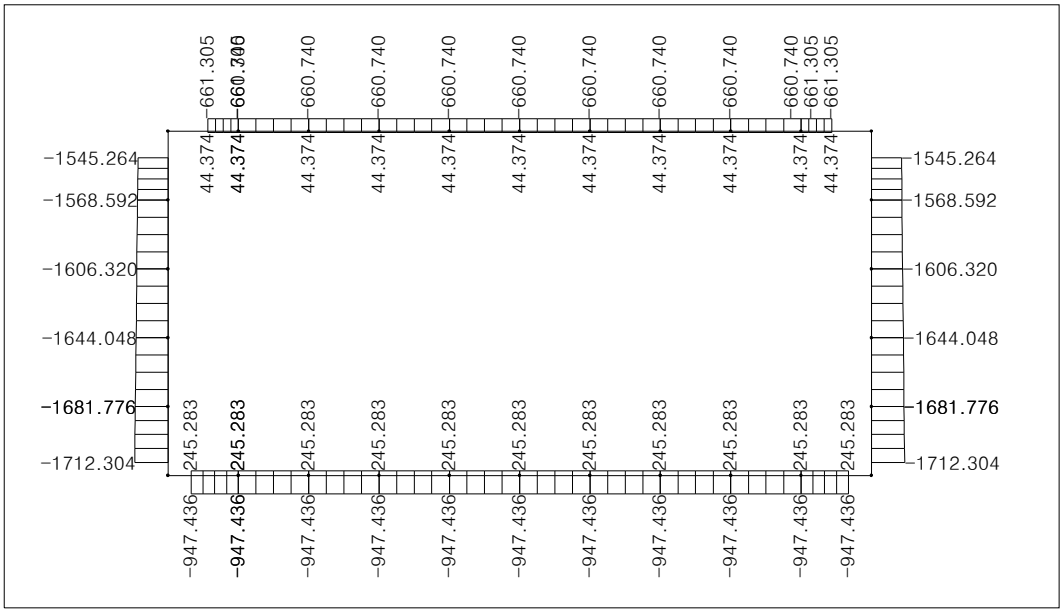
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



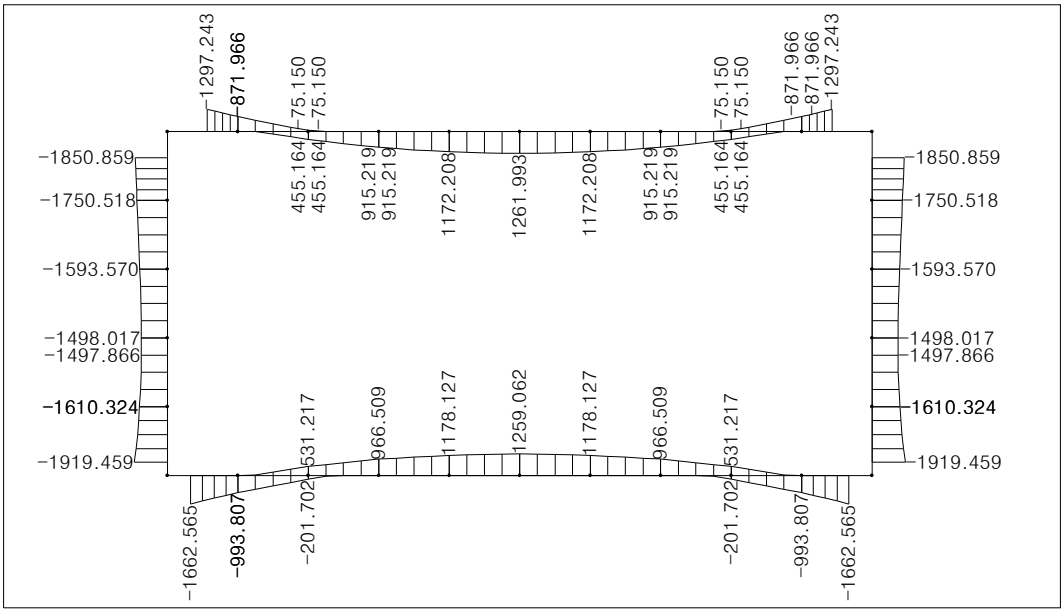
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

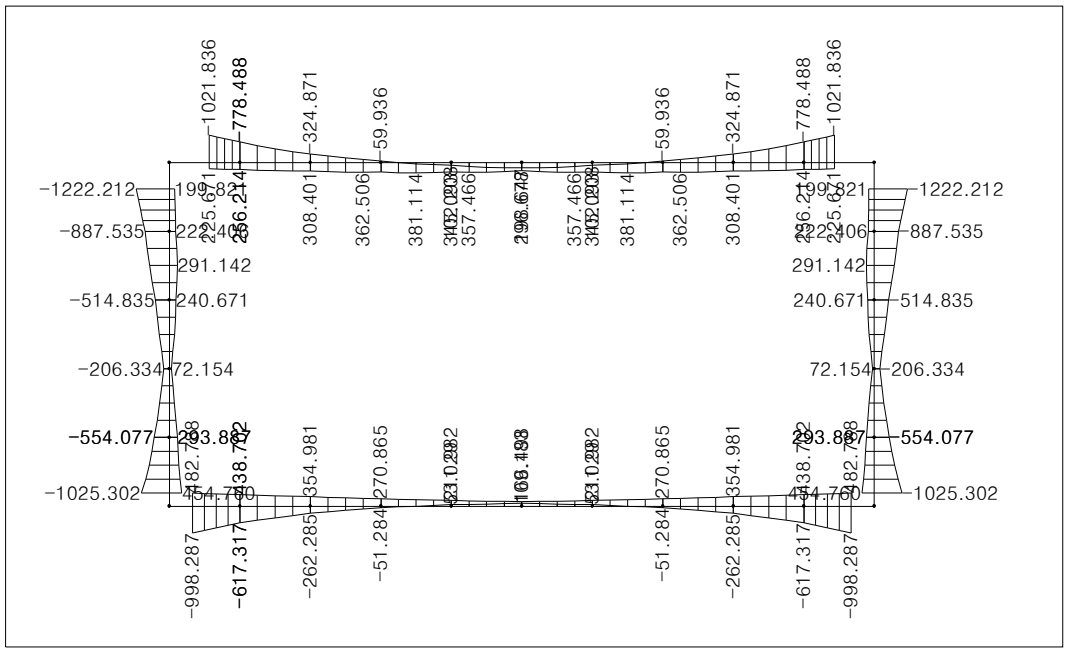


5) 단면력 정리

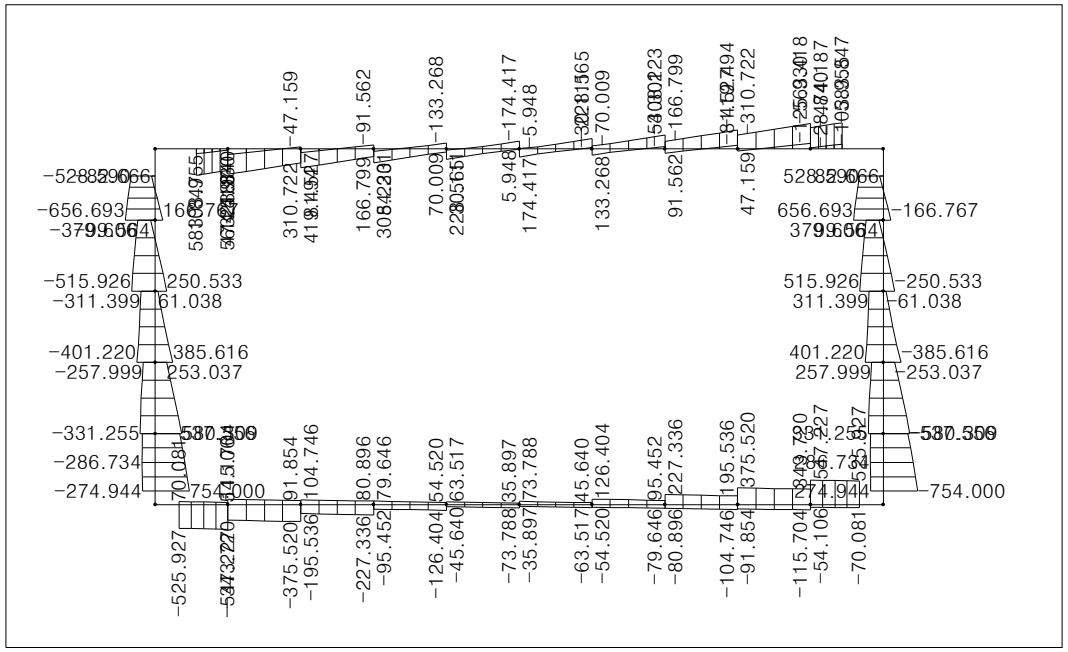
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1873.94	1116.55	661.31	1297.24	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	1116.55	661.31	0.00	1000.00	1000.00	
		중앙부	3	1716.23	125.74	660.74	1261.99	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	4	1873.94	1116.55	661.31	1297.24	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	5	0.00	1116.55	661.31	0.00	1000.00	1000.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	0.00	1119.42	947.44	0.00	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	7	2324.93	1119.42	947.44	1662.57	1000.00	1000.00	
		중앙부	8	1705.21	329.12	947.44	1259.06	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	9	0.00	1119.42	947.44	0.00	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	10	2324.93	1119.42	947.44	1662.57	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	2633.39	315.84	1545.26	1850.86	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	12	0.00	315.84	1545.26	0.00	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	13	2091.03	245.28	1625.18	1520.49	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	14	0.00	245.28	1625.18	0.00	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	15	2624.57	440.49	1712.30	1919.46	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	16	0.00	440.49	1712.30	0.00	1000.00	1200.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	2633.39	315.84	1545.26	1850.86	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	18	0.00	315.84	1545.26	0.00	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	19	2091.03	245.28	1625.18	1520.49	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	20	0.00	245.28	1625.18	0.00	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	21	2624.57	440.49	1712.30	1919.46	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	22	0.00	440.49	1712.30	0.00	1000.00	1200.00	

14.2 지진시(기능수행)

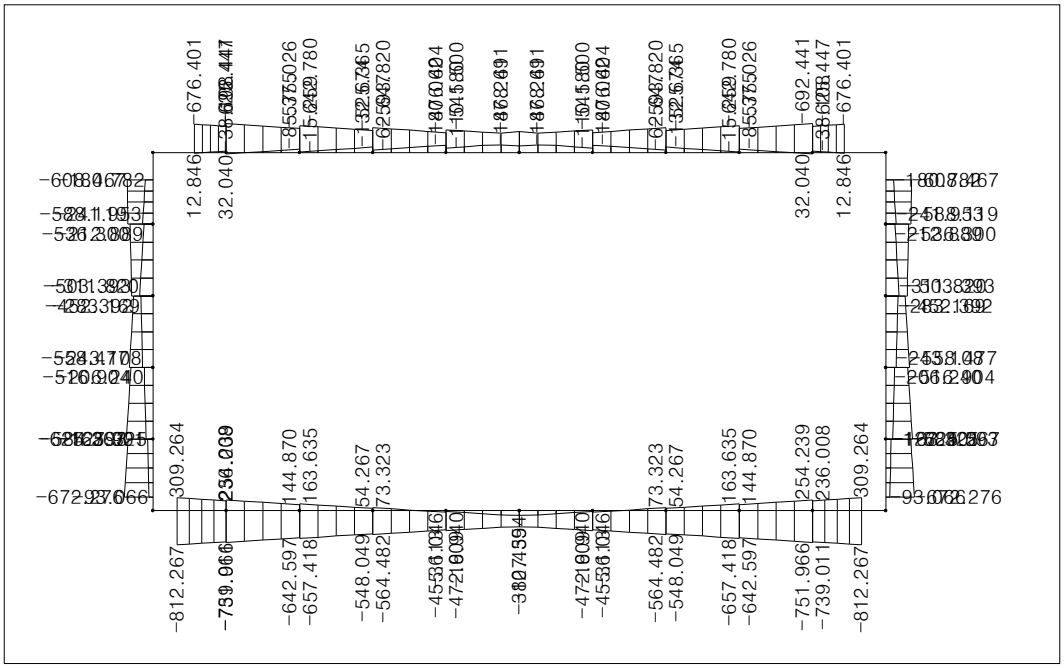
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



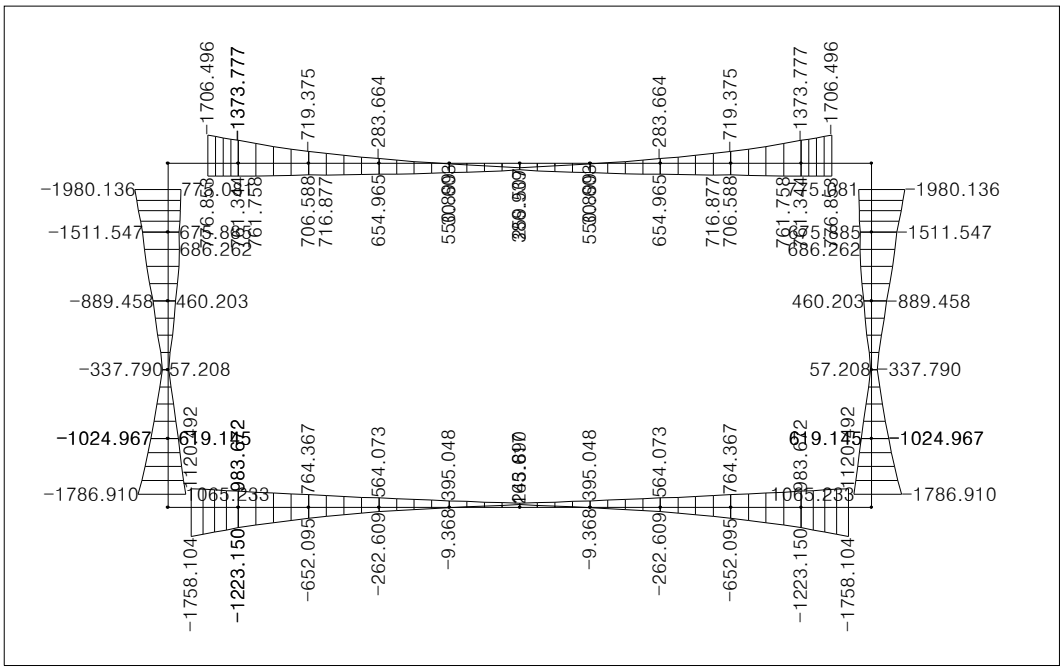
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1021.84	458.53	676.40	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	2	225.67	458.53	676.40	1000.00	1000.00	
		중앙부	3	296.68	174.42	497.77	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	4	1021.84	458.53	676.40	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	5	225.67	458.53	676.40	1000.00	1000.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	482.79	356.92	812.27	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	7	998.29	356.92	812.27	1000.00	1000.00	
		중앙부	8	166.50	73.79	382.46	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	9	482.79	356.92	812.27	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	10	998.29	356.92	812.27	1000.00	1000.00	

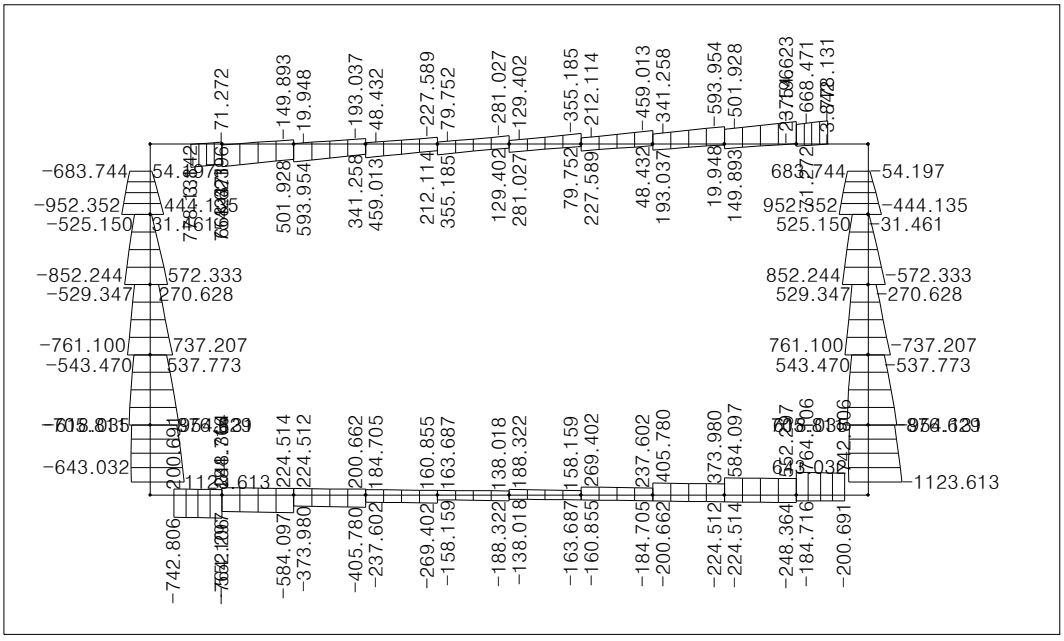
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	11	1222.21	462.38	608.47	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	12	199.82	462.38	608.47	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	13	364.55	344.91	528.07	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	14	190.81	344.91	528.07	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	15	1025.30	416.48	672.28	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	16	454.76	416.48	672.28	1000.00	1200.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	17	1222.21	462.38	608.47	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	18	199.82	462.38	608.47	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	19	364.55	344.91	528.07	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	20	190.81	344.91	528.07	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	21	1025.30	416.48	672.28	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	22	454.76	416.48	672.28	1000.00	1200.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

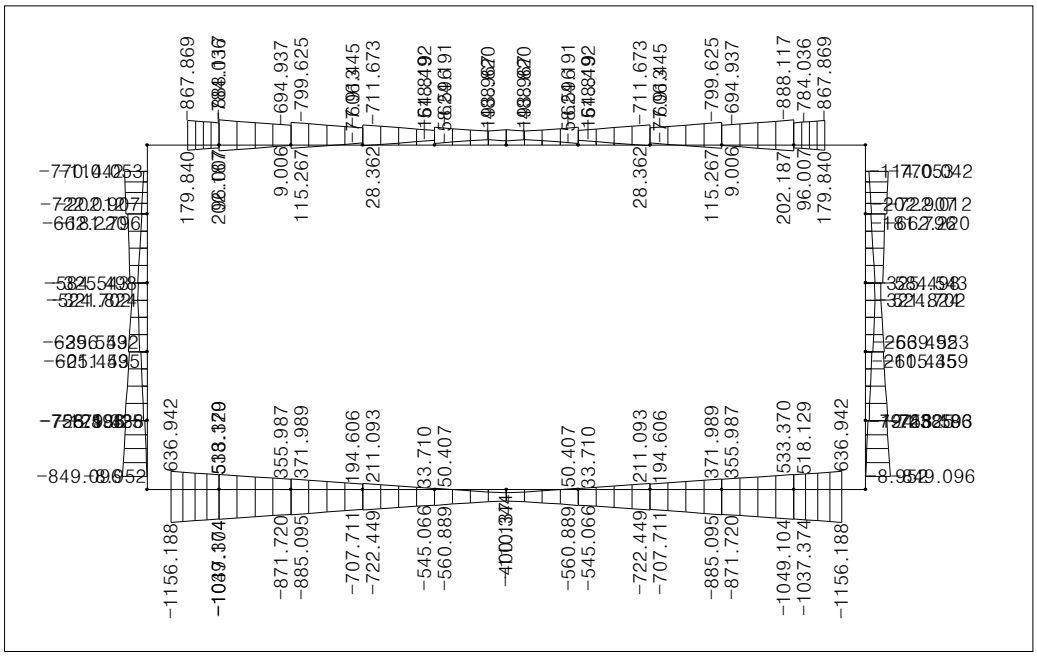
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1706.50	649.73	867.87	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	2	776.85	649.73	867.87	1000.00	1000.00	
		중앙부	3	386.94	281.03	537.12	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	4	1706.50	649.73	867.87	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	5	776.85	649.73	867.87	1000.00	1000.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	1120.49	565.50	1156.19	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	7	1758.10	565.50	1156.19	1000.00	1000.00	
		중앙부	8	243.89	188.32	400.14	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	9	1120.49	565.50	1156.19	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	10	1758.10	565.50	1156.19	1000.00	1000.00	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	11	1980.14	714.10	770.04	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	12	775.08	714.10	770.04	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	13	604.18	640.20	642.80	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	14	279.70	640.20	642.80	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	15	1786.91	750.08	849.10	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	16	1065.23	750.08	849.10	1000.00	1200.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	17	1980.14	714.10	770.04	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	18	775.08	714.10	770.04	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	19	604.18	640.20	642.80	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	20	279.70	640.20	642.80	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	21	1786.91	750.08	849.10	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	22	1065.23	750.08	849.10	1000.00	1200.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1873.94	-	-1706.50	-1021.84	-1873.94	
		좌측 (하면)	2	-	-	776.85	225.67	776.85	
		중앙부	3	1716.23	-	386.94	296.68	1716.23	
		우측 (상면)	4	-1873.94	-	-1706.50	-1021.84	-1873.94	
		우측 (하면)	5	-	-	776.85	225.67	776.85	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	1120.49	482.79	1120.49	
		좌측 (하면)	7	-2324.93	-	-1758.10	-998.29	-2324.93	
		중앙부	8	1705.21	-	243.89	166.50	1705.21	
		우측 (상면)	9	-	-	1120.49	482.79	1120.49	
		우측 (하면)	10	-2324.93	-	-1758.10	-998.29	-2324.93	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-2633.39	-	-1980.14	-1222.21	-2633.39	
		상부 (내측)	12	-	-	775.08	199.82	775.08	
		중앙부 (외측)	13	-2091.03	-	-604.18	-364.55	-2091.03	
		중앙부 (내측)	14	-	-	279.70	190.81	279.70	
		하부 (외측)	15	-2624.57	-	-1786.91	-1025.30	-2624.57	
		하부 (내측)	16	-	-	1065.23	454.76	1065.23	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-2633.39	-	-1980.14	-1222.21	-2633.39	
		상부 (내측)	18	-	-	775.08	199.82	775.08	
		중앙부 (외측)	19	-2091.03	-	-604.18	-364.55	-2091.03	
		중앙부 (내측)	20	-	-	279.70	190.81	279.70	
		하부 (외측)	21	-2624.57	-	-1786.91	-1025.30	-2624.57	
		하부 (내측)	22	-	-	1065.23	454.76	1065.23	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1116.55	-	649.73	458.53	1116.55	
		좌측 (하면)	2	1116.55	-	649.73	458.53	1116.55	
		중앙부	3	125.74	-	281.03	174.42	281.03	
		우측 (상면)	4	-1116.55	-	-649.73	-458.53	-1116.55	
		우측 (하면)	5	-1116.55	-	-649.73	-458.53	-1116.55	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-1119.42	-	-565.50	-356.92	-1119.42	
		좌측 (하면)	7	-1119.42	-	-565.50	-356.92	-1119.42	
		중앙부	8	-329.12	-	-188.32	-73.79	-329.12	
		우측 (상면)	9	1119.42	-	565.50	356.92	1119.42	
		우측 (하면)	10	1119.42	-	565.50	356.92	1119.42	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-315.84	-	-714.10	-462.38	-714.10	
		상부 (내측)	12	-315.84	-	-714.10	-462.38	-714.10	
		중앙부 (외측)	13	-245.28	-	-640.20	-344.91	-640.20	
		중앙부 (내측)	14	-245.28	-	-640.20	-344.91	-640.20	
		하부 (외측)	15	440.49	-	750.08	416.48	750.08	
		하부 (내측)	16	440.49	-	750.08	416.48	750.08	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	315.84	-	714.10	462.38	714.10	
		상부 (내측)	18	315.84	-	714.10	462.38	714.10	
		중앙부 (외측)	19	245.28	-	640.20	344.91	640.20	
		중앙부 (내측)	20	245.28	-	640.20	344.91	640.20	
		하부 (외측)	21	-440.49	-	-750.08	-416.48	-750.08	
		하부 (내측)	22	-440.49	-	-750.08	-416.48	-750.08	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-661.31	-	-867.87	-676.40	-867.87	
		좌측 (하면)	2	-661.31	-	-867.87	-676.40	-867.87	
		중앙부	3	-660.74	-	-537.12	-497.77	-660.74	
		우측 (상면)	4	-661.31	-	-867.87	-676.40	-867.87	
		우측 (하면)	5	-661.31	-	-867.87	-676.40	-867.87	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-947.44	-	-1156.19	-812.27	-1156.19	
		좌측 (하면)	7	-947.44	-	-1156.19	-812.27	-1156.19	
		중앙부	8	-947.44	-	-400.14	-382.46	-947.44	
		우측 (상면)	9	-947.44	-	-1156.19	-812.27	-1156.19	
		우측 (하면)	10	-947.44	-	-1156.19	-812.27	-1156.19	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1545.26	-	-770.04	-608.47	-1545.26	
		상부 (내측)	12	-1545.26	-	-770.04	-608.47	-1545.26	
		중앙부 (외측)	13	-1625.18	-	-642.80	-528.07	-1625.18	
		중앙부 (내측)	14	-1625.18	-	-642.80	-528.07	-1625.18	
		하부 (외측)	15	-1712.30	-	-849.10	-672.28	-1712.30	
		하부 (내측)	16	-1712.30	-	-849.10	-672.28	-1712.30	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1545.26	-	-770.04	-608.47	-1545.26	
		상부 (내측)	18	-1545.26	-	-770.04	-608.47	-1545.26	
		중앙부 (외측)	19	-1625.18	-	-642.80	-528.07	-1625.18	
		중앙부 (내측)	20	-1625.18	-	-642.80	-528.07	-1625.18	
		하부 (외측)	21	-1712.30	-	-849.10	-672.28	-1712.30	
		하부 (내측)	22	-1712.30	-	-849.10	-672.28	-1712.30	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1297.24	-	-	-	-1297.24	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	1261.99	-	-	-	1261.99	
		우측 (상면)	4	-1297.24	-	-	-	-1297.24	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-1662.57	-	-	-	-1662.57	
		중앙부	8	1259.06	-	-	-	1259.06	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-1662.57	-	-	-	-1662.57	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1850.86	-	-	-	-1850.86	
		상부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	13	-1520.49	-	-	-	-1520.49	
		중앙부 (내측)	14	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	15	-1919.46	-	-	-	-1919.46	
		하부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1850.86	-	-	-	-1850.86	
		상부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	19	-1520.49	-	-	-	-1520.49	
		중앙부 (내측)	20	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	21	-1919.46	-	-	-	-1919.46	
		하부 (내측)	22	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1038	1873.94	2377.80	5568.06	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.27
		좌측(하면)	1	1000	920	776.85	1867.80	2544.89	H32 - 8.0EA	6353.60	2.40
		중앙부	2	1000	920	1716.23	1867.80	5805.97	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
		우측(상면)	3	1000	1038	1873.94	2377.80	5568.06	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7166.00	1.27
		우측(하면)	3	1000	920	776.85	1867.80	2544.89	H32 - 8.0EA	6353.60	2.40
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	920	1120.49	1867.80	3712.70	H32 - 8.0EA	6353.60	1.67
		좌측(하면)	4	1000	867	2324.93	2539.17	8640.79	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.09
		중앙부	5	1000	920	1705.21	1867.80	5766.42	H32 - 8.0EA	6353.60	1.10
		우측(상면)	6	1000	920	1120.49	1867.80	3712.70	H32 - 8.0EA	6353.60	1.67
		우측(하면)	6	1000	867	2324.93	2539.17	8640.79	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.09
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1238	2633.39	4238.35	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7960.40	1.61
		상부(내측)	7	1000	1120	775.08	2691.01	-	H16 - 4.0EA	7960.40	3.47
		중앙부(외측)	8	1000	1100	2091.03	3278.43	-	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	6540.80	1.57
		중앙부(내측)	8	1000	1120	279.70	2943.50	-	H16 - 4.0EA	6540.80	10.52
		하부(외측)	9	1000	1067	2624.57	4433.13	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	10324.80	1.69
		하부(내측)	9	1000	1120	1065.23	1317.32	-	H16 - 4.0EA	10324.80	1.24
우측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1238	2633.39	4238.35	-	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7960.40	1.61
		상부(내측)	10	1000	1120	775.08	2691.01	-	H16 - 4.0EA	7960.40	3.47
		중앙부(외측)	11	1000	1100	2091.03	2988.52	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.43
		중앙부(내측)	11	1000	1120	279.70	2916.79	-	H16 - 4.0EA	5933.60	10.43
		하부(외측)	12	1000	1067	2624.57	4433.13	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	10324.80	1.69
		하부(내측)	12	1000	1120	1065.23	1317.32	-	H16 - 4.0EA	10324.80	1.24

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	566.2	1116.5	1258.69	2.00	315.67	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	2	597.6	281.0	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	3	566.2	1116.5	1258.69	2.00	315.67	H16	150	397.20	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	597.6	1119.4	1328.41	2.00	283.62	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	5	597.6	329.1	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	6	597.6	1119.4	1328.41	2.00	283.62	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	760.1	714.1	760.13	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	8	783.6	640.2	783.59	-	-	-	-	-	O.K
		하부	9	763.4	750.1	763.43	-	-	-	-	-	O.K
우측벽체	1층	상부	10	760.1	714.1	760.13	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	11	783.6	640.2	783.59	-	-	-	-	-	O.K
		하부	12	763.4	750.1	763.43	-	-	-	-	-	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1166.67	1038.38	100.00	1873.94	1116.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1066.67 - 146.938) / 146.938 = 0.01878

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5568.056\ mm^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.287]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00690

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1038.38 - a/2) = 2377.804 kN.m

≥ Mu (= 1873.941 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.269]

* 전단에 대한 검토 (d = 871.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 871.72 = 566.196 kN

< Vu (= 1116.547 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1116.547-566.196) x 150.00 / (400x871.72xΦ) x 1000 = 315.670 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 871.72 / 150.00 x 1000 = 923.322 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 871.72 / 1000 = 3019.714 kN ≥ 923.322 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (754.929 + 923.322) = 1258.688 kN ≥ 1116.547 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	776.85	1116.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2544.894\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.497]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 776.853 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.404]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1116.547 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1116.547-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 282.059 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 1116.547 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1716.23	281.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5805.970\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.094]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 1716.228 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.088]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

≥ Vu (= 281.027 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1166.67	1038.38	100.00	1873.94	1116.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1066.67 - 146.938) / 146.938 = 0.01878

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5568.056\ mm^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm), [사용률 = 1.287]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00690

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1038.38 - a/2) = 2377.804 kN.m

≥ Mu (= 1873.941 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.269]

* 전단에 대한 검토 (d = 871.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 871.72 = 566.196 kN

< Vu (= 1116.547 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1116.547-566.196) x 150.00 / (400x871.72xΦ) x 1000 = 315.670 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 871.72 / 150.00 x 1000 = 923.322 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 871.72 / 1000 = 3019.714 kN ≥ 923.322 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (754.929 + 923.322) = 1258.688 kN ≥ 1116.547 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	776.85	1116.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2544.894\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.497]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 776.853 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.404]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1116.547 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1116.547-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 282.059 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 1116.547 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1120.49	1119.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3712.705\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.711]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 1120.492 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.667]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1119.421 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1119.421-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 283.622 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 1119.421 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	866.67	100.00	2324.93	1119.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01082

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 8640.789\ mm^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.103]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01100

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (866.67 - a/2) = 2539.170 kN.m

≥ Mu (= 2324.928 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.092]

* 전단에 대한 검토 (d = 866.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 866.67 = 562.917 kN

< Vu (= 1119.421 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1119.421-562.917) x 150.00 / (400x866.67xΦ) x 1000 = 321.060 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 866.67 / 150.00 x 1000 = 917.973 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 866.67 / 1000 = 3002.221 kN ≥ 917.973 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (750.555 + 917.973) = 1251.397 kN ≥ 1119.421 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1705.21	329.12

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5766.424\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.102]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 1705.214 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.095]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

≥ Vu (= 329.124 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	1120.49	1119.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01819

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3712.705\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.711]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00691

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (920.00 - a/2) = 1867.797 kN.m

≥ Mu (= 1120.492 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.667]

* 전단에 대한 검토 (d = 920.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 920.00 = 597.558 kN

< Vu (= 1119.421 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1119.421-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 283.622 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 974.464 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 974.464 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 974.464) = 1328.406 kN ≥ 1119.421 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	866.67	100.00	2324.93	1119.42

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01082

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 8640.789\ mm^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.103]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01100

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (866.67 - a/2) = 2539.170 kN.m

≥ Mu (= 2324.928 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.092]

* 전단에 대한 검토 (d = 866.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 866.67 = 562.917 kN

< Vu (= 1119.421 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1119.421-562.917) x 150.00 / (400x866.67xΦ) x 1000 = 321.060 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 866.67 / 150.00 x 1000 = 917.973 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 866.67 / 1000 = 3002.221 kN ≥ 917.973 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (750.555 + 917.973) = 1251.397 kN ≥ 1119.421 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,367	100	1,238	1545.264	2633.385	1704.2

㉯ 철근비 검토

As = 7166.000 mm² (인장중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1366.7 x 1000.0 = 31365000.0 N

Cs = As x fy = 2866400.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (31365000.0 x 683.33 + 2866400.0 x 128.284 + 317760.0 x 1286.667) / 34549160.0

= 642.832 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 743.03 mm, ab = k1 x cb = 631.58 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 631575.384 = 14494.655 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pb = 14494.655 + 299.529 - 2866.400 = 11927.784 kN

Mb = Cc x 922.595 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7582.246 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 635.679 mm, e = Mu/Pu = 1704.165 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 281.57 mm, a = k1 x c = 239.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 239338.277 = 5492.813 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pn = 5492.813 + 299.529 - 2866.400 = 2925.942 kN

Mn = Cc x 1118.714 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4986.316 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1704.175)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1366.67 - 100.00 = 1266.667 mm

c = 281.574 mm, a = k1 x c = 239.338 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1266.67-281.57) / 281.57 = 0.01050

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24433.175 kN ≥ Pn = 2925.942 kN

ΦPn = 0.85 x 2925.942 = 2487.051 kN ≥ Pu = 1545.264 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.704 = 4238.345 kN.m ≥ Mu = 2633.385 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1071.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1071.72 = 760.128 kN

≥ Vu (= 714.095 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	80	1,120	1545.264	775.081	501.6

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 7166.000 mm² (압축중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2866400.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 317760.0 x 80.000 + 2866400.0 x 1071.716) / 30724160.0

= 638.631 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 2701.940 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 13109.040 + 2701.940 - 317.760 = 15493.220 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4962.755 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 320.318 mm, e = Mu/Pu = 501.585 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 243.83 mm, a = k1 x c = 207.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 207254.944 = 4756.501 kN

∑Csi = 1873.034 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 4756.501 + 1873.034 - 317.760 = 6311.775 kN

Mn = Cc x 1016.373 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3165.945 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=501.593)| = 0.0083 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 243.829 mm, a = k1 x c = 207.255 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-243.83) / 243.83 = 0.01078

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24433.175 kN ≥ Pn = 6311.775 kN

ΦPn = 0.85 x 6311.775 = 5365.008 kN ≥ Pu = 1545.264 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.502 = 2691.008 kN.m ≥ Mu = 775.081 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 794.373 kN

≥ Vu (= 714.095 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	100	1,100	1625.184	2091.029	1286.6

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 2298560.0 x 100.000 + 317760.0 x 1120.000) / 30156320.0

= 567.369 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 660.00 mm, ab = k1 x cb = 561.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 561000.000 = 12874.950 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 12874.950 + 299.529 - 2298.560 = 10875.919 kN

Mb = Cc x 819.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5773.478 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 530.850 mm, e = Mu/Pu = 1286.641 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 256.14 mm, a = k1 x c = 217.72 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 217722.845 = 4996.739 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4996.739 + 299.529 - 2298.560 = 2997.708 kN

Mn = Cc x 991.139 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3856.946 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1286.632)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 256.145 mm, a = k1 x c = 217.723 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-256.14) / 256.14 = 0.00988

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24004.967 kN ≥ Pn = 2997.708 kN

ΦPn = 0.85 x 2997.708 = 2548.052 kN ≥ Pu = 1625.184 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.287 = 3278.429 kN.m ≥ Mu = 2091.029 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1100.00 = 783.587 kN

≥ Vu (= 640.199 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	80	1,120	1625.184	279.699	172.1

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H32- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0055) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 317760.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1100.000) / 30156320.0

= 632.631 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 13109.040 + 2166.680 - 317.760 = 14957.960 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4881.957 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 326.379 mm, e = Mu/Pu = 172.103 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1010.82 mm, a = k1 x c = 859.20 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 859198.303 = 19718.601 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 51.482 kN

Pn = 19718.601 + 2166.680 - 51.482 = 21833.799 kN

Mn = Cc x 690.401 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3757.708 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=172.105)| = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 1010.822 mm, a = k1 x c = 859.198 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-1010.82) / 1010.82 = 0.00032

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24004.967 kN ≥ Pn = 21833.799 kN

ΦPn = 0.78 x 21833.799 = 17103.143 kN ≥ Pu = 1625.184 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.172 = 2943.501 kN.m ≥ Mu = 279.699 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 797.834 kN

≥ Vu (= 640.199 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	100	1,067	1712.304	2624.574	1532.8

㉯ 철근비 검토

As = 9530.400 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0086) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 3812160.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 3812160.0 x 133.333 + 317760.0 x 1120.000) / 31669920.0
= 549.044 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 640.00 mm, ab = k1 x cb = 544.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 544000.000 = 12484.800 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pb = 12484.800 + 299.529 - 3812.160 = 8972.169 kN

Mb = Cc x 794.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6486.963 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 723.010 mm, e = Mu/Pu = 1532.773 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 354.49 mm, a = k1 x c = 301.32 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 301318.359 = 6915.256 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pn = 6915.256 + 299.529 - 3812.160 = 3402.625 kN

Mn = Cc x 916.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5215.454 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1532.774)| = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 354.492 mm, a = k1 x c = 301.318 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-354.49) / 354.49 = 0.00631

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25146.373 kN ≥ Pn = 3402.625 kN

ΦPn = 0.85 x 3402.625 = 2892.231 kN ≥ Pu = 1712.304 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.533 = 4433.135 kN.m ≥ Mu = 2624.574 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1066.67 = 763.435 kN
≥ Vu (= 750.075 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	80	1,120	1712.304	1065.233	622.1

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 9530.400 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0086) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 3812160.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 317760.0 x 80.000 + 3812160.0 x 1066.667) / 31669920.0

= 650.956 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 13109.040 + 3593.437 - 317.760 = 16384.717 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5128.755 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 313.021 mm, e = Mu/Pu = 622.105 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 136.72 mm, a = k1 x c = 116.22 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 116215.477 = 2667.145 kN

∑Csi = 141.812 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 2667.145 + 141.812 - 317.760 = 2491.198 kN

Mn = Cc x 1061.892 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1549.778 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=622.102)| = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 136.724 mm, a = k1 x c = 116.215 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-136.72) / 136.72 = 0.02158

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25146.373 kN ≥ Pn = 2491.198 kN

ΦPn = 0.85 x 2491.198 = 2117.518 kN ≥ Pu = 1712.304 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.622 = 1317.319 kN.m ≥ Mu = 1065.233 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 801.606 kN

≥ Vu (= 750.075 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,367	100	1,238	1545.264	2633.385	1704.2

㉯ 철근비 검토

As = 7166.000 mm² (인장중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1366.7 x 1000.0 = 31365000.0 N

Cs = As x fy = 2866400.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (31365000.0 x 683.33 + 2866400.0 x 128.284 + 317760.0 x 1286.667) / 34549160.0
= 642.832 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 743.03 mm, ab = k1 x cb = 631.58 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 631575.384 = 14494.655 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pb = 14494.655 + 299.529 - 2866.400 = 11927.784 kN

Mb = Cc x 922.595 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7582.246 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 635.679 mm, e = Mu/Pu = 1704.165 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 281.57 mm, a = k1 x c = 239.34 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 239338.277 = 5492.813 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pn = 5492.813 + 299.529 - 2866.400 = 2925.942 kN

Mn = Cc x 1118.714 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4986.316 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1704.175)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1366.67 - 100.00 = 1266.667 mm

c = 281.574 mm, a = k1 x c = 239.338 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1266.67-281.57) / 281.57 = 0.01050

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24433.175 kN ≥ Pn = 2925.942 kN

ΦPn = 0.85 x 2925.942 = 2487.051 kN ≥ Pu = 1545.264 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.704 = 4238.345 kN.m ≥ Mu = 2633.385 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1071.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1071.72 = 760.128 kN
≥ Vu (= 714.095 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	80	1,120	1545.264	775.081	501.6

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 7166.000 mm² (압축중심 = 128.28 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2866400.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 317760.0 x 80.000 + 2866400.0 x 1071.716) / 30724160.0

= 638.631 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 2701.940 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 13109.040 + 2701.940 - 317.760 = 15493.220 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4962.755 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 320.318 mm, e = Mu/Pu = 501.585 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 243.83 mm, a = k1 x c = 207.25 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 207254.944 = 4756.501 kN

∑Csi = 1873.034 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 4756.501 + 1873.034 - 317.760 = 6311.775 kN

Mn = Cc x 1016.373 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3165.945 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=501.593)| = 0.0083 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 243.829 mm, a = k1 x c = 207.255 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-243.83) / 243.83 = 0.01078

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 24433.175 kN ≥ Pn = 6311.775 kN

ΦPn = 0.85 x 6311.775 = 5365.008 kN ≥ Pu = 1545.264 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.502 = 2691.008 kN.m ≥ Mu = 775.081 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 794.373 kN

≥ Vu (= 714.095 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	100	1,100	1625.184	2091.029	1286.6

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0049) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 1120.000) / 29913440.0

= 571.163 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 660.00 mm, ab = k1 x cb = 561.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 561000.000 = 12874.950 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 12874.950 + 299.529 - 2055.680 = 11118.799 kN

Mb = Cc x 819.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5617.771 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 505.250 mm, e = Mu/Pu = 1286.641 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 230.44 mm, a = k1 x c = 195.88 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 195876.551 = 4495.367 kN

∑Csi = 292.939 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 4495.367 + 292.939 - 2055.680 = 2732.626 kN

Mn = Cc x 1002.062 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3515.920 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1286.645)| = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 230.443 mm, a = k1 x c = 195.877 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-230.44) / 230.44 = 0.01132

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23821.811 kN ≥ Pn = 2732.626 kN

ΦPn = 0.85 x 2732.626 = 2322.732 kN ≥ Pu = 1625.184 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.287 = 2988.524 kN.m ≥ Mu = 2091.029 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1100.00 = 783.587 kN

≥ Vu (= 640.199 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	80	1,120	1625.184	279.699	172.1

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0049) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 1100.000) / 29913440.0

= 628.837 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 13109.040 + 1937.735 - 317.760 = 14729.015 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4830.849 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 327.982 mm, e = Mu/Pu = 172.103 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1012.36 mm, a = k1 x c = 860.51 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 860505.676 = 19748.605 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 50.679 kN

Pn = 19748.605 + 1937.735 - 50.679 = 21635.661 kN

Mn = Cc x 689.747 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3723.590 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=172.104)| = 0.0013 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 1012.360 mm, a = k1 x c = 860.506 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-1012.36) / 1012.36 = 0.00032

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 23821.811 kN ≥ Pn = 21635.661 kN

ΦPn = 0.78 x 21635.661 = 16947.935 kN ≥ Pu = 1625.184 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.172 = 2916.789 kN.m ≥ Mu = 279.699 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 797.834 kN

≥ Vu (= 640.199 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	100	1,067	1712.304	2624.574	1532.8

㉯ 철근비 검토

As = 9530.400 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0086) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 3812160.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 3812160.0 x 133.333 + 317760.0 x 1120.000) / 31669920.0
= 549.044 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 640.00 mm, ab = k1 x cb = 544.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 544000.000 = 12484.800 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pb = 12484.800 + 299.529 - 3812.160 = 8972.169 kN

Mb = Cc x 794.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6486.963 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 723.010 mm, e = Mu/Pu = 1532.773 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 354.49 mm, a = k1 x c = 301.32 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 301318.359 = 6915.256 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pn = 6915.256 + 299.529 - 3812.160 = 3402.625 kN

Mn = Cc x 916.007 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5215.454 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1532.774)| = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 354.492 mm, a = k1 x c = 301.318 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-354.49) / 354.49 = 0.00631

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25146.373 kN ≥ Pn = 3402.625 kN

ΦPn = 0.85 x 3402.625 = 2892.231 kN ≥ Pu = 1712.304 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.533 = 4433.135 kN.m ≥ Mu = 2624.574 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1066.67 = 763.435 kN
≥ Vu (= 750.075 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,200	80	1,120	1712.304	1065.233	622.1

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 9530.400 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0086) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1200.0 x 1000.0 = 27540000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 3812160.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 317760.0 x 80.000 + 3812160.0 x 1066.667) / 31669920.0

= 650.956 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 672.00 mm, ab = k1 x cb = 571.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 571200.000 = 13109.040 kN, ∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 13109.040 + 3593.437 - 317.760 = 16384.717 kN

Mb = Cc x 834.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5128.755 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 313.021 mm, e = Mu/Pu = 622.105 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 136.72 mm, a = k1 x c = 116.22 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 116215.477 = 2667.145 kN

∑Csi = 141.812 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 2667.145 + 141.812 - 317.760 = 2491.198 kN

Mn = Cc x 1061.892 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1549.778 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=622.102)| = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 136.724 mm, a = k1 x c = 116.215 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-136.72) / 136.72 = 0.02158

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25146.373 kN ≥ Pn = 2491.198 kN

ΦPn = 0.85 x 2491.198 = 2117.518 kN ≥ Pu = 1712.304 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.622 = 1317.319 kN.m ≥ Mu = 1065.233 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1120.00 = 801.606 kN

≥ Vu (= 750.075 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

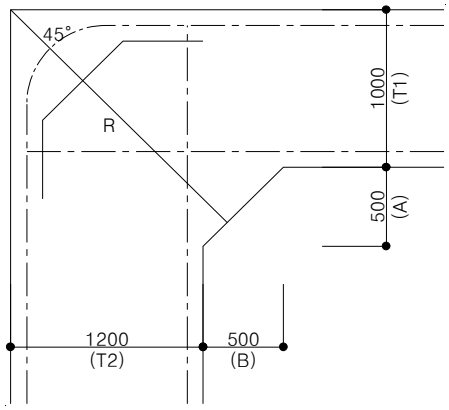
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1850.859 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1850.859 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1909.188 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1850.86 \times 10^{}}{1909.188^2 \times 1000} = 2.539 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1850.86 \times 10^{}}{1909.188 \times 180} = 10771.646 \text{ r}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10771.646 mm² - 2569.600 mm²

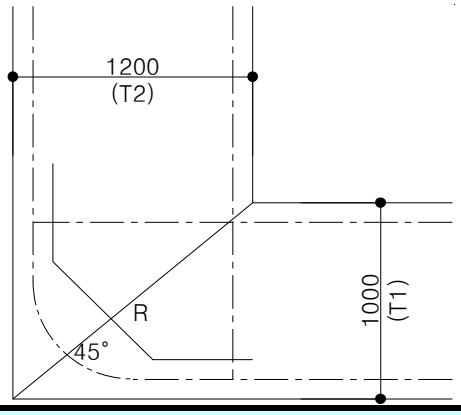
= 8202.046 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 8202.046 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1919.459 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1919.459 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1919.46 \times 10^{}}{1562.050^2 \times 1000} = 3.933 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1919.46 \times 10^{}}{1562.050 \times 180} = 13653.419$$ r

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 13653.419 mm² - 3176.800 mm²

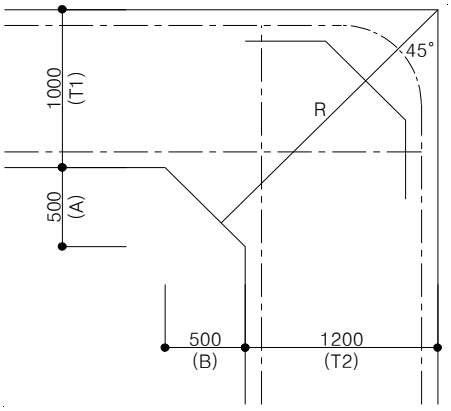
= 10476.619 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 4EA, H25 - 4EA

∴ Total As = 10950.000 mm² > Req'd As (= 10476.619 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1850.859 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1850.859 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$= 1909.188$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1850.86 \times 10^{}}{1909.188^2 \times 1000} = 2.539 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1850.86 \times 10^{}}{1909.188 \times 180} = 10771.646$$ r

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10771.646 mm² - 2569.600 mm²

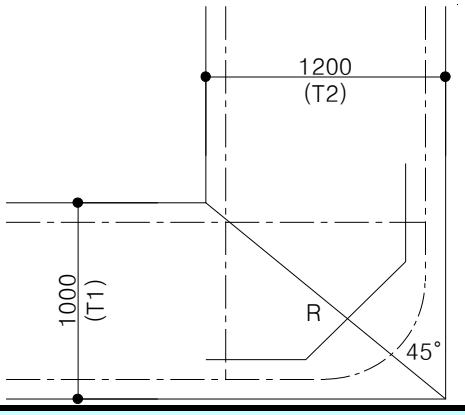
= 8202.046 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 8202.046 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1919.459 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1919.459 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1919.46 \times 10^{}}{1562.050^2 \times 1000} = 3.933 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1919.46 \times 10^{}}{1562.050 \times 180} = 13653.419$$ r

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 13653.419 mm² - 3176.800 mm²

= 10476.619 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H29 - 4EA, H25 - 4EA

∴ Total As = 10950.000 mm² > Req'd As (= 10476.619 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1038	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	335.081	O.K	2.681
		좌측 (하면)	1	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	920	H32 - 8.0EA	125	283.164	O.K	2.265
		우측 (상면)	3	1038	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	335.081	O.K	2.681
		우측 (하면)	3	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	255.502	O.K	2.044
		중앙부	5	920	H32 - 8.0EA	125	284.195	O.K	2.274
		우측 (상면)	6	920	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	867	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	255.502	O.K	2.044
좌측벽체	1층	상부	7	1238	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	248.242	O.K	1.986
		상부	7	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	1100	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	192.123	O.K	1.537
		중앙부	8	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1067	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	291.114	O.K	2.329
		하부	9	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

우측벽체	1층	상부	10	1238	H29 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	248.242	O.K	1.986
		상부	10	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	1100	H29 - 8.0EA	125	147.340	O.K	1.179
		중앙부	11	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1067	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	291.114	O.K	2.329
		하부	12	1120	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1297.243 x 1000000 / [7166.000 x (1038.382 - 276.474/3)]
= 191.316 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1038.4/(7x7166.000)]
= 276.474 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 191.32) - 2.5 x 85.50 = 335.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 191.32) = 439.07 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 335.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 335.08 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1261.993 x 1000000 / [6353.600 x (920.000 - 245.029/3)]
= 236.933 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x6353.600)]
= 245.029 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 236.93) - 2.5 x 64.00 = 283.16 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 236.93) = 354.53 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 283.16 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.16 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1297.243 x 1000000 / [7166.000 x (1038.382 - 276.474/3)]

= 191.316 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1038.4/(7x7166.000)]

= 276.474 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 191.32) - 2.5 x 85.50 = 335.08 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 191.32) = 439.07 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 335.08 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 335.08 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1662.565 x 1000000 / [9530.400 x (866.667 - 279.822/3)]

= 225.563 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x866.7/(7x9530.400)]

= 279.822 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 225.56) - 2.5 x 84.00 = 255.50 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 225.56) = 372.40 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 255.50 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 255.50 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1259.062 x 1000000 / [6353.600 x (920.000 - 245.029/3)]

= 236.383 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x6353.600)]

= 245.029 mm

사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 236.38) - 2.5 x 64.00 = 284.20 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 236.38) = 355.36 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 284.20 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 284.20 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1662.565 x 1000000 / [9530.400 x (866.667 - 279.822/3)]

= 225.563 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x866.7/(7x9530.400)]

= 279.822 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 225.56) - 2.5 x 84.00 = 255.50 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 225.56) = 372.40 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 255.50 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 255.50 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1850.859 x 1000000 / [7166.000 x (1238.383 - 305.866/3)]

= 227.277 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1238.4/(7x7166.000)]

= 305.866 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 227.28) - 2.5 x 85.50 = 248.24 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 227.28) = 369.59 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 248.24 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.24 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1520.490 x 1000000 / [5746.400 x (1100.000 - 259.963/3)]

= 261.114 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x5746.400)]

= 259.963 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 261.11) - 2.5 x 84.00 = 192.12 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 261.11) = 321.70 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 192.12 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 192.12 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1919.459 x 1000000 / [9530.400 x (1066.667 - 316.395/3)]

= 209.533 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1066.7/(7x9530.400)]

= 316.395 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 209.53) - 2.5 x 84.00 = 291.11 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 209.53) = 400.89 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 291.11 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.11 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1850.859 x 1000000 / [7166.000 x (1238.383 - 305.866/3)]

= 227.277 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1238.4/(7x7166.000)]

= 305.866 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 128.3 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 227.28) - 2.5 x 85.50 = 248.24 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 227.28) = 369.59 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 248.24 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.24 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1520.491 x 1000000 / [5139.200 x (1100.000 - 247.641/3)]

= 290.786 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x5139.200)]

= 247.641 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 290.79) - 2.5 x 85.50 = 147.34 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 290.79) = 288.87 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 147.34 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 147.34 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1919.459 x 1000000 / [9530.400 x (1066.667 - 316.395/3)]

= 209.533 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1066.7/(7x9530.400)]

= 316.395 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 209.53) - 2.5 x 84.00 = 291.11 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 209.53) = 400.89 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 291.11 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.11 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.600 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.00 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.600 / 28

T = 0.379 m < 1.000 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

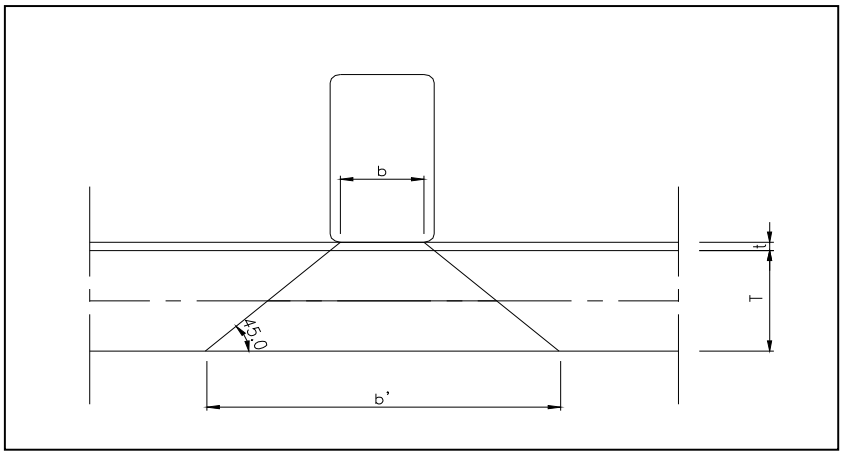
1) 고정하중

- 구체자중 = 850.650 / 11.800 = 72.089 kN/m²
- 상부연직하중 = 156.435 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 12.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

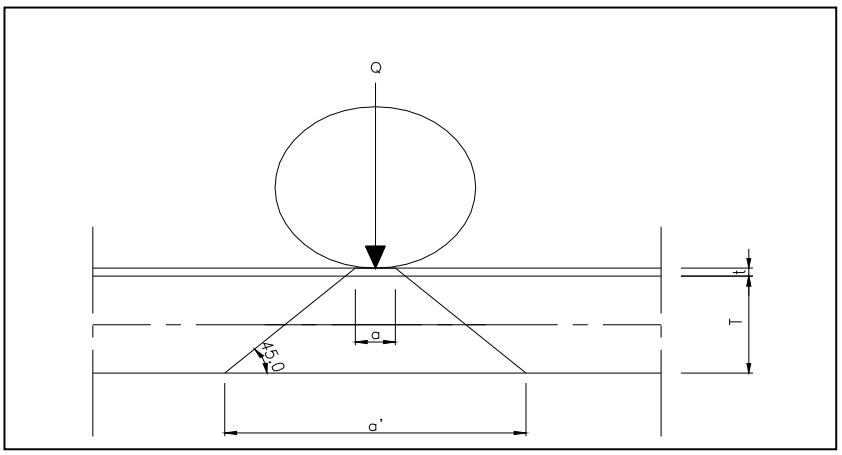


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1000 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.000 + 0.040) × cot 45°

= 2.580 m



a' = 0.200 + 2 × (1.000 + 0.040) × cot 45°

= 2.280 m

Qz = 96.0 / (2.580 × 2.280) 16.320 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 72.09 + 156.44 + 12.00 + 0.92 + 16.32

= 257.764 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 818.20 kN/m² ≥ Qmax = 257.764 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.800	×	1.000	×	25.000			=	295.000	kN/m
- 하부슬래브	:	11.800	×	1.000	×	25.000			=	295.000	kN/m
- 벽체	:	1.200	×	2.970	×	25.000	×	2	=	178.200	kN/m
	:	1.200	×	2.970	×	25.000	×	2	=	178.200	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.400	×	0.040	×	23.000			=	6.808	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.800	×	1.000	×	19.000			=	224.200	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.800	×	7.201	×	10.000			=	849.718	kN/m
- 수직수압	:	11.800	×	7.201	×	10.000			=	849.718	kN/m
							∴ Σ		=	2883.094	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 7.201 \times 19.000 + 7.201^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 144.165$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 144.165 = 147.623 kN/m

(3) 저항력

R = 2883.094 + 147.623 = 3030.717 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 11.800 × 15.141 × 10.000

= 1786.638 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 3030.717 / 1786.638

= 1.696 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -13.7 m (보링주상도 NBB-6 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.800	×	1.000	×	25.000			=	295.000	kN/m
- 하부슬래브	:	11.800	×	1.000	×	25.000			=	295.000	kN/m
- 벽체	:	1.200	×	2.970	×	25.000	×	2	=	178.200	kN/m
	:	1.200	×	2.970	×	25.000	×	2	=	178.200	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.400	×	0.040	×	23.000			=	6.808	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.800	×	13.700	×	19.000			=	3071.540	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.800	×	-5.499	×	10.000			=	-648.882	kN/m
- 수직수압	:	11.800	×	-5.499	×	10.000			=	-648.882	kN/m
							∴ Σ		=	2733.234	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 13.700^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 648.979$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 13.700 \times -5.499 \times 19.000 + -5.499^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -465.953$ kN/m

∴ Σ = 648.979 + -465.953 = 183.026 kN/m

(3) 저항력

R = 2733.234 + 183.026 = 2916.260 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 11.800 × 2.441 × 10.000

= 288.038 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2916.260 / 288.038

= 10.125 > 1.20 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{295.000}{11.800 \times 10.000 \times 1.100} = 2.273 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.273 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{473.200}{11.800 \times 10.000 \times 1.100} = 3.646 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.646 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{479.450}{11.800 \times 10.000 \times 1.100} = 3.694 \text{ m}$$

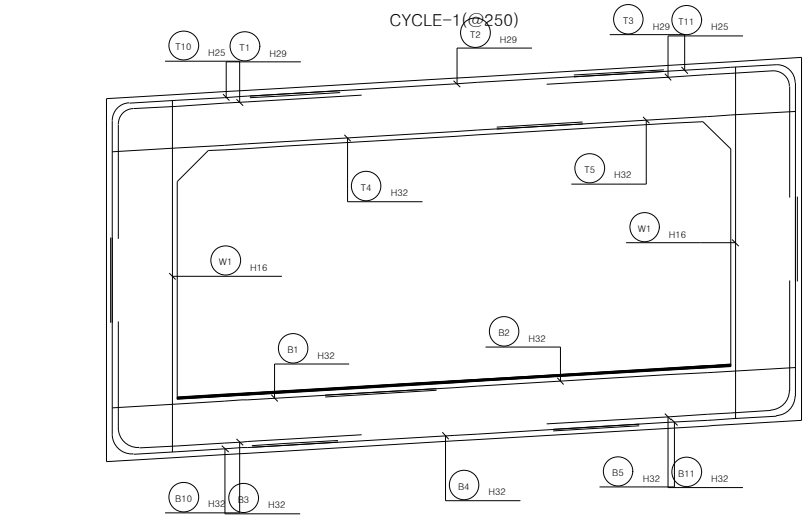
∴ 구조물 저면으로 부터 3.694 m 이하유지

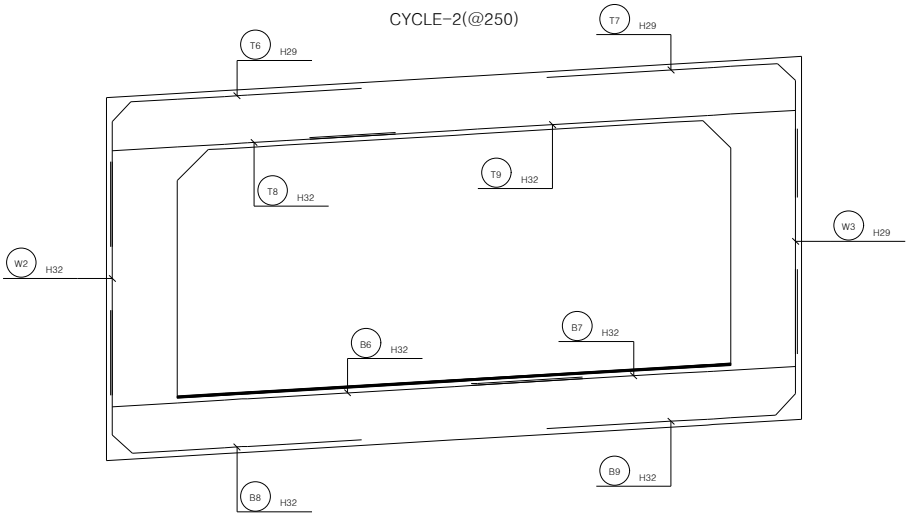
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{952.650}{11.800 \times 10.000 \times 1.100} = 7.339 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 7.339 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
T10 H25
T1 H29
T2 H29
T3 H29
T11 H25
T4 H32
T5 H32
W1 H16
W1 H16
B1 H32
B2 H32
B10 H32
B3 H32
B4 H32
B5 H32
B11 H32


CYCLE-2(@250)
T6 H29
T7 H29
T8 H32
T9 H32
W2 H32
W3 H29
B6 H32
B7 H32
B8 H32
B9 H32

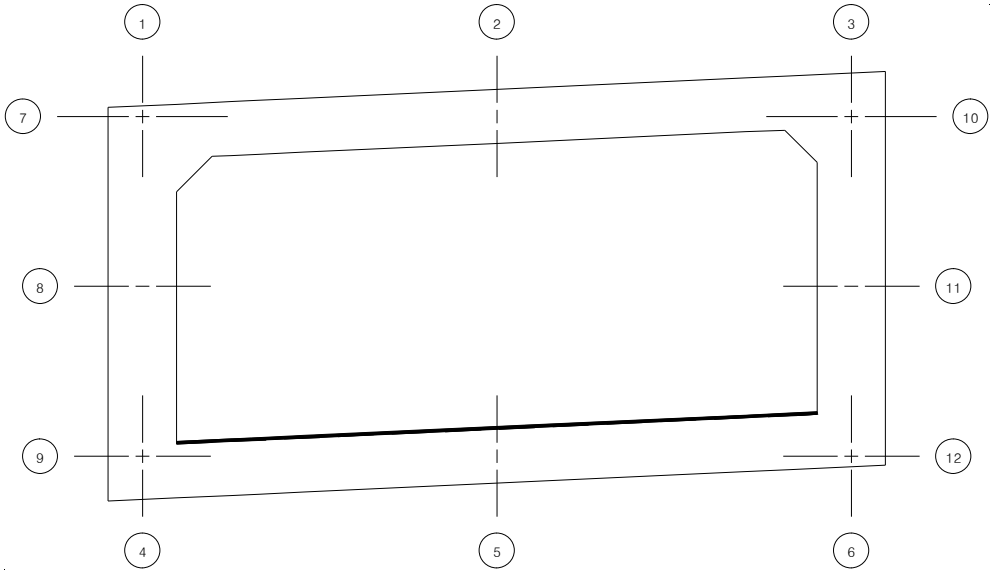
Ramp B BOX 구조계산서

▣ STA. 8K+300.000 (BLOCK6 : B6)
▣ 토 피(FH)= 4.79 m　　▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건: 토사
▣ 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	189.564	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	1051.08	1710.937	1.628	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	833	1254.97	1377.85	4656.00	H29 - 8.0EA	5139.20	1.10
		좌측(하면)	1	1000	720	322.83	1193.61	1340.51	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	3.70
		중앙부	2	1000	720	1066.84	1193.61	4615.87	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.12
		우측(상면)	3	1000	833	1254.97	1377.85	4656.00	H29 - 8.0EA	5139.20	1.10
		우측(하면)	3	1000	720	322.83	1193.61	1340.51	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	3.70
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	720	422.62	1179.82	1764.06	H29 - 8.0EA	5139.20	2.79
		좌측(하면)	4	1000	676	1559.34	1717.53	7514.47	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.10
		중앙부	5	1000	720	1095.51	1179.82	4747.98	H29 - 8.0EA	5139.20	1.08
		우측(상면)	6	1000	720	422.62	1179.82	1764.06	H29 - 8.0EA	5139.20	2.79
		우측(하면)	6	1000	676	1559.34	1717.53	7514.47	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.10
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1067	1761.14	2518.24	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.43
		상부(내측)	7	1000	920	359.24	2526.79	-	H16 - 4.0EA	5933.60	7.03
		중앙부(외측)	8	1000	900	1424.12	2175.58	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.53
		중앙부(내측)	8	1000	920	217.36	2453.07	-	H16 - 4.0EA	5933.60	11.29
		하부(외측)	9	1000	876	1754.90	3022.11	-	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	9174.80	1.72
		하부(내측)	9	1000	920	412.94	2652.80	-	H16 - 4.0EA	9174.80	6.42
우측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1051	1761.14	2465.26	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.40
		상부(내측)	10	1000	920	359.24	2526.79	-	H16 - 4.0EA	5933.60	7.03
		중앙부(외측)	11	1000	900	1424.12	2175.58	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.53
		중앙부(내측)	11	1000	920	217.36	2453.07	-	H16 - 4.0EA	5933.60	11.29
		하부(외측)	12	1000	876	1754.90	3022.11	-	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	9174.80	1.72
		하부(내측)	12	1000	920	412.94	2652.80	-	H16 - 4.0EA	9174.80	6.42

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1600.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1600.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1600.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1600.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1600.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	4	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
		좌측 (하면)	4	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
		중앙부	5	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	6	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
		우측 (하면)	6	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1500.0	2647.3	O.K
		하부	9	1800.0	2647.3	O.K	1500.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1500.0	2647.3	O.K
		하부	12	1800.0	2647.3	O.K	1500.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	454.7	796.7	809.42	2.00	244.29	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	467.7	133.4	650.10	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	454.7	796.7	809.42	2.00	244.29	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	467.7	777.1	832.55	2.00	214.90	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	467.7	210.3	650.10	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	467.7	777.1	832.55	2.00	214.90	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	627.7	286.9	1083.83	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	630.4	279.3	858.43	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	616.3	401.3	838.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	627.7	286.9	1083.83	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	630.4	279.3	858.43	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	616.3	401.3	838.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	833	H29 - 8.0EA	125	277.503	O.K	2.220
		좌측 (하면)	1	720	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	720	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	318.300	O.K	2.546
		우측 (상면)	3	833	H29 - 8.0EA	125	277.503	O.K	2.220
		우측 (하면)	3	720	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	676	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	273.451	O.K	2.188
		중앙부	5	720	H29 - 8.0EA	125	291.590	O.K	2.333
		우측 (상면)	6	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	676	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	273.451	O.K	2.188
좌측벽체	1층	상부	7	1067	H29 - 8.0EA	125	233.228	O.K	1.866
		상부	7	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	900	H29 - 8.0EA	125	236.127	O.K	1.889
		중앙부	8	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	876	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	347.268	O.K	2.778
		하부	9	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	1051	H29 - 8.0EA	125	226.472	O.K	1.812
		상부	10	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	900	H29 - 8.0EA	125	236.127	O.K	1.889
		중앙부	11	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	876	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	347.268	O.K	2.778
		하부	12	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp B BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트(ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.785 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

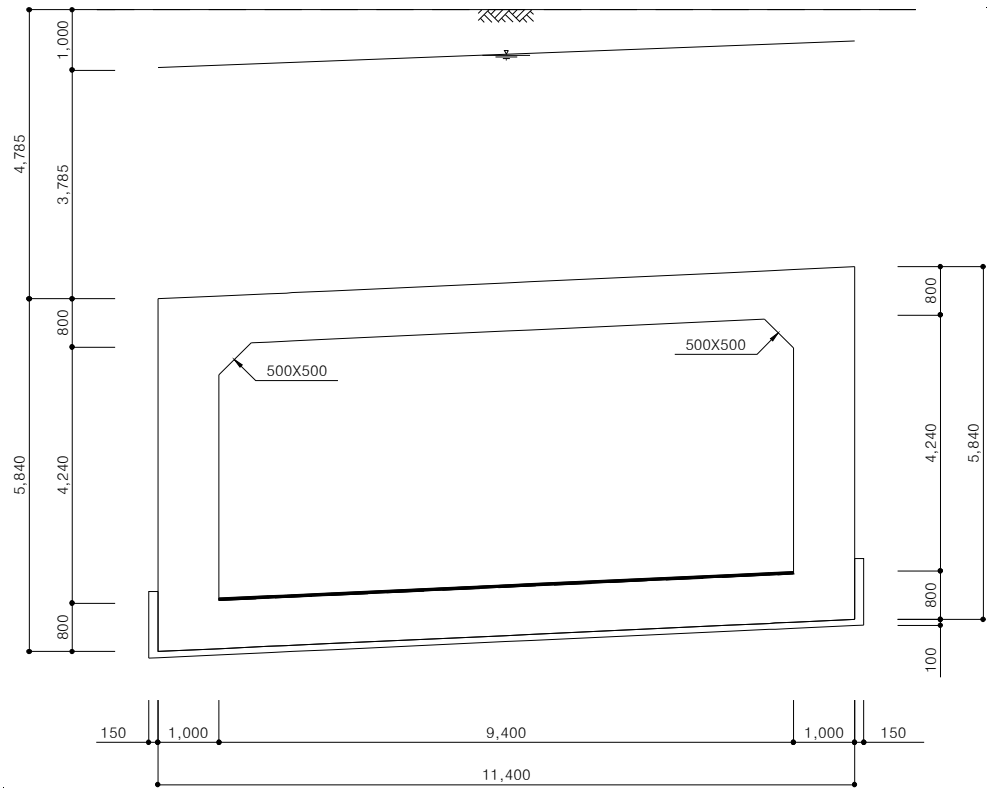
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
4,785
3,785
800
5,840
4,240
800
500X500
500X500
800
4,240
5,840
800
100
150
1,000
9,400
1,000
150
11,400

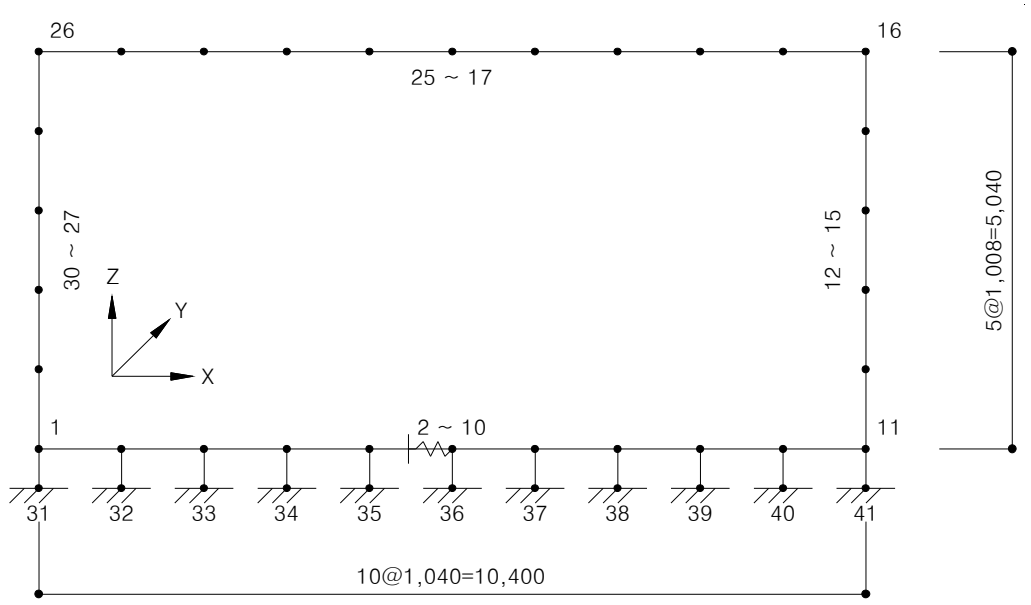
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

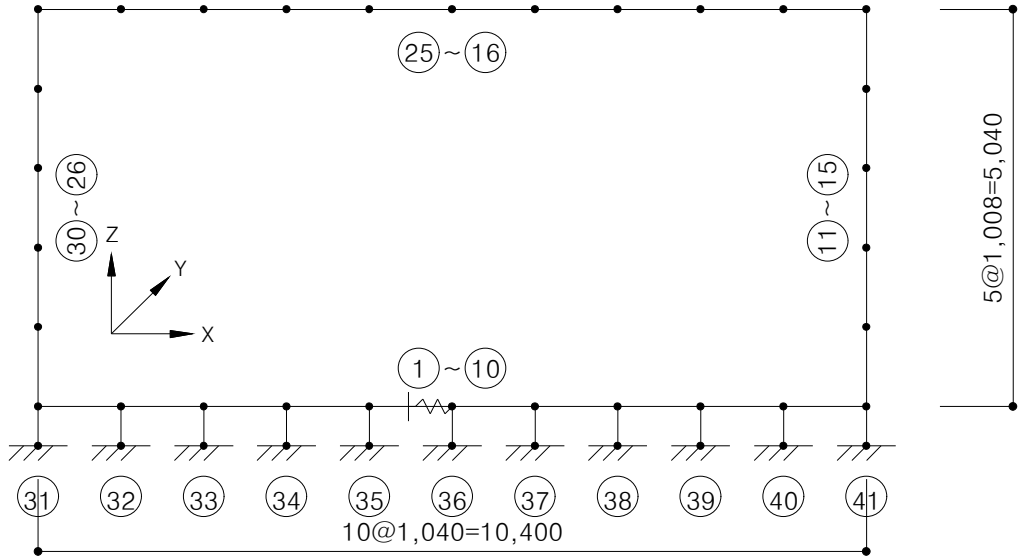
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

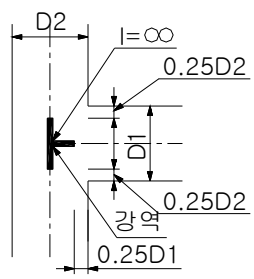
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	1~10,16~25
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	11~15,26~30

3) 단면좌표

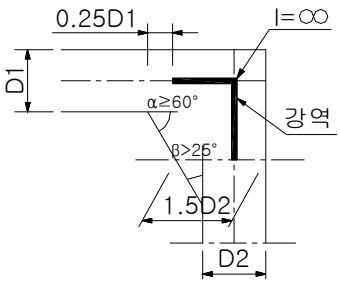
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.160	5.540
2	1.040	0.500	23	3.120	5.540
3	2.080	0.500	24	2.080	5.540
4	3.120	0.500	25	1.040	5.540
5	4.160	0.500	26	0.000	5.540
6	5.200	0.500	27	0.000	4.532
7	6.240	0.500	28	0.000	3.524
8	7.280	0.500	29	0.000	2.516
9	8.320	0.500	30	0.000	1.508
10	9.360	0.500	31	0.000	0.000
11	10.400	0.500	32	1.040	0.000
12	10.400	1.508	33	2.080	0.000
13	10.400	2.516	34	3.120	0.000
14	10.400	3.524	35	4.160	0.000
15	10.400	4.532	36	5.200	0.000
16	10.400	5.540	37	6.240	0.000
17	9.360	5.540	38	7.280	0.000
18	8.320	5.540	39	8.320	0.000
19	7.280	5.540	40	9.360	0.000
20	6.240	5.540	41	10.400	0.000
21	5.200	5.540			

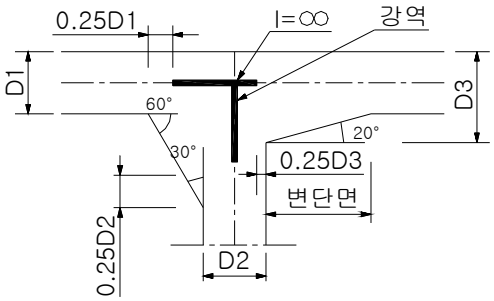
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

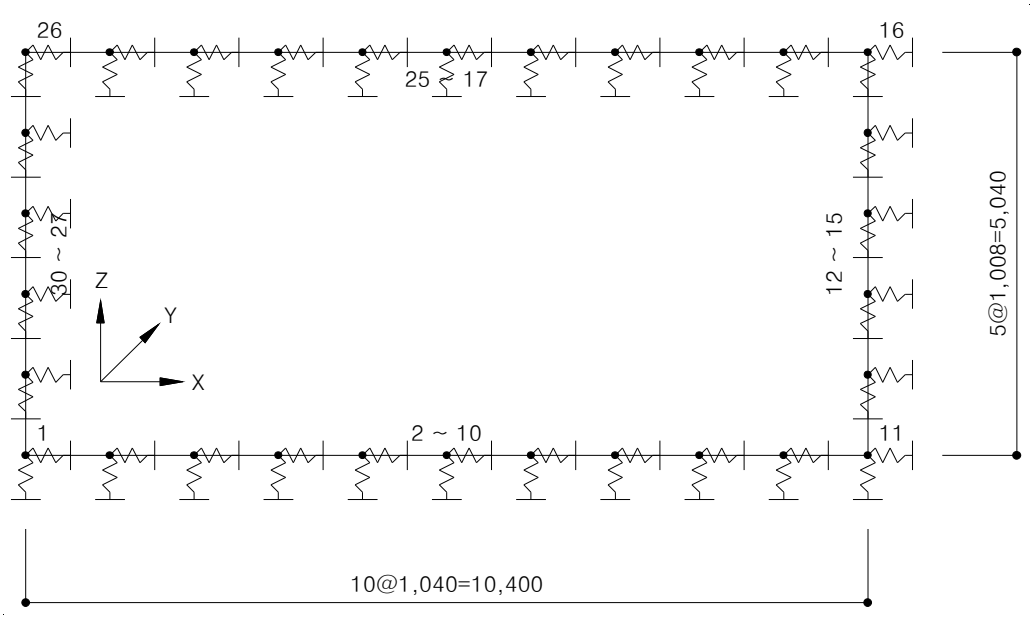
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

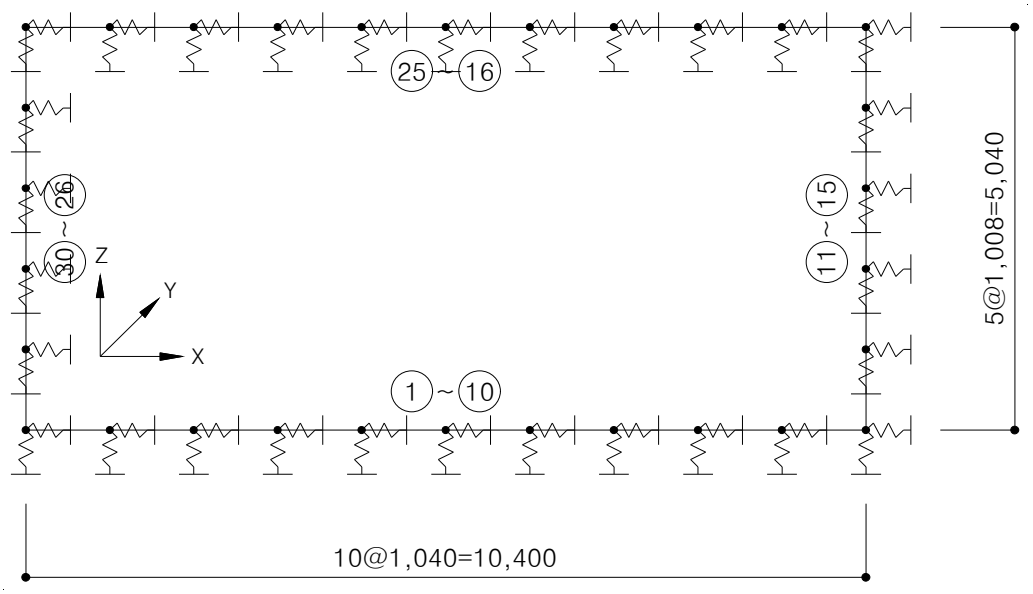
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

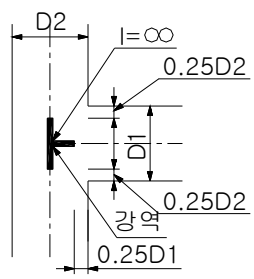
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	1~10,16~25
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	11~15,26~30

3) 단면좌표

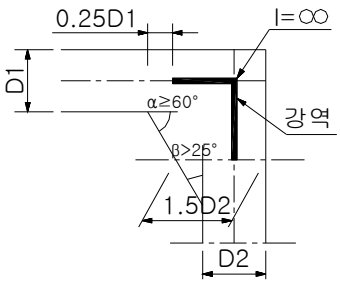
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.400	5.040
2	1.040	0.000	17	9.360	5.040
3	2.080	0.000	18	8.320	5.040
4	3.120	0.000	19	7.280	5.040
5	4.160	0.000	20	6.240	5.040
6	5.200	0.000	21	5.200	5.040
7	6.240	0.000	22	4.160	5.040
8	7.280	0.000	23	3.120	5.040
9	8.320	0.000	24	2.080	5.040
10	9.360	0.000	25	1.040	5.040
11	10.400	0.000	26	0.000	5.040
12	10.400	1.008	27	0.000	4.032
13	10.400	2.016	28	0.000	3.024
14	10.400	3.024	29	0.000	2.016
15	10.400	4.032	30	0.000	1.008

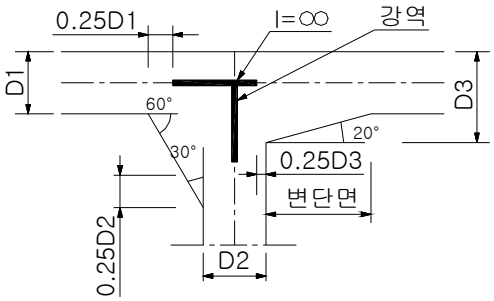
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1000 / 2 + 500 - (800 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 800 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 ㎜

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 ㎜

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 ㎜

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(11.400 × 11.400 = 11.40 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (11.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 6097.95 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.040/2) = 6220 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 6342 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 12.860 ~ -0.260, N=15)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 197.3 = 197.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 197.3^2 = 79362.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 79362.0 = 209515.7 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $15^{1/3}$ = 197.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 197.3 = 157.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 157.8^2 = 50766.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 50766.0 = 134022.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.400 × 11.400) = 11.400 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³
Kv = 1396771.330 × (11.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 91261.50 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 91261.500 = 30420.50 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.400 × 11.400) = 11.400 m
Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³
Kv = 1396771.330 × (11.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 91261.50 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 91261.500 = 30420.50 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.840 × 5.840) = 5.840 m
Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 209515.7 = 1396771.33 kN/m³
Kh = 1396771.330 × (5.840 / 0.3)$^{-3/4}$ = 150715.05 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 150715.050 = 50238.35 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 94912 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 31637 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.008/2 + 1.008/2) = 151921 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.008/2 + 1.008/2) = 50640 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 94912 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 31637 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.040/2) = 93087 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.008/2 + 0.800/2) = 136246 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.000/2) = 93087 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.008/2 + 0.800/2) = 136246 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.400 × 11.400) = 11.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kv = 893481.330 × (11.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 58377.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 58377.810 = 19459.27 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.400 × 11.400) = 11.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kv = 893481.330 × (11.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 58377.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 58377.810 = 19459.27 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.840 × 5.840) = 5.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × E = 1 / 0.3 × 2 × 134022.2 = 893481.33 kN/m³

Kh = 893481.330 × (5.840 / 0.3) $^{-3/4}$ = 96408.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 96408.820 = 32136.27 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 60713 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 20238 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.008/2 + 1.008/2) = 97180 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.008/2 + 1.008/2) = 32393 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.040/2 + 1.040/2) = 60713 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.040/2 + 1.040/2) = 20238 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.040/2) = 59545 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.008/2 + 0.800/2) = 87154 kN/m	
Kv2	Kv x (1.040/2 + 1.000/2) = 59545 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.008/2 + 0.800/2) = 87154 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.040 × 23.00	= 0.920	kN/m²
- 토 사	: 4.745 × 19.00	= 90.155	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 91.075	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.040 × 23.00	= 0.920	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.960 × 19.00	= 18.240	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.785 × 10.00	= 37.850	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 57.010	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주)D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (WI1) - 토피 4.785m

- WI1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (WI2)

- WI2 = 15.000 × 0.50 = 7.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.040 × 23.000 + 5.145 × 19.000) × 0.500 = 49.338 kN/m²
Wh2 = 49.338 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 58.914 kN/m²
Wh3 = 58.914 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 68.490 kN/m²
Wh4 = 68.490 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 78.066 kN/m²
Wh5 = 78.066 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 87.642 kN/m²
Wh6 = 87.642 + 1.008 × 19.000 × 0.500 = 97.218 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.040 × 23.000 + 0.960 × 19.000 + 4.185 × = 30.505 kN/m²
Wh2 = 30.505 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 35.545 kN/m²
Wh3 = 35.545 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 40.585 kN/m²
Wh4 = 40.585 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 45.625 kN/m²
Wh5 = 45.625 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 50.665 kN/m²
Wh6 = 50.665 + 1.008 × 10.000 × 0.500 = 55.705 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 3.785 × 10.000 = 37.850 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.185 × 10.000 = 41.850 kN/m²
Ww3 = 41.850 + 1.008 × 10.000 = 51.930 kN/m²
Ww4 = 51.930 + 1.008 × 10.000 = 62.010 kN/m²
Ww5 = 62.010 + 1.008 × 10.000 = 72.090 kN/m²
Ww6 = 72.090 + 1.008 × 10.000 = 82.170 kN/m²
Ww7 = 82.170 + 1.008 × 10.000 = 92.250 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (4.785 + 5.840 - 1.000) × 10.000 = 96.250 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	0.120	248.600	198.900	19.000	0.002	0.002
매립토	3.700	145.400	116.300	19.000	0.102	0.127
퇴적토	9.300	197.300	157.800	20.000	0.189	0.236
풍화토	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화암	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
연암	5.880	248.600	198.900	20.000	0.095	0.118
계					0.537	0.670

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.537 = 0.671	1.25 Tg' = 1.25 × 0.670 = 0.838

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

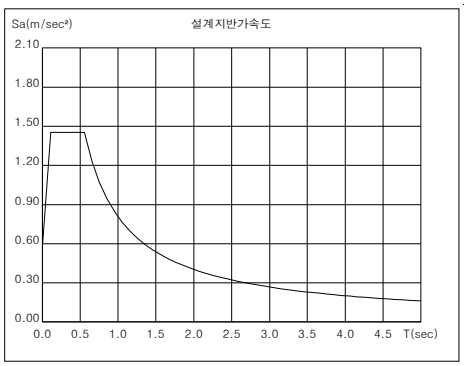
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.200 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.968 m/s²

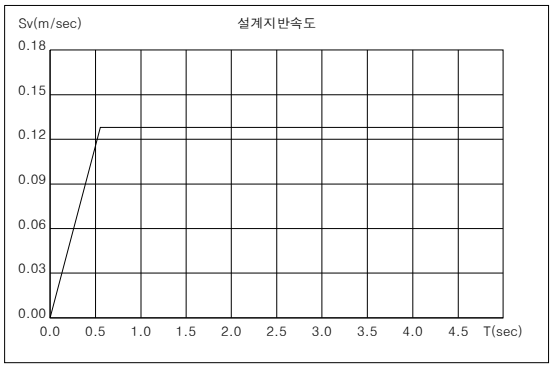
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.671 / 2π × 1.200 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.838 / 2π × 1.968 = 0.262 m/s

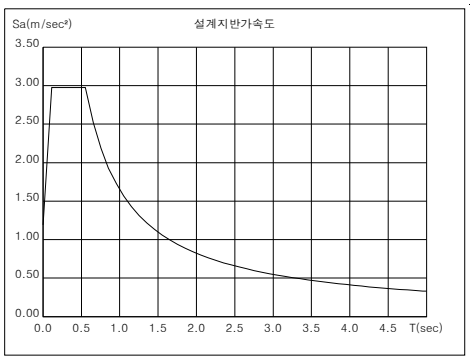
6) 설계응답 응답스펙트럼

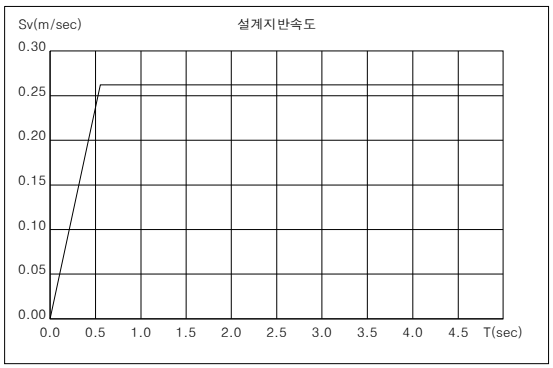
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 5.185 m
- 하부슬래브 EL. = 10.225 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.671 \times \cos(\pi \times 5.185 / (2 \times 30.000)) = 0.016767$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.671 \times \cos(\pi \times 10.225 / (2 \times 30.000)) = 0.014969$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.838 \times \cos(\pi \times 5.185 / (2 \times 30.000)) = 0.042862$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.838 \times \cos(\pi \times 10.225 / (2 \times 30.000)) = 0.038266$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 30420.500 × (0.016767 - 0.014969) = 54.696 kN/m²	Po = 19459.270 × (0.042862 - 0.038266) = 89.435 kN/m²

8) 측벽 지반변위 하중

P(z) = Kh × (Uh(z) - Uh(b))

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
5.185	150715.050	0.016767	0.001798	270.986
6.193	150715.050	0.016498	0.001529	230.443
7.201	150715.050	0.016182	0.001213	182.817
8.209	150715.050	0.015821	0.000852	128.409
9.217	150715.050	0.015417	0.000448	67.520
10.225	150715.050	0.014969	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
5.185	96408.820	0.042862	0.004596	443.095
6.193	96408.820	0.042173	0.003907	376.669
7.201	96408.820	0.041366	0.003100	298.867
8.209	96408.820	0.040444	0.002178	209.978
9.217	96408.820	0.039410	0.001144	110.292
10.225	96408.820	0.038266	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	79362.000 × 0.000226 = 17.940	50766.000 × 0.000578 = 29.340
Vb	79362.000 × 0.000448 = 35.550	50766.000 × 0.001146 = 58.180
Vs	(17.940 + 35.550) / 2 = 26.750	(29.340 + 58.180) / 2 = 43.760

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.185) = 1.365	fu = 0.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.185) = 3.357

② 하부슬래브

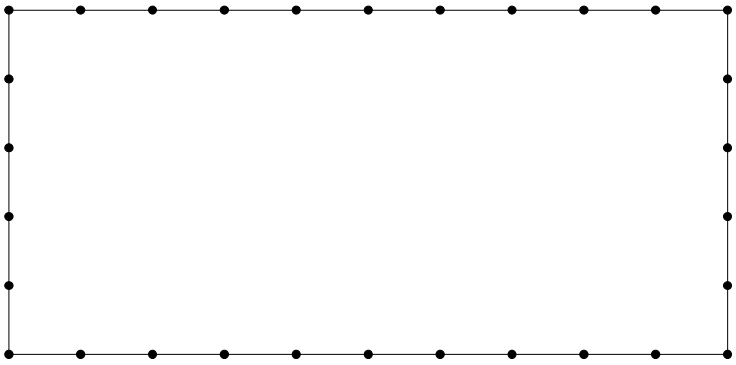
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.800×25.000×0.074×(1 - 0.015×10.225) = 1.253	fb = 0.800×25.000×0.182×(1 - 0.015×10.225) = 3.082

③ 측벽

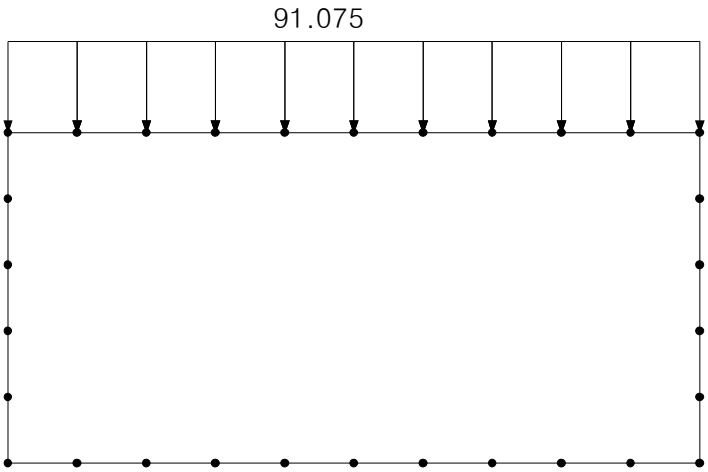
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×5.185) = 1.706	f1 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×5.185) = 4.196
f2 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×6.193) = 1.678	f2 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×6.193) = 4.127
f3 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×7.201) = 1.650	f3 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×7.201) = 4.059
f4 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×8.209) = 1.622	f4 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×8.209) = 3.990
f5 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×9.217) = 1.594	f5 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×9.217) = 3.921
f6 = 1.000×25.000×0.074×(1-0.015×10.225) = 1.566	f6 = 1.000×25.000×0.182×(1-0.015×10.225) = 3.852

10. 하 중 재 하 (상시)

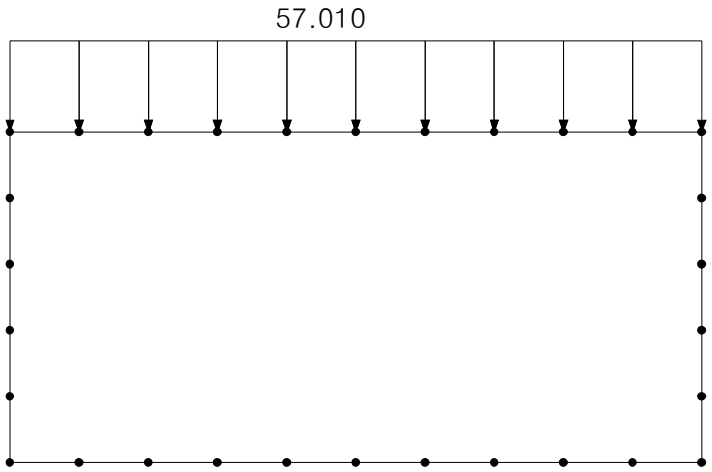
1) CASE1 - 구체자중(SW)



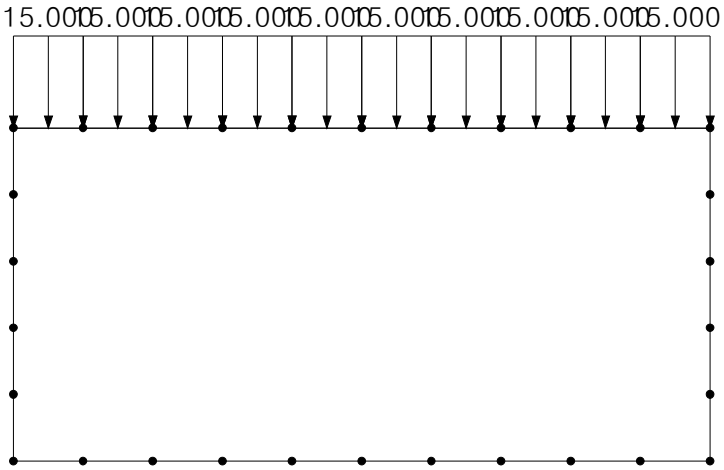
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



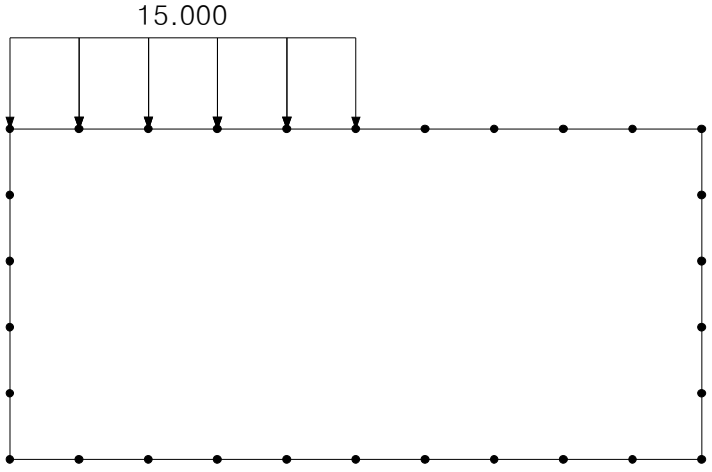
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



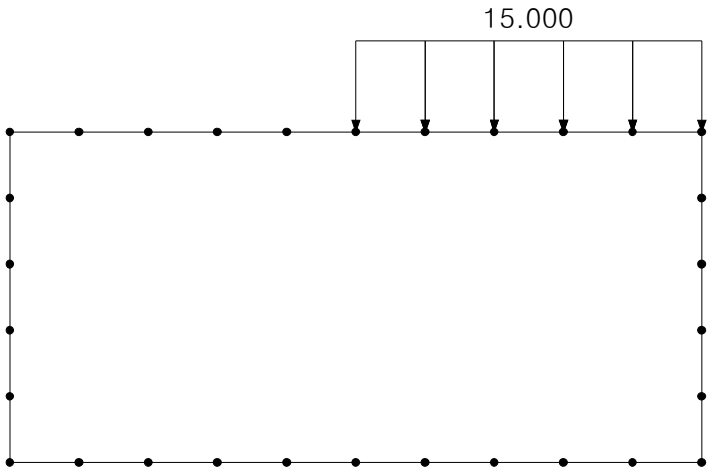
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



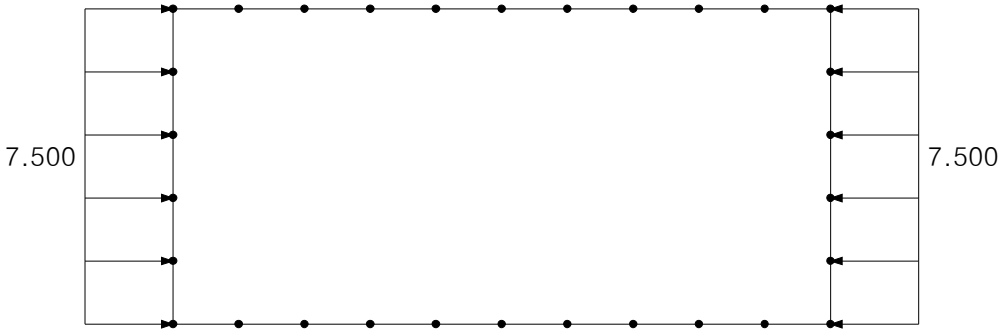
5) CASE5 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



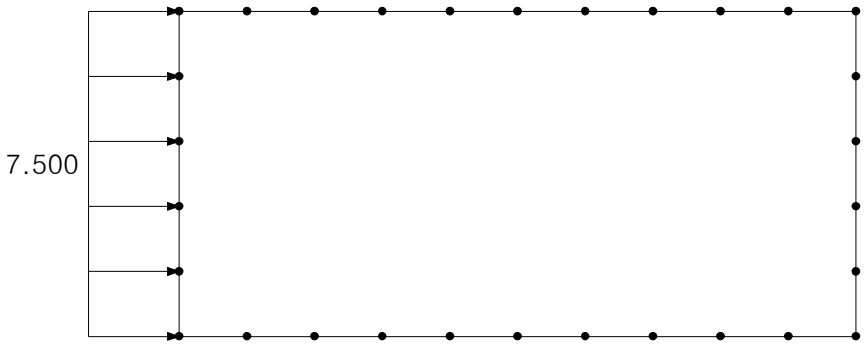
6) CASE6 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



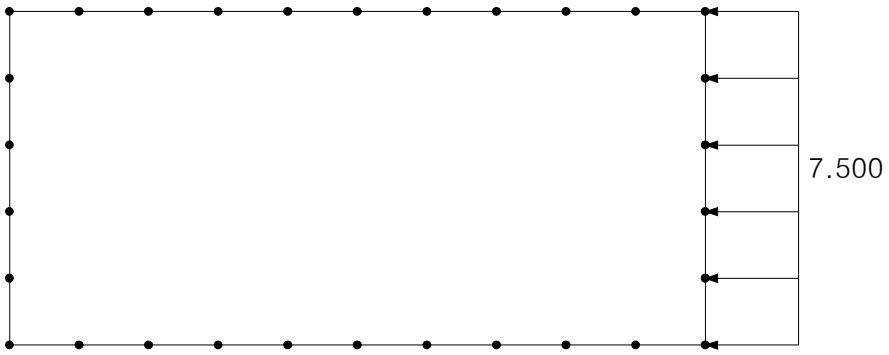
7) CASE7 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



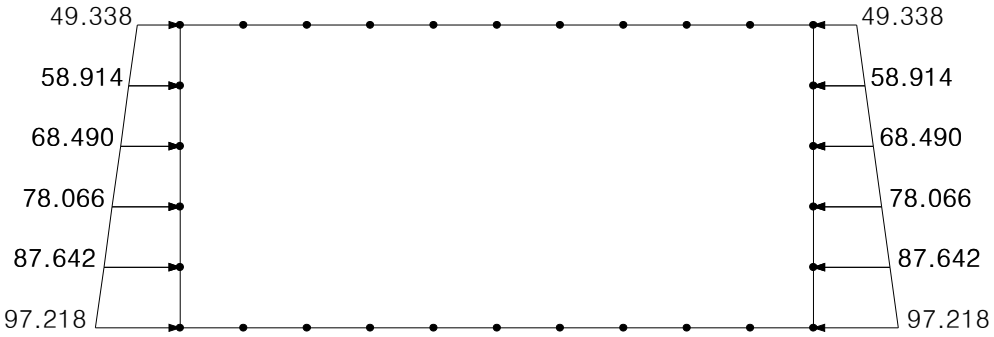
8) CASE8 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



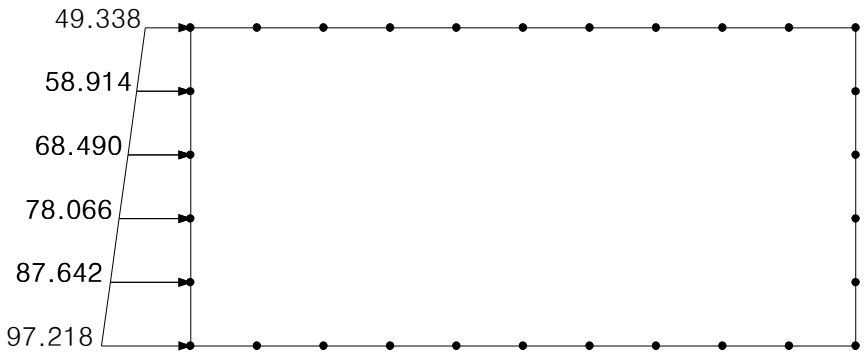
9) CASE9 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



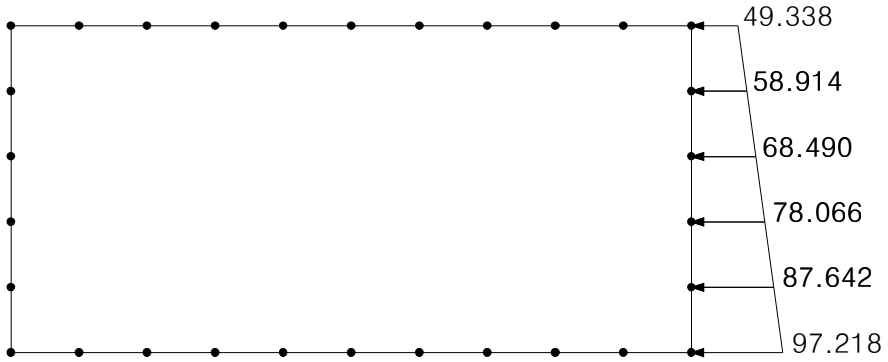
10) CASE10 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



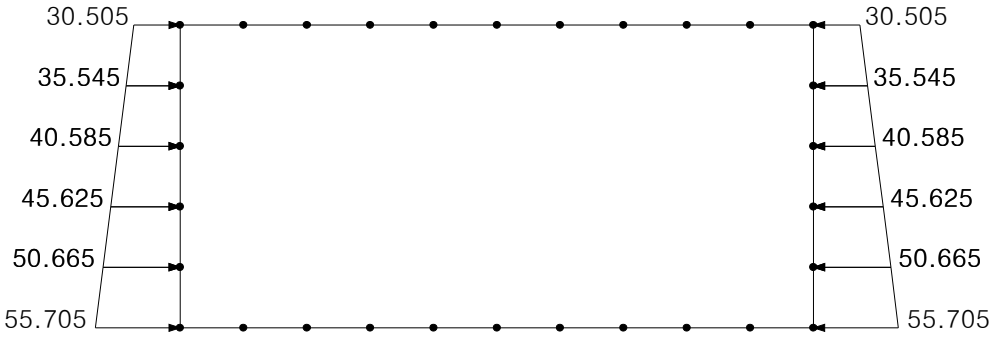
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



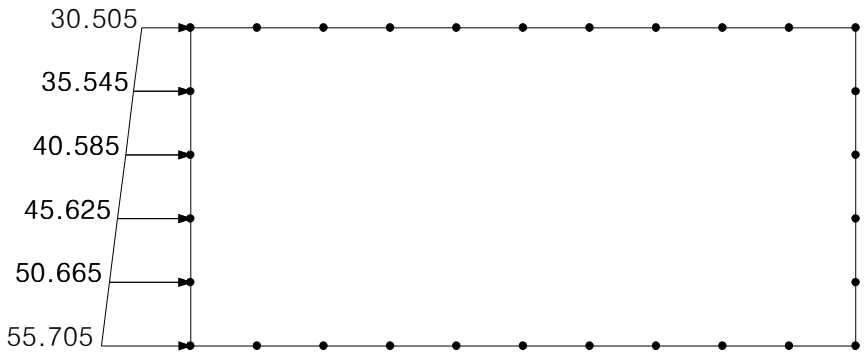
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



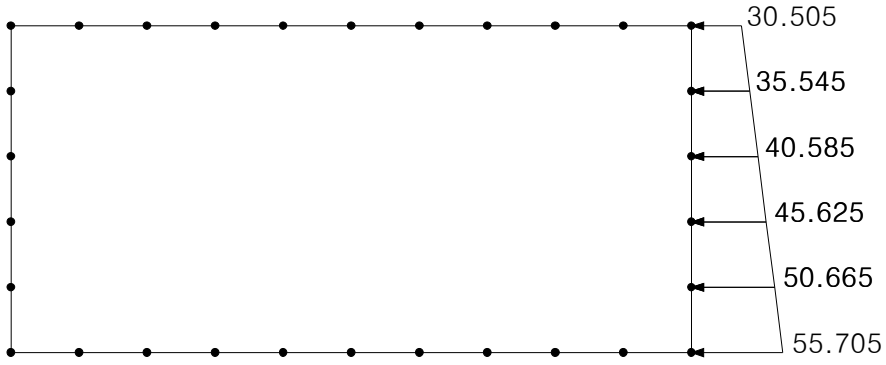
13) CASE13 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



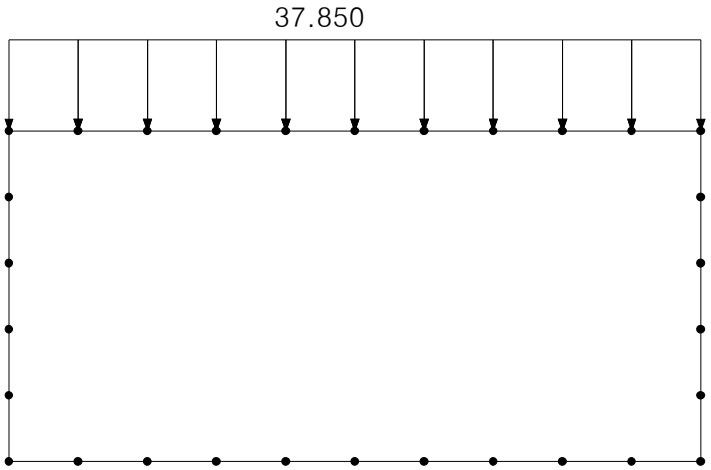
14) CASE14 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



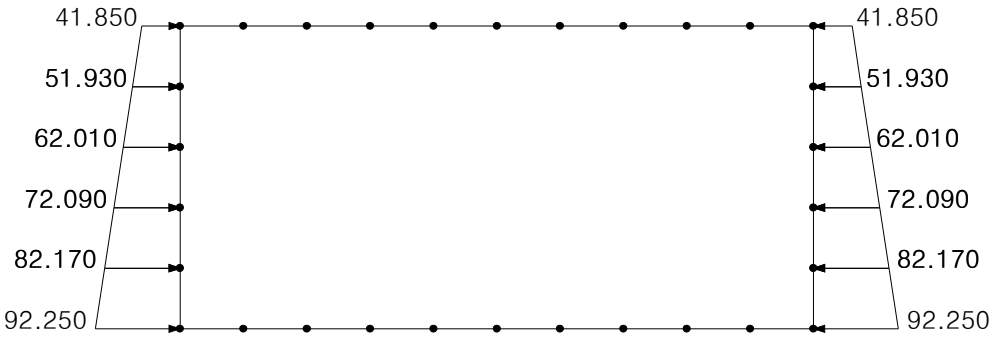
15) CASE15 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



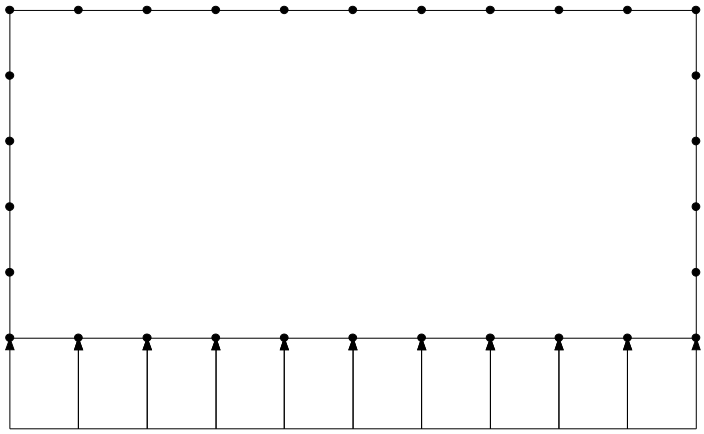
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

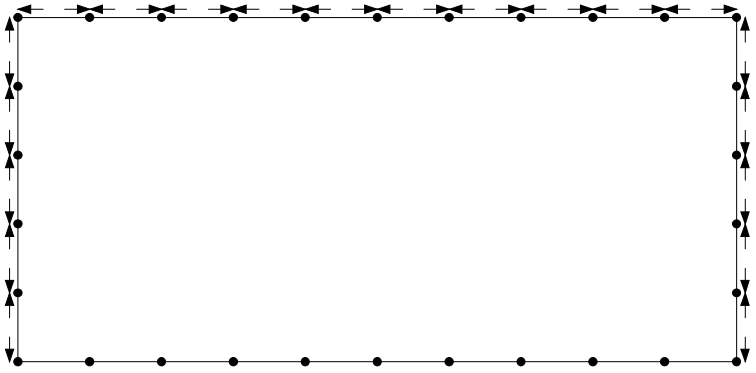


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

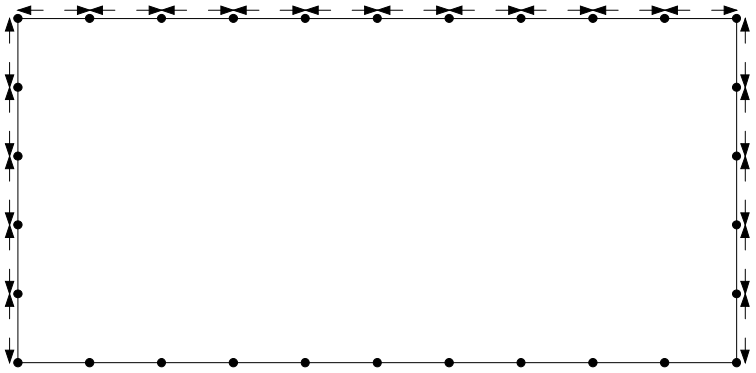


96.250

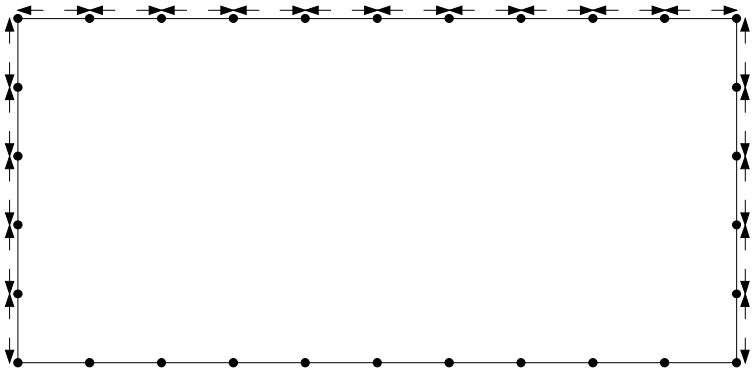
19) CASE19 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



20) CASE20 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

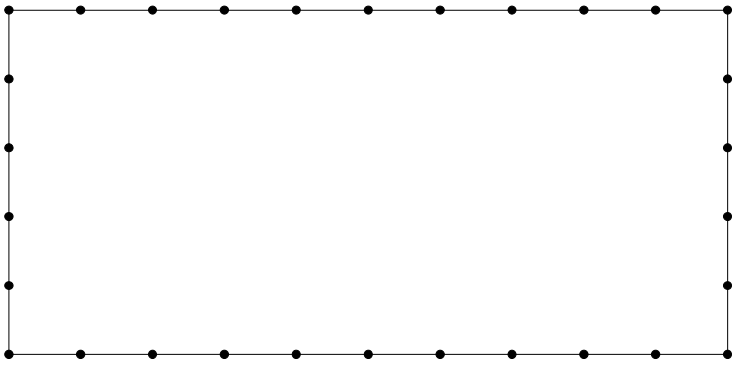


21) CASE21 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

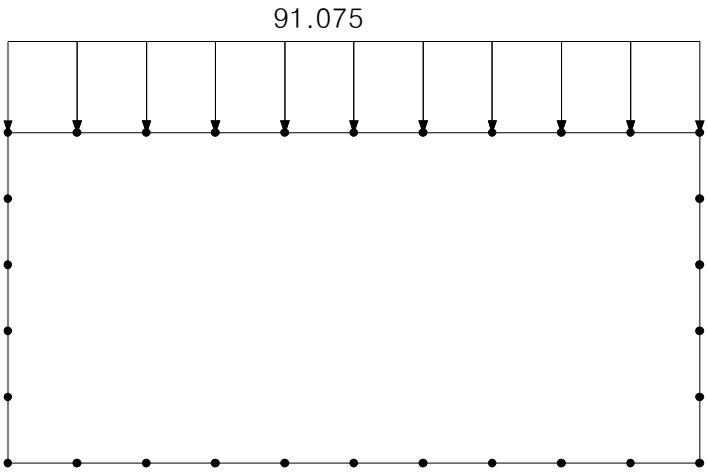


11. 하중 재하 (기능수행)

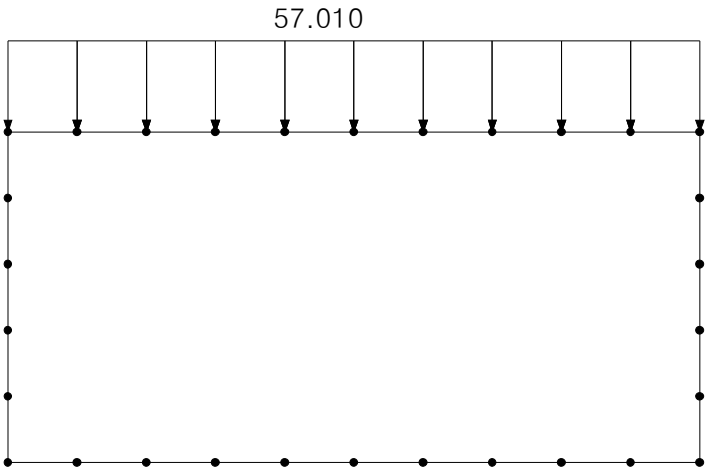
1) CASE1 - 구체자중(SW)



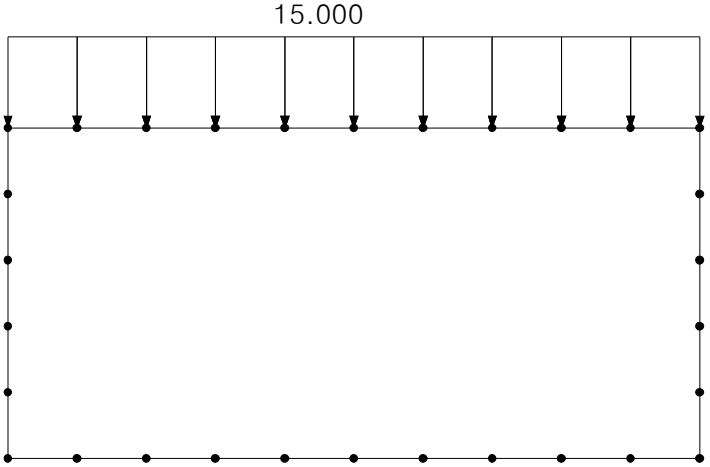
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



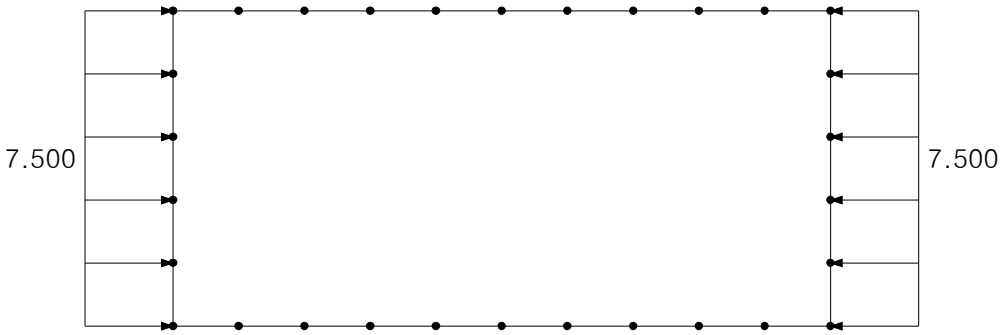
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



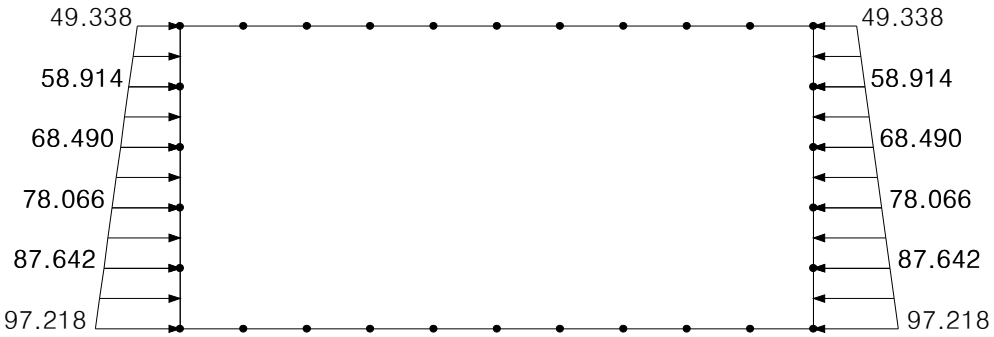
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



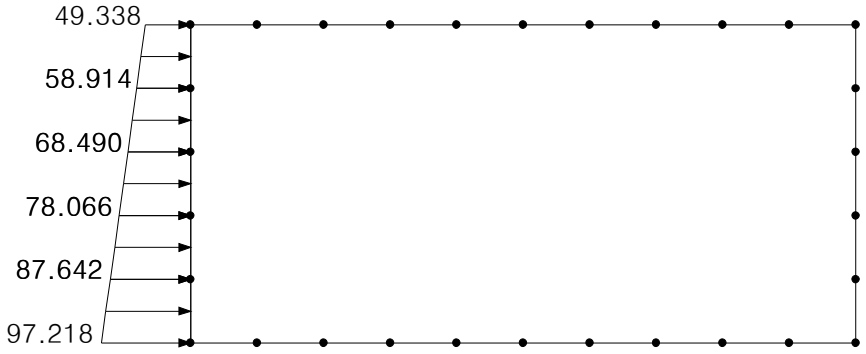
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



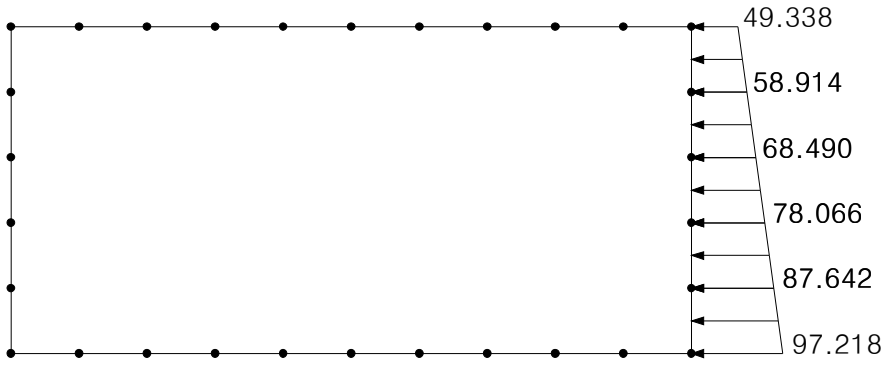
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



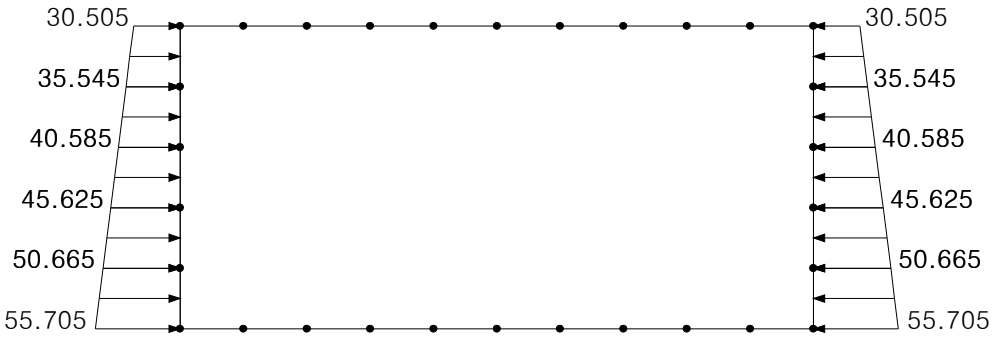
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



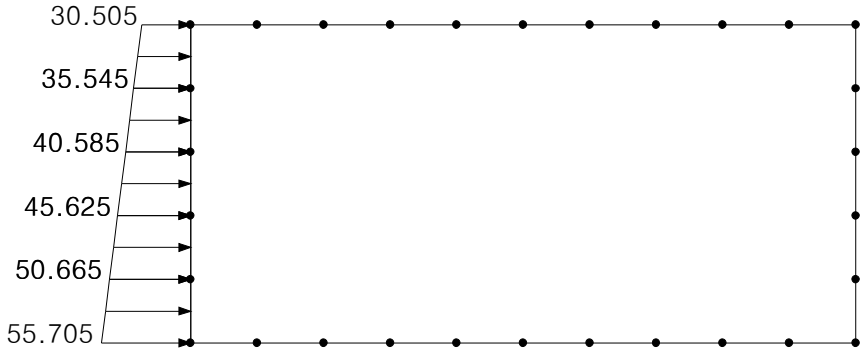
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



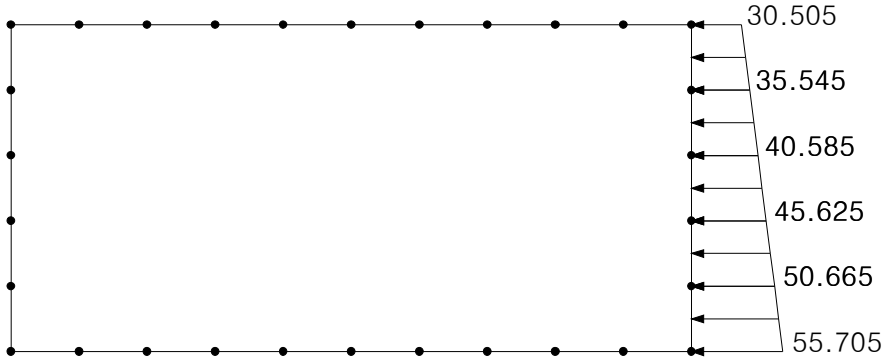
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



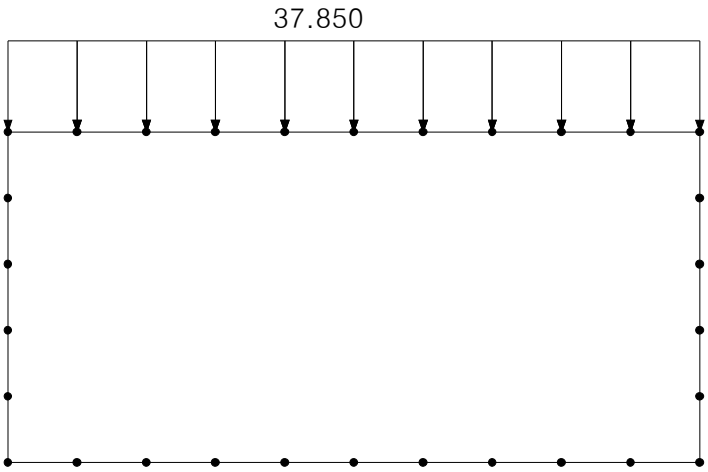
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



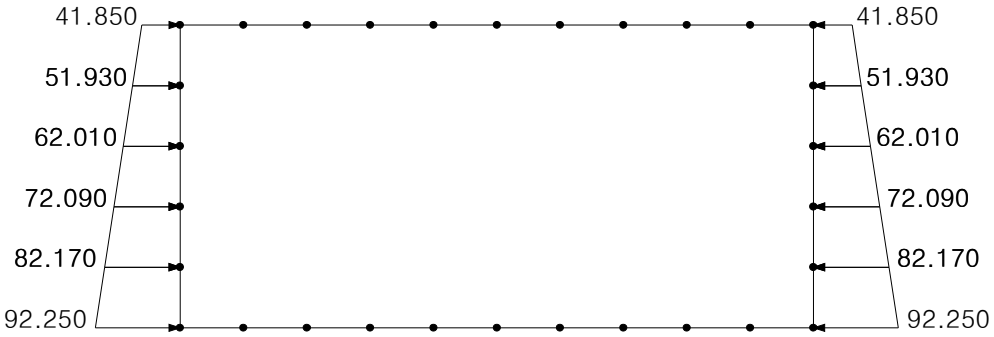
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



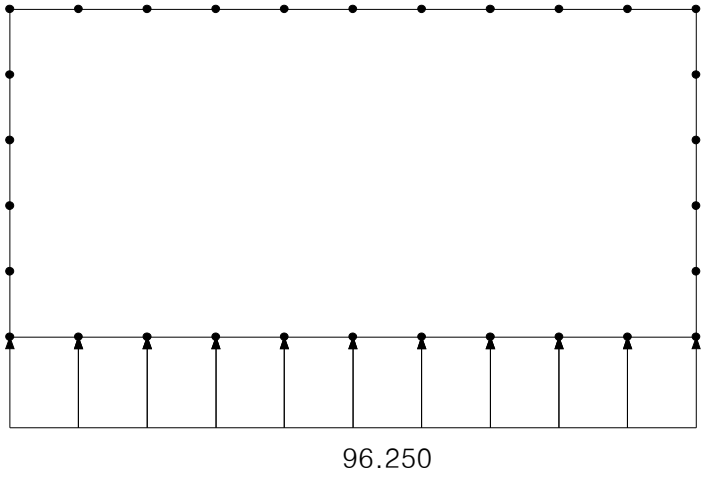
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

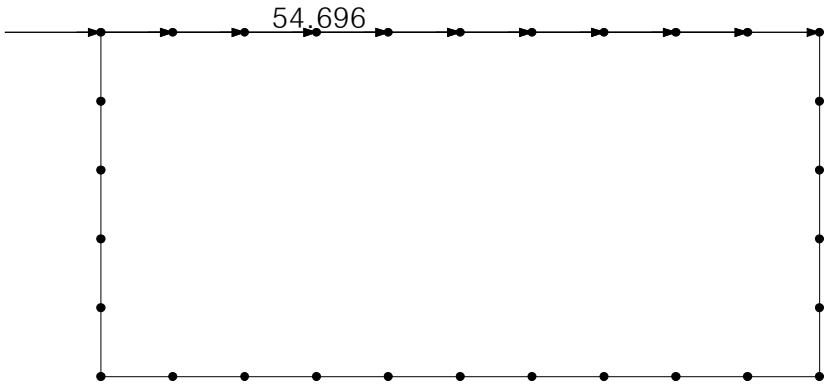


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

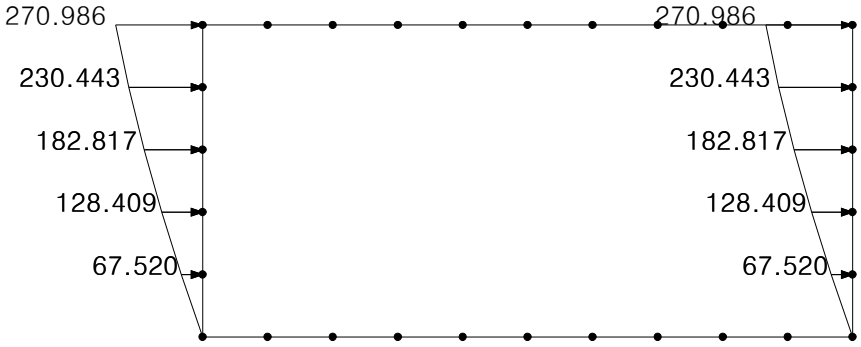


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

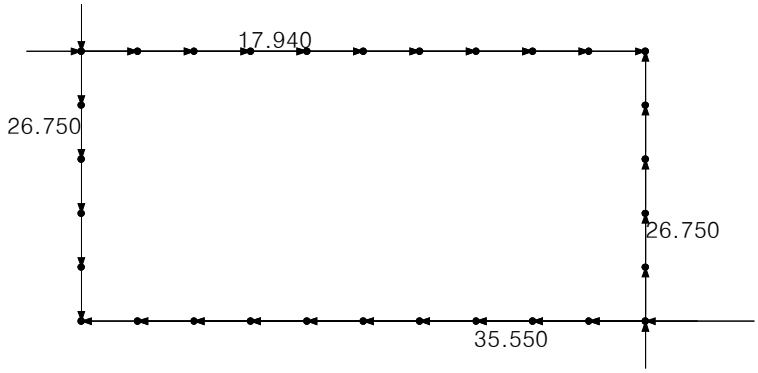
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



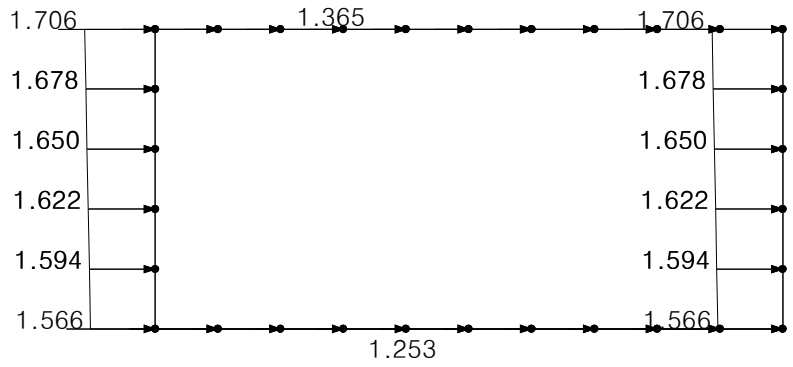
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

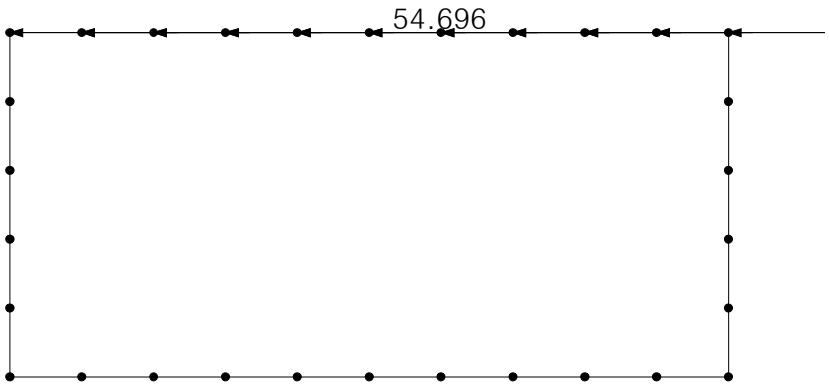


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

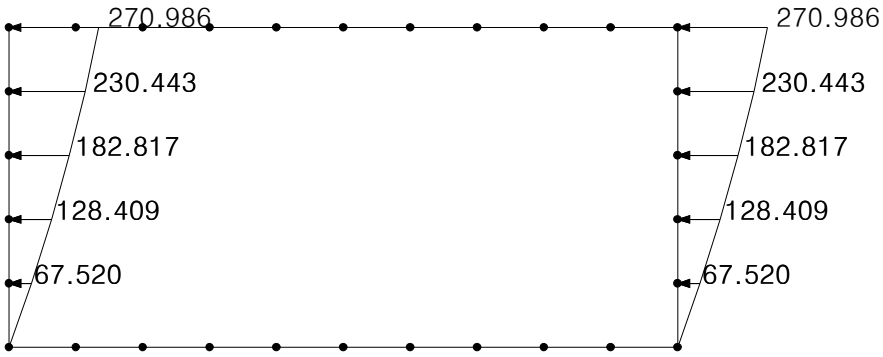


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

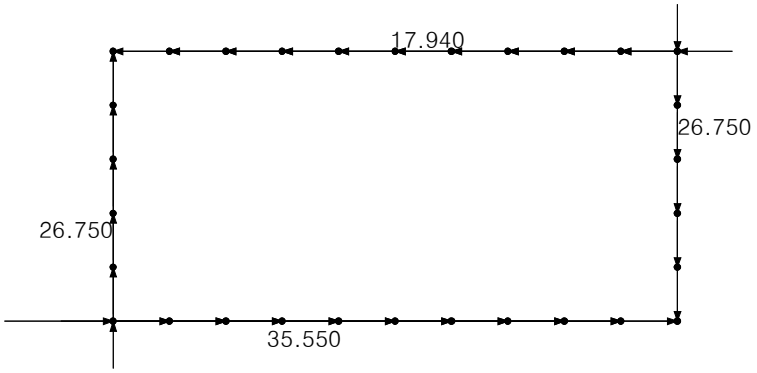
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



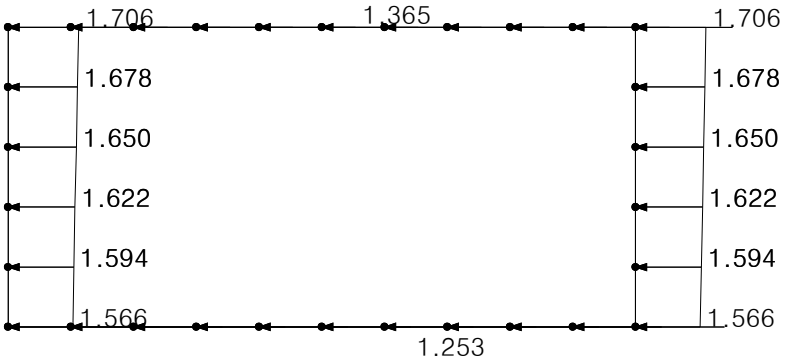
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

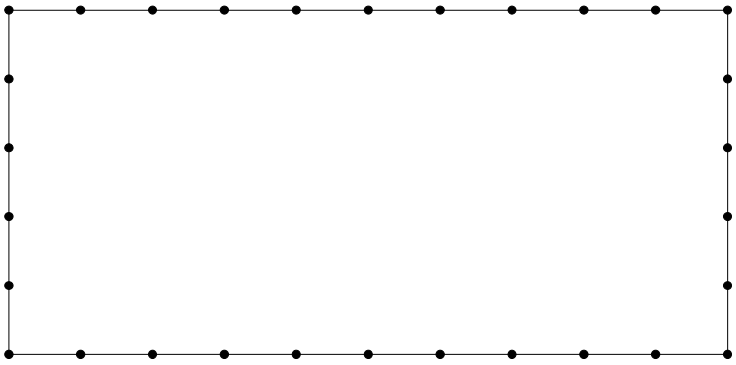


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

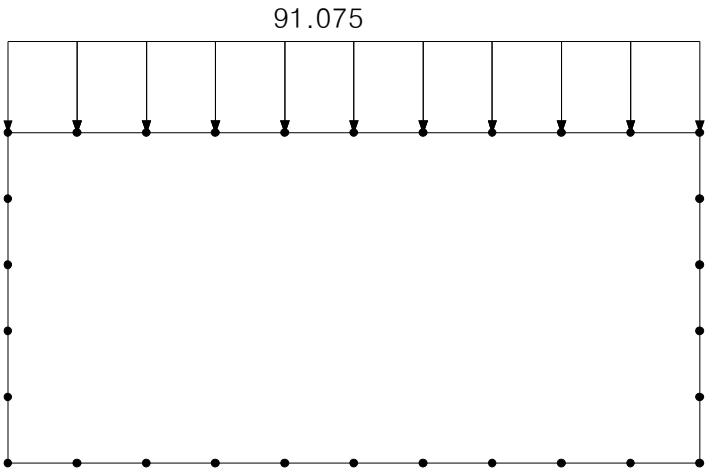


12. 하중 재하 (붕괴방지)

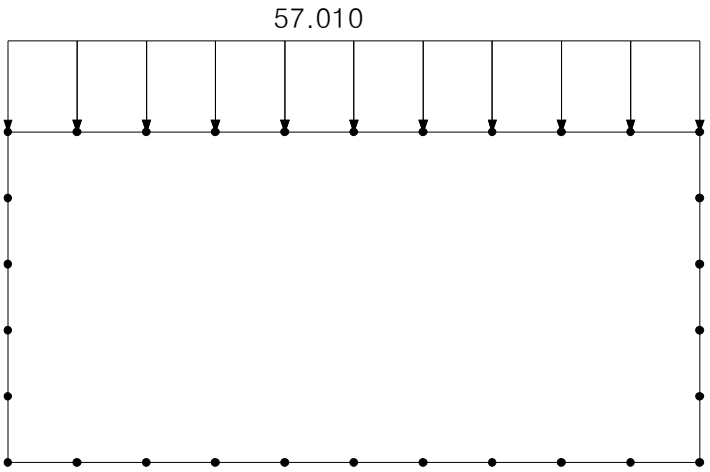
1) CASE1 - 구체자중(SW)



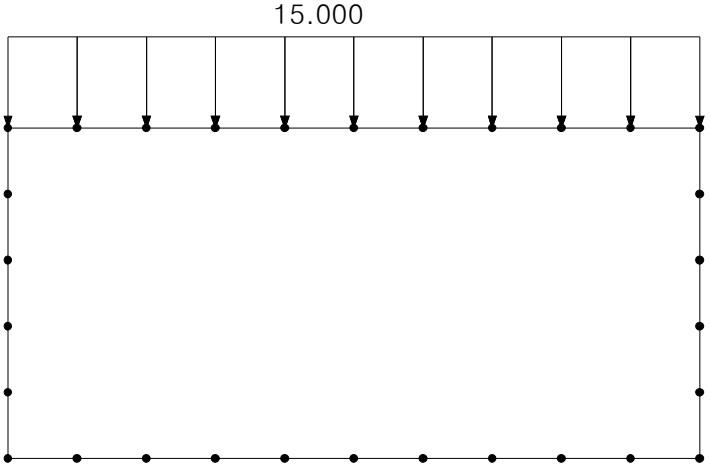
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



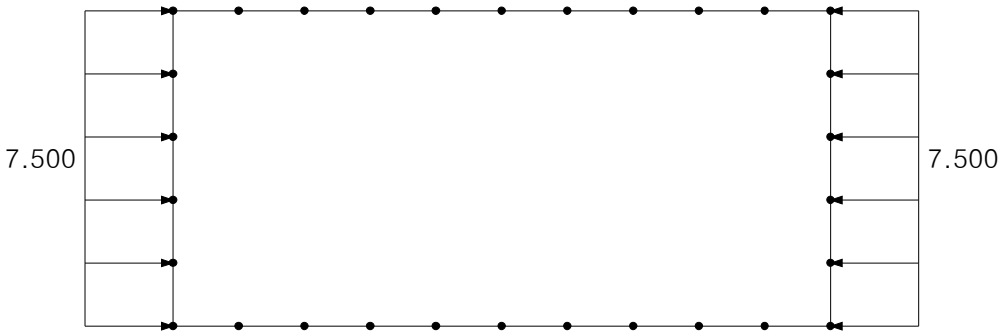
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



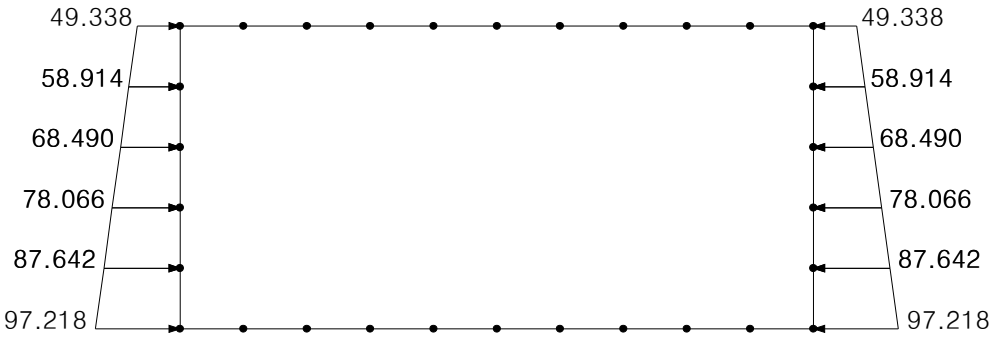
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



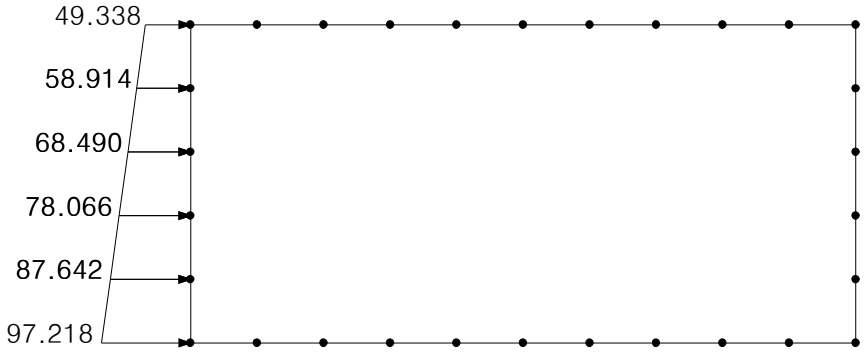
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



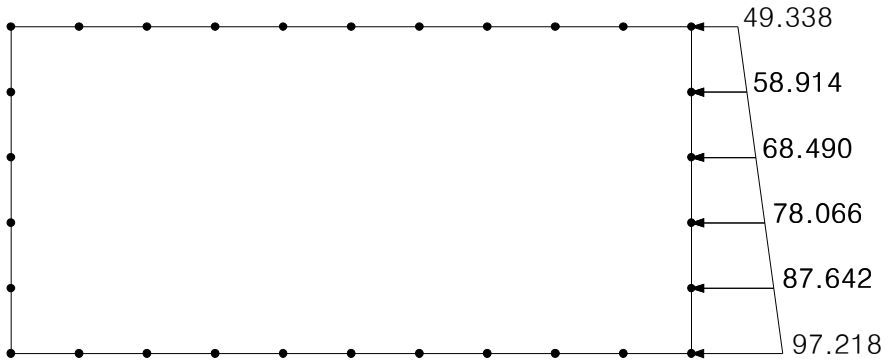
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



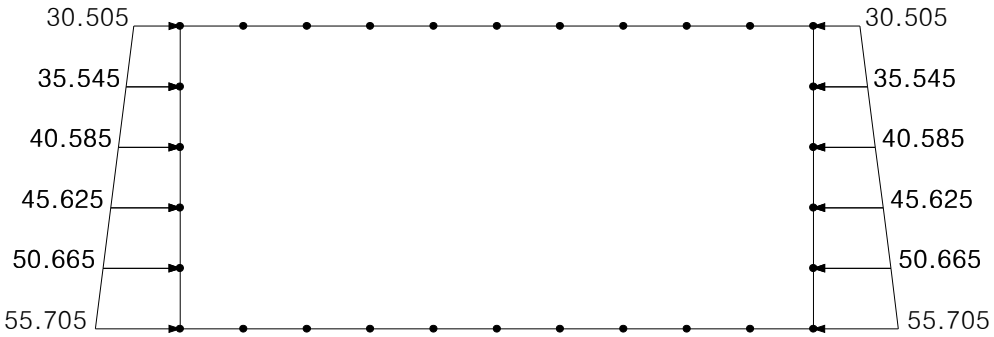
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



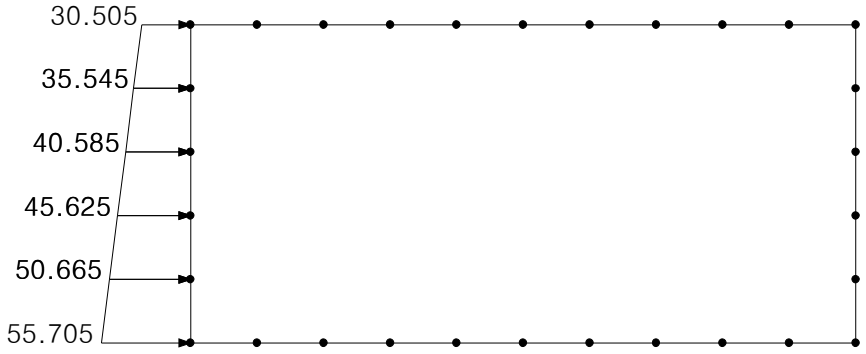
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



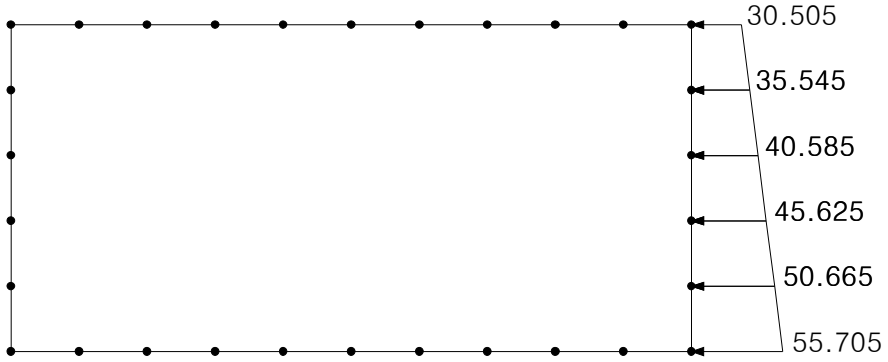
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



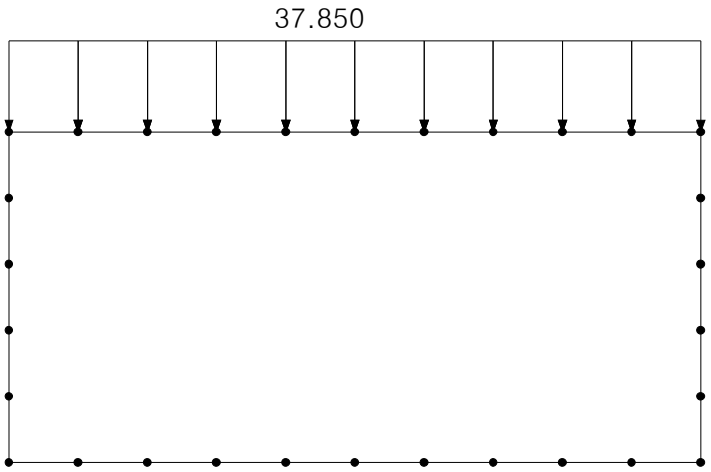
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



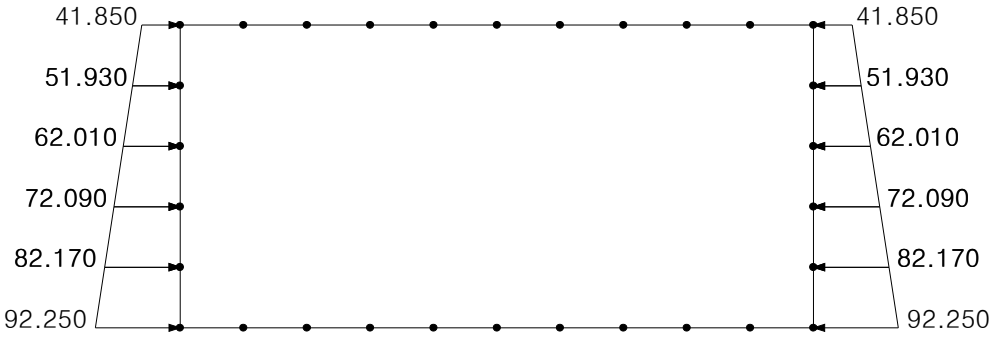
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



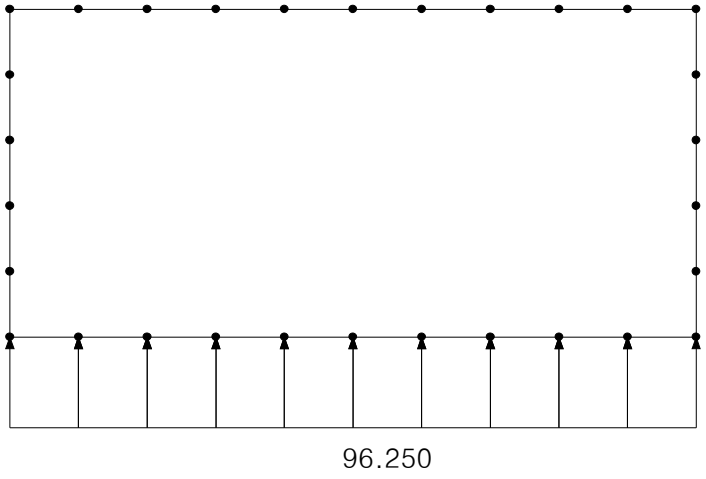
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

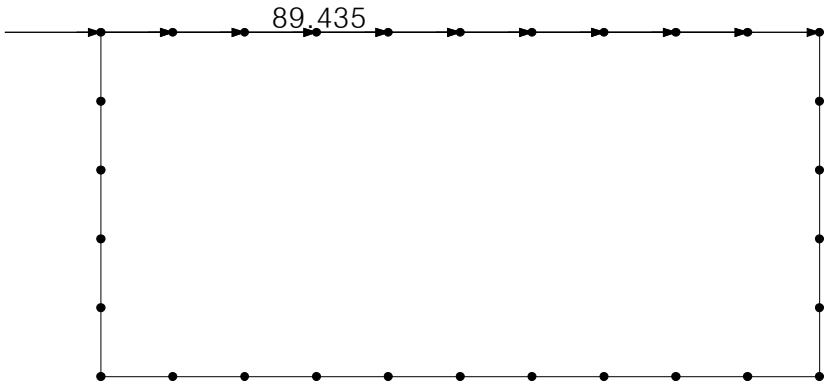


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

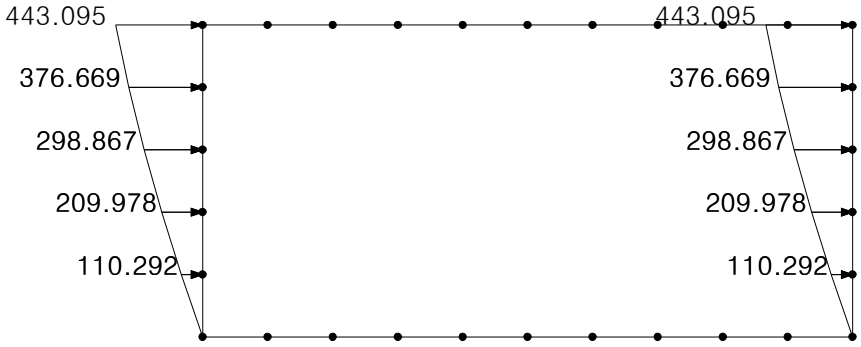


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

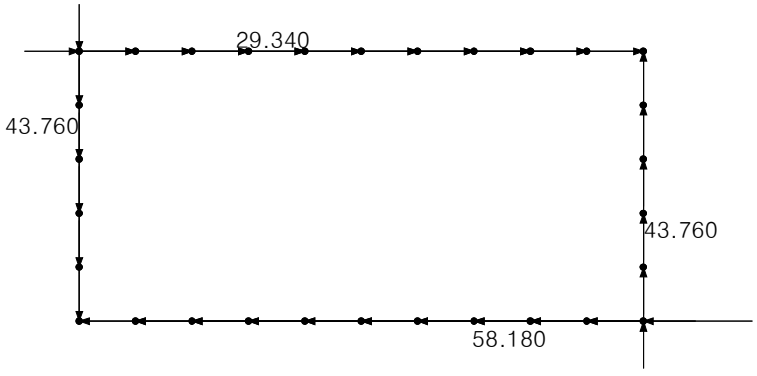
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



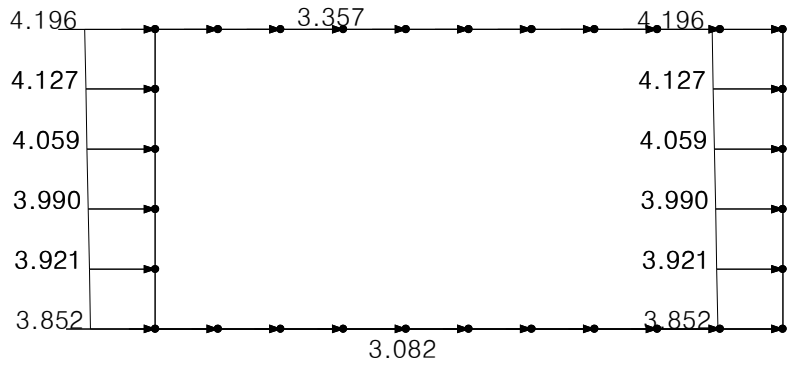
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

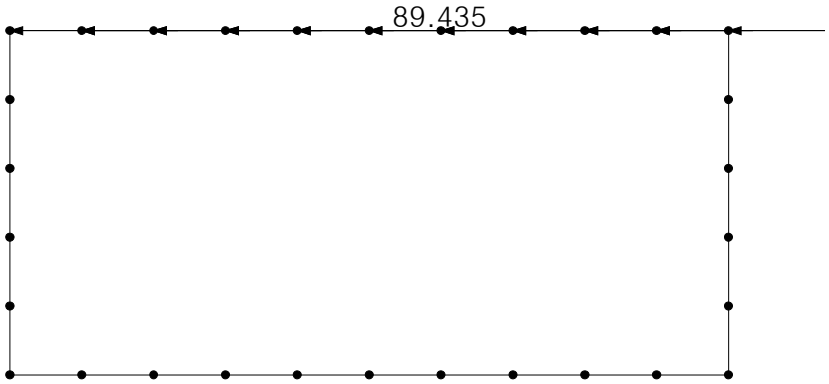


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

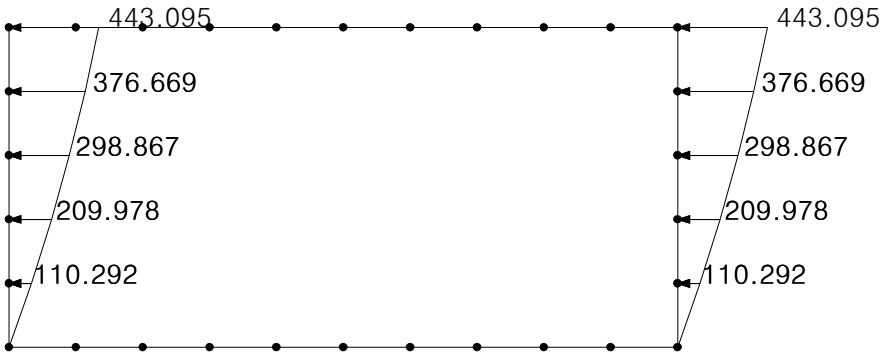


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

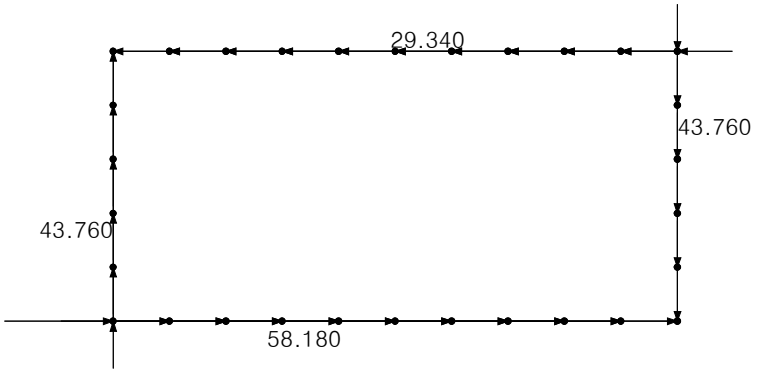
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



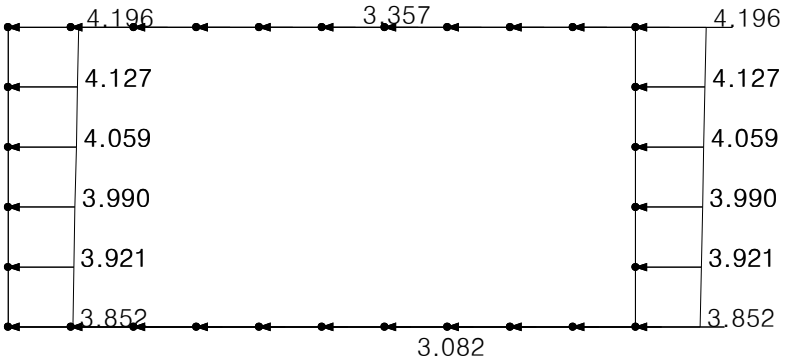
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.930, h = 4.785 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.489	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.489	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.489	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.489	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

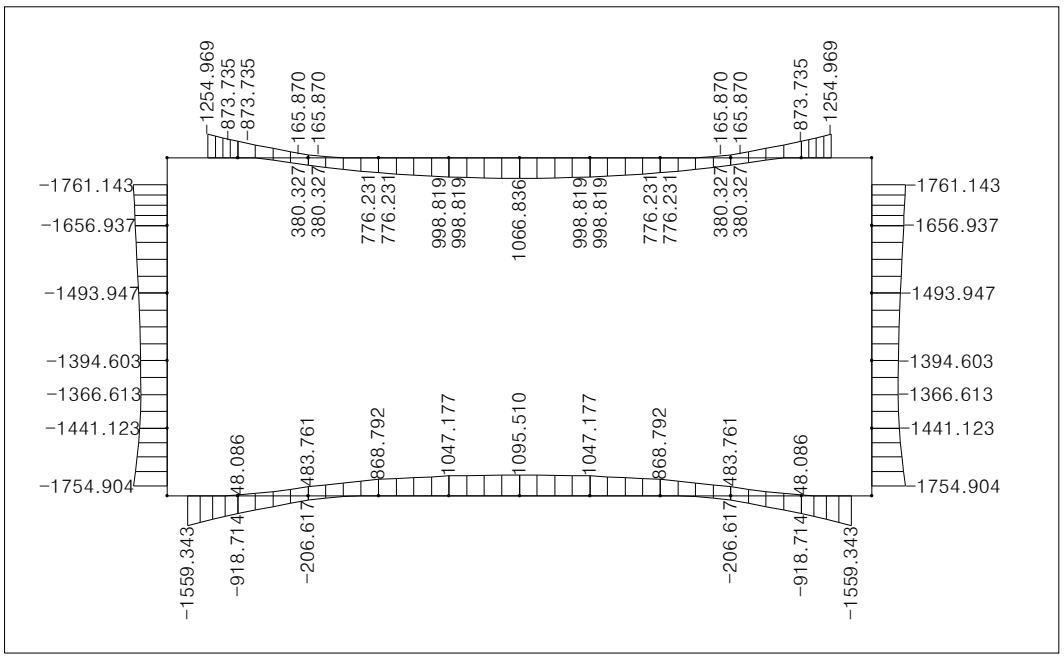
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

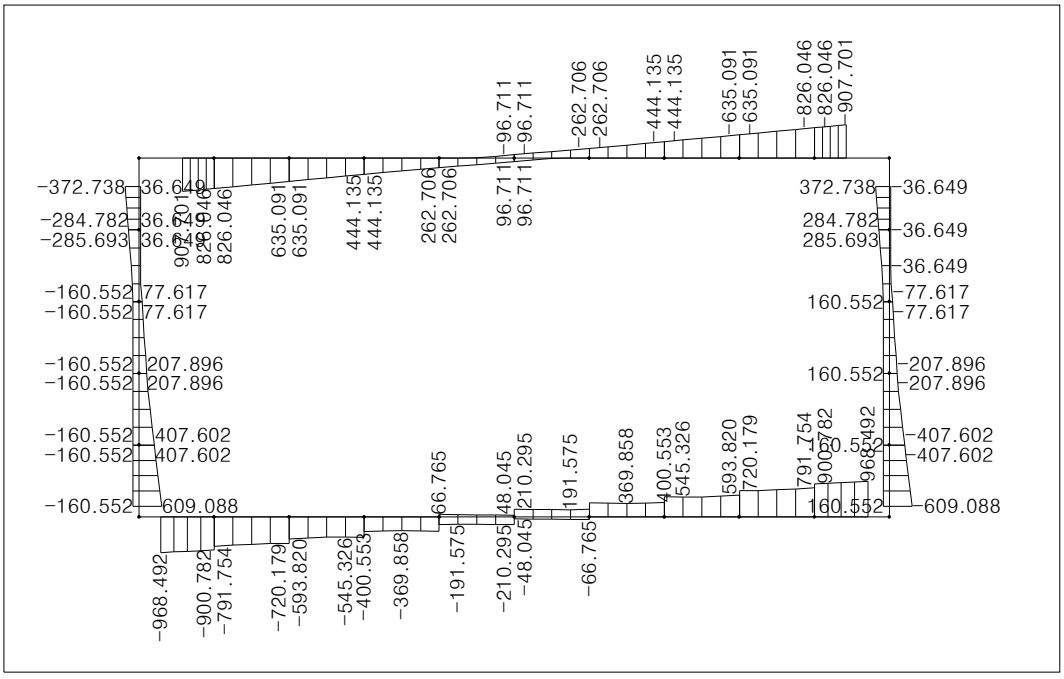
14. 단면력정리

14.1 상시

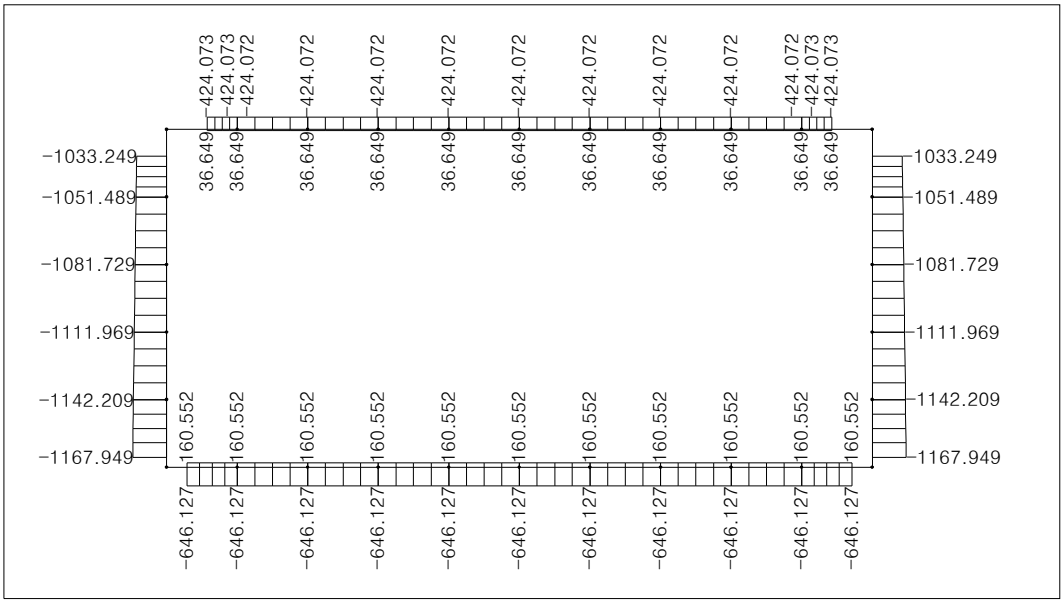
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



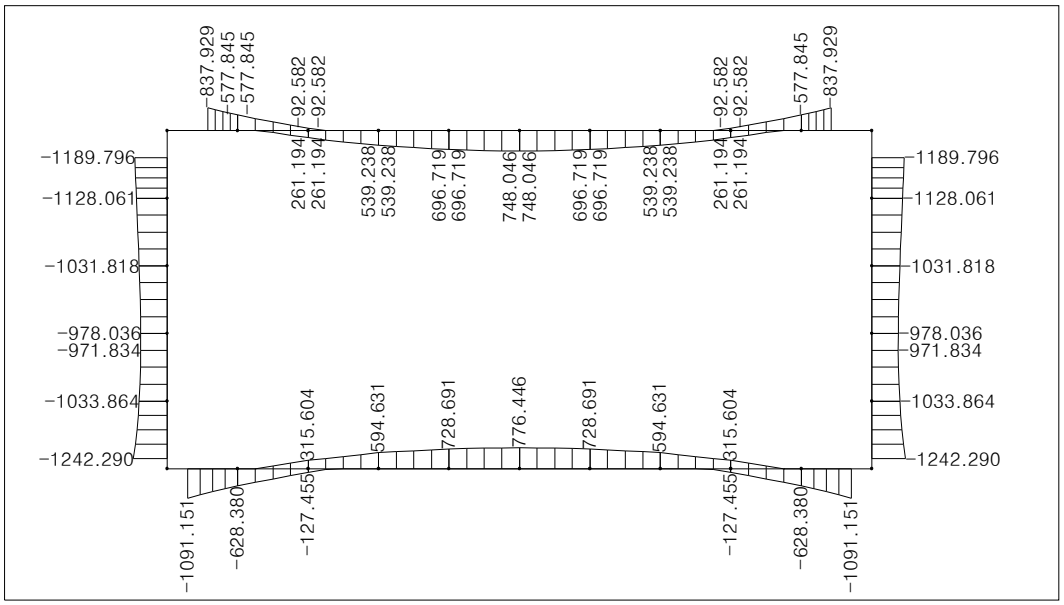
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

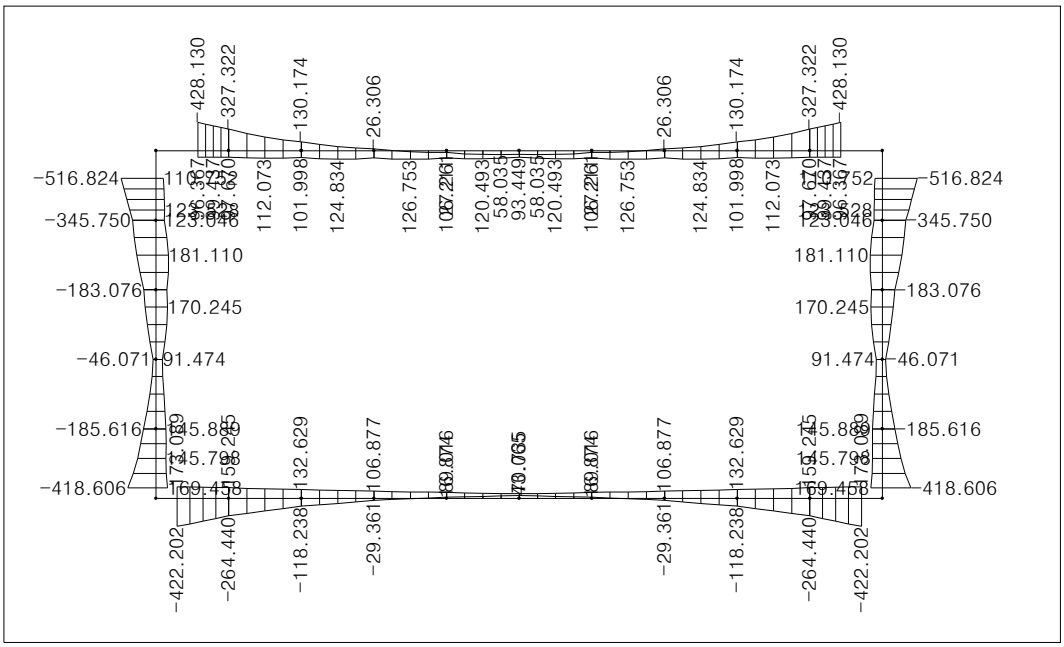


5) 단면력 정리

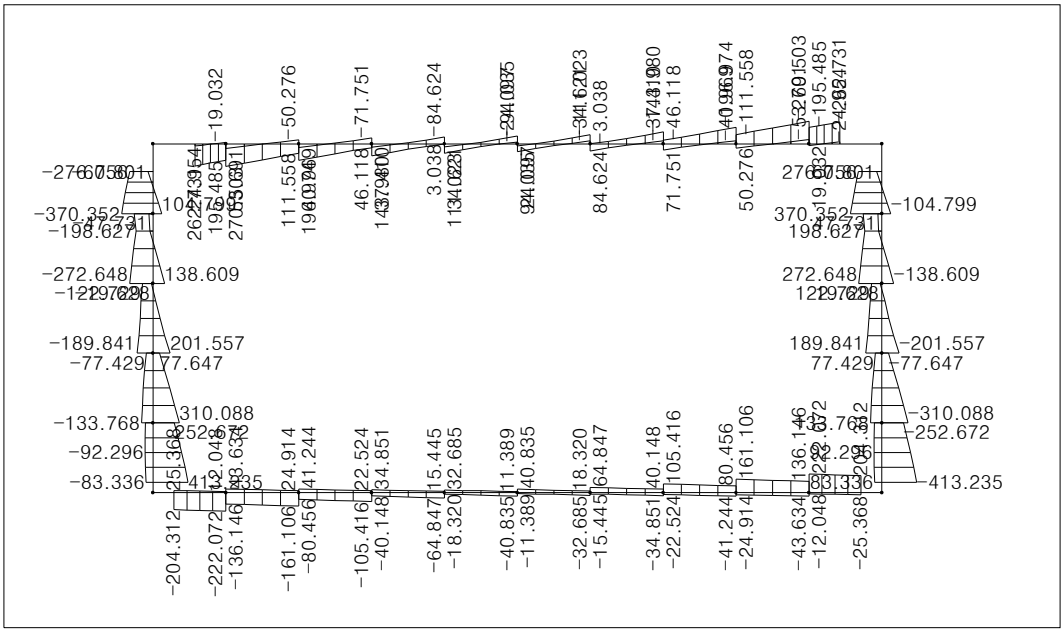
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1254.97	796.67	424.07	837.93	1000.00	933.33	
		좌측 (하면)	2	0.00	796.67	424.07	0.00	1000.00	800.00	
		중앙부	3	1066.84	96.71	424.07	748.05	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	4	1254.97	796.67	424.07	837.93	1000.00	933.33	
		우측 (하면)	5	0.00	796.67	424.07	0.00	1000.00	800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	0.00	777.11	646.13	0.00	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	7	1559.34	777.11	646.13	1091.15	1000.00	800.00	
		중앙부	8	1095.51	210.30	646.13	776.45	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	9	0.00	777.11	646.13	0.00	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	10	1559.34	777.11	646.13	1091.15	1000.00	800.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	1761.14	240.54	1033.25	1189.80	1000.00	1166.67	
		상부 (내측)	12	0.00	240.54	1033.25	0.00	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	13	1424.12	160.55	1096.85	991.16	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	14	0.00	160.55	1096.85	0.00	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	15	1754.90	343.16	1167.95	1242.29	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	16	0.00	343.16	1167.95	0.00	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	1761.14	240.54	1033.25	1189.80	1000.00	1151.10	
		상부 (내측)	18	0.00	240.54	1033.25	0.00	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	19	1424.12	160.55	1096.85	991.16	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	20	0.00	160.55	1096.85	0.00	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	21	1754.90	343.16	1167.95	1242.29	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	22	0.00	343.16	1167.95	0.00	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

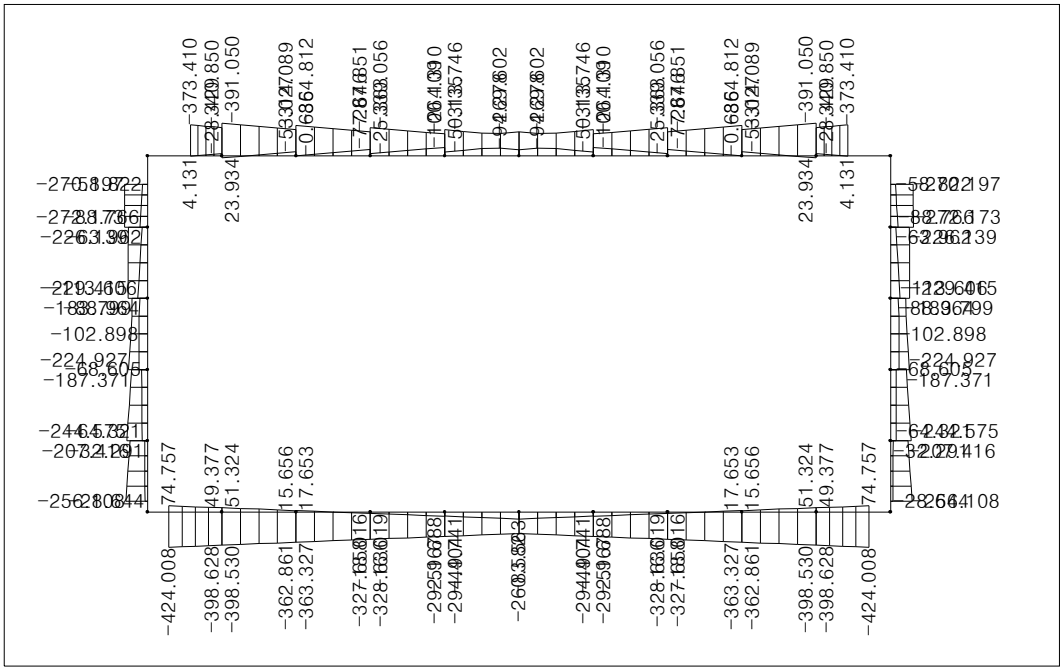
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



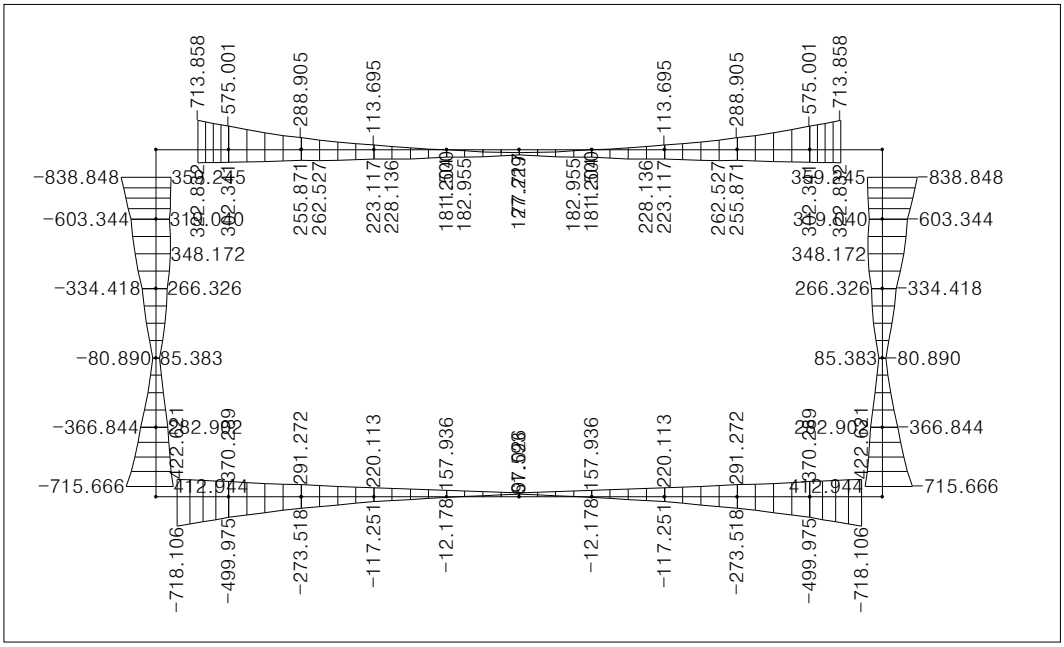
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	428.13	246.05	373.41	1000.00	933.33	
		좌측 (하면)	2	96.37	246.05	373.41	1000.00	800.00	
		중앙부	3	93.45	94.04	288.84	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	4	428.13	246.05	373.41	1000.00	933.33	
		우측 (하면)	5	96.37	246.05	373.41	1000.00	800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	173.09	139.99	424.01	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	7	422.20	139.99	424.01	1000.00	800.00	
		중앙부	8	70.74	40.84	260.58	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	9	173.09	139.99	424.01	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	10	422.20	139.99	424.01	1000.00	800.00	

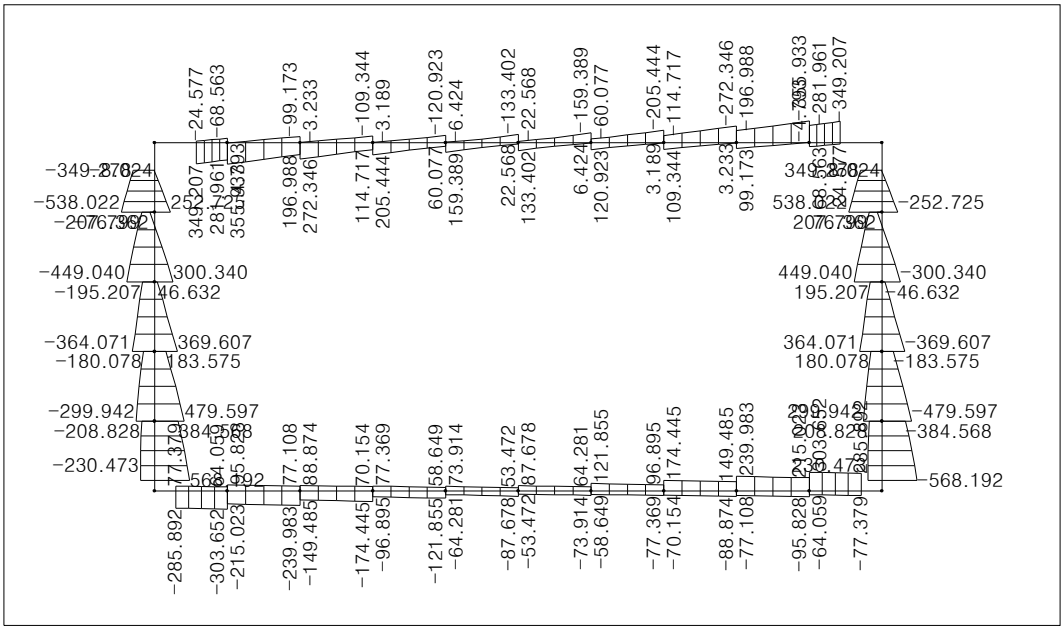
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	11	516.82	203.17	270.20	1000.00	1166.67	
		상부 (내측)	12	110.75	203.17	270.20	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	13	129.42	151.45	227.78	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	14	160.76	151.45	227.78	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	15	418.61	246.80	256.11	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	16	169.46	246.80	256.11	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	17	516.82	203.17	270.20	1000.00	1151.10	
		상부 (내측)	18	110.75	203.17	270.20	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	19	129.42	151.45	227.78	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	20	160.76	151.45	227.78	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	21	418.61	246.80	256.11	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	22	169.46	246.80	256.11	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

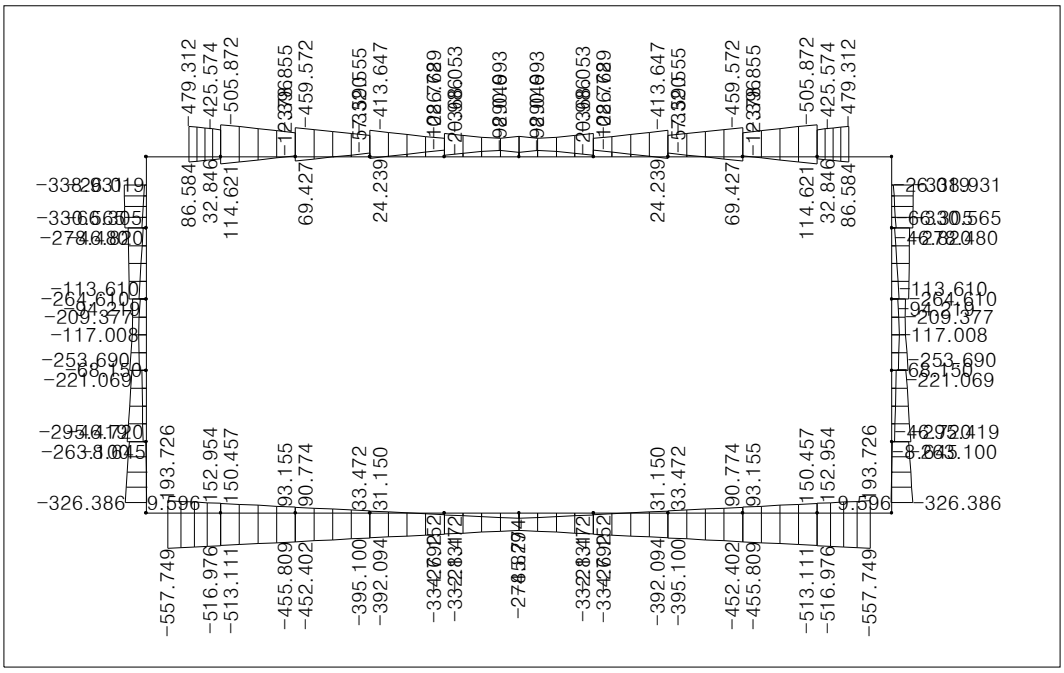
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	713.86	331.48	479.31	1000.00	933.33	
		좌측 (하면)	2	322.83	331.48	479.31	1000.00	800.00	
		중앙부	3	127.23	133.40	322.75	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	4	713.86	331.48	479.31	1000.00	933.33	
		우측 (하면)	5	322.83	331.48	479.31	1000.00	800.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	422.62	218.86	557.75	1000.00	800.00	
		좌측 (하면)	7	718.11	218.86	557.75	1000.00	800.00	
		중앙부	8	97.03	87.68	274.83	1000.00	800.00	
		우측 (상면)	9	422.62	218.86	557.75	1000.00	800.00	
		우측 (하면)	10	718.11	218.86	557.75	1000.00	800.00	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	838.85	286.94	338.93	1000.00	1166.67	
		상부 (내측)	12	359.25	286.94	338.93	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	13	230.04	279.28	271.55	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	14	217.36	279.28	271.55	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	15	715.67	401.33	326.39	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	16	412.94	401.33	326.39	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	838.85	286.94	338.93	1000.00	1151.10	
		상부 (내측)	18	359.25	286.94	338.93	1000.00	1000.00	
		중앙부 (외측)	19	230.04	279.28	271.55	1000.00	1000.00	
		중앙부 (내측)	20	217.36	279.28	271.55	1000.00	1000.00	
		하부 (외측)	21	715.67	401.33	326.39	1000.00	1000.00	
		하부 (내측)	22	412.94	401.33	326.39	1000.00	1000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1254.97	-	-713.86	-428.13	-1254.97	
		좌측 (하면)	2	-	-	322.83	96.37	322.83	
		중앙부	3	1066.84	-	127.23	93.45	1066.84	
		우측 (상면)	4	-1254.97	-	-713.86	-428.13	-1254.97	
		우측 (하면)	5	-	-	322.83	96.37	322.83	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	422.62	173.09	422.62	
		좌측 (하면)	7	-1559.34	-	-718.11	-422.20	-1559.34	
		중앙부	8	1095.51	-	97.03	70.74	1095.51	
		우측 (상면)	9	-	-	422.62	173.09	422.62	
		우측 (하면)	10	-1559.34	-	-718.11	-422.20	-1559.34	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1761.14	-	-838.85	-516.82	-1761.14	
		상부 (내측)	12	-	-	359.25	110.75	359.25	
		중앙부 (외측)	13	-1424.12	-	-230.04	-129.42	-1424.12	
		중앙부 (내측)	14	-	-	217.36	160.76	217.36	
		하부 (외측)	15	-1754.90	-	-715.67	-418.61	-1754.90	
		하부 (내측)	16	-	-	412.94	169.46	412.94	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1761.14	-	-838.85	-516.82	-1761.14	
		상부 (내측)	18	-	-	359.25	110.75	359.25	
		중앙부 (외측)	19	-1424.12	-	-230.04	-129.42	-1424.12	
		중앙부 (내측)	20	-	-	217.36	160.76	217.36	
		하부 (외측)	21	-1754.90	-	-715.67	-418.61	-1754.90	
		하부 (내측)	22	-	-	412.94	169.46	412.94	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	796.67	-	331.48	246.05	796.67	
		좌측 (하면)	2	796.67	-	331.48	246.05	796.67	
		중앙부	3	96.71	-	133.40	94.04	133.40	
		우측 (상면)	4	-796.67	-	-331.48	-246.05	-796.67	
		우측 (하면)	5	-796.67	-	-331.48	-246.05	-796.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-777.11	-	-218.86	-139.99	-777.11	
		좌측 (하면)	7	-777.11	-	-218.86	-139.99	-777.11	
		중앙부	8	-210.30	-	-87.68	-40.84	-210.30	
		우측 (상면)	9	777.11	-	218.86	139.99	777.11	
		우측 (하면)	10	777.11	-	218.86	139.99	777.11	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-240.54	-	-286.94	-203.17	-286.94	
		상부 (내측)	12	-240.54	-	-286.94	-203.17	-286.94	
		중앙부 (외측)	13	-160.55	-	-279.28	-151.45	-279.28	
		중앙부 (내측)	14	-160.55	-	-279.28	-151.45	-279.28	
		하부 (외측)	15	343.16	-	401.33	246.80	401.33	
		하부 (내측)	16	343.16	-	401.33	246.80	401.33	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	240.54	-	286.94	203.17	286.94	
		상부 (내측)	18	240.54	-	286.94	203.17	286.94	
		중앙부 (외측)	19	160.55	-	279.28	151.45	279.28	
		중앙부 (내측)	20	160.55	-	279.28	151.45	279.28	
		하부 (외측)	21	-343.16	-	-401.33	-246.80	-401.33	
		하부 (내측)	22	-343.16	-	-401.33	-246.80	-401.33	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-424.07	-	-479.31	-373.41	-479.31	
		좌측 (하면)	2	-424.07	-	-479.31	-373.41	-479.31	
		중앙부	3	-424.07	-	-322.75	-288.84	-424.07	
		우측 (상면)	4	-424.07	-	-479.31	-373.41	-479.31	
		우측 (하면)	5	-424.07	-	-479.31	-373.41	-479.31	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-646.13	-	-557.75	-424.01	-646.13	
		좌측 (하면)	7	-646.13	-	-557.75	-424.01	-646.13	
		중앙부	8	-646.13	-	-274.83	-260.58	-646.13	
		우측 (상면)	9	-646.13	-	-557.75	-424.01	-646.13	
		우측 (하면)	10	-646.13	-	-557.75	-424.01	-646.13	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1033.25	-	-338.93	-270.20	-1033.25	
		상부 (내측)	12	-1033.25	-	-338.93	-270.20	-1033.25	
		중앙부 (외측)	13	-1096.85	-	-271.55	-227.78	-1096.85	
		중앙부 (내측)	14	-1096.85	-	-271.55	-227.78	-1096.85	
		하부 (외측)	15	-1167.95	-	-326.39	-256.11	-1167.95	
		하부 (내측)	16	-1167.95	-	-326.39	-256.11	-1167.95	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1033.25	-	-338.93	-270.20	-1033.25	
		상부 (내측)	18	-1033.25	-	-338.93	-270.20	-1033.25	
		중앙부 (외측)	19	-1096.85	-	-271.55	-227.78	-1096.85	
		중앙부 (내측)	20	-1096.85	-	-271.55	-227.78	-1096.85	
		하부 (외측)	21	-1167.95	-	-326.39	-256.11	-1167.95	
		하부 (내측)	22	-1167.95	-	-326.39	-256.11	-1167.95	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-837.93	-	-	-	-837.93	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	748.05	-	-	-	748.05	
		우측 (상면)	4	-837.93	-	-	-	-837.93	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	7	-1091.15	-	-	-	-1091.15	
		중앙부	8	776.45	-	-	-	776.45	
		우측 (상면)	9	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	10	-1091.15	-	-	-	-1091.15	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1189.80	-	-	-	-1189.80	
		상부 (내측)	12	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	13	-991.16	-	-	-	-991.16	
		중앙부 (내측)	14	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	15	-1242.29	-	-	-	-1242.29	
		하부 (내측)	16	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1189.80	-	-	-	-1189.80	
		상부 (내측)	18	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	19	-991.16	-	-	-	-991.16	
		중앙부 (내측)	20	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	21	-1242.29	-	-	-	-1242.29	
		하부 (내측)	22	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	833	1254.97	1377.85	4656.00	H29 - 8.0EA	5139.20	1.10
		좌측(하면)	1	1000	720	322.83	1193.61	1340.51	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	3.70
		중앙부	2	1000	720	1066.84	1193.61	4615.87	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	1.12
		우측(상면)	3	1000	833	1254.97	1377.85	4656.00	H29 - 8.0EA	5139.20	1.10
		우측(하면)	3	1000	720	322.83	1193.61	1340.51	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5203.60	3.70
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	720	422.62	1179.82	1764.06	H29 - 8.0EA	5139.20	2.79
		좌측(하면)	4	1000	676	1559.34	1717.53	7514.47	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.10
		중앙부	5	1000	720	1095.51	1179.82	4747.98	H29 - 8.0EA	5139.20	1.08
		우측(상면)	6	1000	720	422.62	1179.82	1764.06	H29 - 8.0EA	5139.20	2.79
		우측(하면)	6	1000	676	1559.34	1717.53	7514.47	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	8380.40	1.10
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1067	1761.14	2518.24	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.43
		상부(내측)	7	1000	920	359.24	2526.79	-	H16 - 4.0EA	5933.60	7.03
		중앙부(외측)	8	1000	900	1424.12	2175.58	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.53
		중앙부(내측)	8	1000	920	217.36	2453.07	-	H16 - 4.0EA	5933.60	11.29
		하부(외측)	9	1000	876	1754.90	3022.11	-	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	9174.80	1.72
		하부(내측)	9	1000	920	412.94	2652.80	-	H16 - 4.0EA	9174.80	6.42
우측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1051	1761.14	2465.26	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.40
		상부(내측)	10	1000	920	359.24	2526.79	-	H16 - 4.0EA	5933.60	7.03
		중앙부(외측)	11	1000	900	1424.12	2175.58	-	H29 - 8.0EA	5933.60	1.53
		중앙부(내측)	11	1000	920	217.36	2453.07	-	H16 - 4.0EA	5933.60	11.29
		하부(외측)	12	1000	876	1754.90	3022.11	-	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	9174.80	1.72
		하부(내측)	12	1000	920	412.94	2652.80	-	H16 - 4.0EA	9174.80	6.42

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	454.7	796.7	809.42	2.00	244.29	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	467.7	133.4	650.10	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	454.7	796.7	809.42	2.00	244.29	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	467.7	777.1	832.55	2.00	214.90	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	467.7	210.3	650.10	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	467.7	777.1	832.55	2.00	214.90	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	627.7	286.9	1083.83	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	630.4	279.3	858.43	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	616.3	401.3	838.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	627.7	286.9	1083.83	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	630.4	279.3	858.43	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	616.3	401.3	838.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	933.33	833.33	100.00	1254.97	796.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (833.33 - 105.379) / 105.379 = 0.02072

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4655.998\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.104]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00617

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (833.33 - a/2) = 1377.852 kN.m

≥ Mu (= 1254.969 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.098]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

< Vu (= 796.668 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (796.668-454.663) x 150.00 / (400x700.00xΦ) x 1000 = 244.289 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 700.00 / 150.00 x 1000 = 473.013 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 700.00 / 1000 = 2424.871 kN ≥ 473.013 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (606.218 + 473.013) = 809.423 kN ≥ 796.668 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	322.83	796.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5203.600 x 400.00 = 2081440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 90.695 mm, c = 90.695 / β1 = 90.695 / 0.85 = 106.699 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 106.699) / 106.699 = 0.01724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1340.509\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.882]

1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00723

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.695 mm

ΦMn = 0.85 x 5203.600 x 400 x (720.00 - a/2) = 1193.612 kN.m

≥ Mu (= 322.832 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.697]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 796.668 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (796.668-467.654) x 150.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 228.482 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 720.00 / 150.00 x 1000 = 486.528 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 486.528 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 486.528) = 832.550 kN ≥ 796.668 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	1066.84	133.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5203.600 x 400.00 = 2081440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 90.695 mm, c = 90.695 / β1 = 90.695 / 0.85 = 106.699 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 106.699) / 106.699 = 0.01724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4615.873\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.127]

1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00723

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.695 mm

ΦMn = 0.85 x 5203.600 x 400 x (720.00 - a/2) = 1193.612 kN.m

≥ Mu (= 1066.836 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.119]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 133.402 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	933.33	833.33	100.00	1254.97	796.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (833.33 - 105.379) / 105.379 = 0.02072

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4655.998 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.104]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00617

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (833.33 - a/2) = 1377.852 kN.m

≥ Mu (= 1254.969 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.098]

* 전단에 대한 검토 (d = 700.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 700.00 = 454.663 kN

< Vu (= 796.668 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (796.668-454.663) x 150.00 / (400x700.00xΦ) x 1000 = 244.289 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 700.00 / 150.00 x 1000 = 473.013 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 700.00 / 1000 = 2424.871 kN ≥ 473.013 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (606.218 + 473.013) = 809.423 kN ≥ 796.668 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	322.83	796.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5203.600 x 400.00 = 2081440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 90.695 mm, c = 90.695 / β1 = 90.695 / 0.85 = 106.699 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 106.699) / 106.699 = 0.01724

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1340.509 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.882]

1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00723

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 90.695 mm

ΦMn = 0.85 x 5203.600 x 400 x (720.00 - a/2) = 1193.612 kN.m

≥ Mu (= 322.832 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.697]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 796.668 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (796.668-467.654) x 150.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 228.482 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 720.00 / 150.00 x 1000 = 486.528 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 486.528 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 486.528) = 832.550 kN ≥ 796.668 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	422.62	777.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1764.059\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.913]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 422.621 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.792]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 777.114 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (777.114-467.654) x 150.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 214.903 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 720.00 / 150.00 x 1000 = 486.528 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 486.528 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 486.528) = 832.550 kN ≥ 777.114 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	675.82	100.00	1559.34	777.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 171.840) / 171.840 = 0.00922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7514.472 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 1.115]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01240

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (675.81 - a/2) = 1717.532 kN.m

≥ Mu (= 1559.343 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.101]

* 전단에 대한 검토 (d = 675.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 675.81 = 438.955 kN

< Vu (= 777.114 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (777.114-438.955) x 150.00 / (400x675.81xΦ) x 1000 = 250.186 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 675.81 / 150.00 x 1000 = 456.671 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 675.81 / 1000 = 2341.092 kN ≥ 456.671 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (585.273 + 456.671) = 781.458 kN ≥ 777.114 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	1095.51	210.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4747.978 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.082]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 1095.510 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.077]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

≥ Vu (= 210.295 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	720.00	80.00	422.62	777.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (720.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01750

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1764.059\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.913]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00714

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.572 mm

ΦMn = 0.85 x 5139.200 x 400 x (720.00 - a/2) = 1179.820 kN.m

≥ Mu (= 422.621 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.792]

* 전단에 대한 검토 (d = 720.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 720.00 = 467.654 kN

< Vu (= 777.114 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (777.114-467.654) x 150.00 / (400x720.00xΦ) x 1000 = 214.903 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 720.00 / 150.00 x 1000 = 486.528 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 720.00 / 1000 = 2494.153 kN ≥ 486.528 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (623.538 + 486.528) = 832.550 kN ≥ 777.114 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	800.00	675.82	100.00	1559.34	777.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8380.400 x 400.00 = 3352160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 146.064 mm, c = 146.064 / β1 = 146.064 / 0.85 = 171.840 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (700.00 - 171.840) / 171.840 = 0.00922

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7514.472\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm), [사용률 = 1.115]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01240

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 146.064 mm

ΦMn = 0.85 x 8380.400 x 400 x (675.81 - a/2) = 1717.532 kN.m

≥ Mu (= 1559.343 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.101]

* 전단에 대한 검토 (d = 675.81 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 675.81 = 438.955 kN

< Vu (= 777.114 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (777.114-438.955) x 150.00 / (400x675.81xΦ) x 1000 = 250.186 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 675.81 / 150.00 x 1000 = 456.671 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 675.81 / 1000 = 2341.092 kN ≥ 456.671 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (585.273 + 456.671) = 781.458 kN ≥ 777.114 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,167	100	1,067	1033.249	1761.143	1704.5

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1166.7 x 1000.0 = 26775000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (26775000.0 x 583.33 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 1086.667) / 29148440.0

= 554.734 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 640.00 mm, ab = k1 x cb = 544.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 544000.000 = 12484.800 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 12484.800 + 299.529 - 2055.680 = 10728.649 kN

Mb = Cc x 794.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5338.113 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 497.557 mm, e = Mu/Pu = 1704.471 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 181.74 mm, a = k1 x c = 154.48 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 154476.674 = 3545.240 kN

∑Csi = 248.594 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3545.240 + 248.594 - 2055.680 = 1738.153 kN

Mn = Cc x 989.428 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2962.643 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1704.477)| = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1166.67 - 100.00 = 1066.667 mm

c = 181.737 mm, a = k1 x c = 154.477 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1066.67-181.74) / 181.74 = 0.01461

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20149.811 kN ≥ Pn = 1738.153 kN

ΦPn = 0.85 x 1738.153 = 1477.430 kN ≥ Pu = 1033.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.704 = 2518.237 kN.m ≥ Mu = 1761.143 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 627.710 kN

≥ Vu (= 286.935 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1033.249	359.245	347.7

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 900.000) / 25323440.0

= 527.201 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 10768.140 + 1937.735 - 317.760 = 12388.115 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3429.454 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 276.834 mm, e = Mu/Pu = 347.685 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 388.01 mm, a = k1 x c = 329.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 329810.791 = 7569.158 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 7569.158 + 1937.735 - 317.760 = 9189.133 kN

Mn = Cc x 755.095 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3194.987 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=347.692)| = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 388.013 mm, a = k1 x c = 329.811 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-388.01) / 388.01 = 0.00411

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0041-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.791

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20149.811 kN ≥ Pn = 9189.133 kN

ΦPn = 0.79 x 9189.133 = 7267.483 kN ≥ Pu = 1033.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.348 = 2526.791 kN.m ≥ Mu = 359.245 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 641.659 kN

≥ Vu (= 286.935 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	900	1096.849	1424.118	1298.4

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 920.000) / 25323440.0

= 472.799 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.00 mm, ab = k1 x cb = 459.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 459000.000 = 10534.050 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 10534.050 + 299.529 - 2055.680 = 8777.899 kN

Mb = Cc x 670.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4036.299 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 459.825 mm, e = Mu/Pu = 1298.372 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 193.06 mm, a = k1 x c = 164.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 164100.122 = 3766.098 kN

∑Csi = 260.898 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3766.098 + 260.898 - 2055.680 = 1971.316 kN

Mn = Cc x 817.950 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2559.510 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1298.377)| = 0.0048 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 193.059 mm, a = k1 x c = 164.100 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-193.06) / 193.06 = 0.01099

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20149.811 kN ≥ Pn = 1971.316 kN

ΦPn = 0.85 x 1971.316 = 1675.618 kN ≥ Pu = 1096.849 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.298 = 2175.576 kN.m ≥ Mu = 1424.118 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 630.366 kN

≥ Vu (= 279.280 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1096.849	217.364	198.2

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 900.000) / 25323440.0

= 527.201 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 10768.140 + 1937.735 - 317.760 = 12388.115 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3429.454 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 276.834 mm, e = Mu/Pu = 198.171 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 717.63 mm, a = k1 x c = 609.98 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 609982.910 = 13999.108 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 134.414 kN

Pn = 13999.108 + 1937.735 - 134.414 = 15802.429 kN

Mn = Cc x 615.009 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3131.658 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=198.176)| = 0.0047 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 717.627 mm, a = k1 x c = 609.983 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-717.63) / 717.63 = 0.00085

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20149.811 kN ≥ Pn = 15802.429 kN

ΦPn = 0.78 x 15802.429 = 12378.570 kN ≥ Pu = 1096.849 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.198 = 2453.074 kN.m ≥ Mu = 217.364 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 644.374 kN

≥ Vu (= 279.280 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	876	1167.949	1754.904	1502.6

㉯ 철근비 검토

As = 8380.400 mm² (인장중심 = 124.19 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 3352160.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 3352160.0 x 124.185 + 317760.0 x 920.000) / 26619920.0

= 457.688 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 525.49 mm, ab = k1 x cb = 446.67 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 446665.648 = 10250.977 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3352.160 kN

Pb = 10250.977 + 299.529 - 3352.160 = 7198.345 kN

Mb = Cc x 652.482 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4526.277 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.794 mm, e = Mu/Pu = 1502.552 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 277.78 mm, a = k1 x c = 236.12 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 236117.143 = 5418.888 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3352.160 kN

Pn = 5418.888 + 299.529 - 3352.160 = 2366.257 kN

Mn = Cc x 757.756 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3555.412 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1502.547)| = 0.0049 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 277.785 mm, a = k1 x c = 236.117 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-277.78) / 277.78 = 0.00672

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21127.487 kN ≥ Pn = 2366.257 kN

ΦPn = 0.85 x 2366.257 = 2011.318 kN ≥ Pu = 1167.949 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.503 = 3022.110 kN.m ≥ Mu = 1754.904 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 875.81 = 616.316 kN

≥ Vu (= 401.334 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1167.949	412.944	353.6

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8380.400 mm² (압축중심 = 124.19 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 3352160.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 3352160.0 x 875.815) / 26619920.0

= 542.312 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 3159.830 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 10768.140 + 3159.830 - 317.760 = 13610.210 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3602.965 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 264.725 mm, e = Mu/Pu = 353.563 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 320.70 mm, a = k1 x c = 272.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 272595.062 = 6256.057 kN

∑Csi = 2888.820 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 6256.057 + 2888.820 - 317.760 = 8827.116 kN

Mn = Cc x 783.702 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3120.974 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=353.567)| = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 320.700 mm, a = k1 x c = 272.595 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-320.70) / 320.70 = 0.00561

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21127.487 kN ≥ Pn = 8827.116 kN

ΦPn = 0.85 x 8827.116 = 7503.049 kN ≥ Pu = 1167.949 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.354 = 2652.800 kN.m ≥ Mu = 412.944 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 647.409 kN

≥ Vu (= 401.334 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,151	100	1,051	1033.249	1761.143	1704.5

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1151.1 x 1000.0 = 26417745.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (26417745.0 x 575.55 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 1071.100) / 28791185.0

= 547.065 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 630.66 mm, ab = k1 x cb = 536.06 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 536061.000 = 12302.600 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 12302.600 + 299.529 - 2055.680 = 10546.448 kN

Mb = Cc x 783.070 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5209.713 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 493.978 mm, e = Mu/Pu = 1704.471 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 179.97 mm, a = k1 x c = 152.97 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 152973.146 = 3510.734 kN

∑Csi = 246.531 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3510.734 + 246.531 - 2055.680 = 1701.585 kN

Mn = Cc x 974.613 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2900.295 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1704.467)| = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1151.10 - 100.00 = 1051.100 mm

c = 179.968 mm, a = k1 x c = 152.973 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1051.10-179.97) / 179.97 = 0.01452

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20149.811 kN ≥ Pn = 1701.585 kN

ΦPn = 0.85 x 1701.585 = 1446.347 kN ≥ Pu = 1033.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.704 = 2465.257 kN.m ≥ Mu = 1761.143 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 627.710 kN

≥ Vu (= 286.935 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1033.249	359.245	347.7

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 900.000) / 25323440.0

= 527.201 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 10768.140 + 1937.735 - 317.760 = 12388.115 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3429.454 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 276.834 mm, e = Mu/Pu = 347.685 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 388.01 mm, a = k1 x c = 329.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 329810.791 = 7569.158 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 7569.158 + 1937.735 - 317.760 = 9189.133 kN

Mn = Cc x 755.095 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3194.987 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=347.692)| = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 388.013 mm, a = k1 x c = 329.811 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-388.01) / 388.01 = 0.00411

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.79 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0041-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.791

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20149.811 kN ≥ Pn = 9189.133 kN

ΦPn = 0.79 x 9189.133 = 7267.483 kN ≥ Pu = 1033.249 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.348 = 2526.791 kN.m ≥ Mu = 359.245 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 641.659 kN

≥ Vu (= 286.935 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	900	1096.849	1424.118	1298.4

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 2055680.0 x 100.000 + 317760.0 x 920.000) / 25323440.0

= 472.799 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.00 mm, ab = k1 x cb = 459.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 459000.000 = 10534.050 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 10534.050 + 299.529 - 2055.680 = 8777.899 kN

Mb = Cc x 670.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4036.299 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 459.825 mm, e = Mu/Pu = 1298.372 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 193.06 mm, a = k1 x c = 164.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 164100.122 = 3766.098 kN

∑Csi = 260.898 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3766.098 + 260.898 - 2055.680 = 1971.316 kN

Mn = Cc x 817.950 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2559.510 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1298.377)| = 0.0048 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 193.059 mm, a = k1 x c = 164.100 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-193.06) / 193.06 = 0.01099

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20149.811 kN ≥ Pn = 1971.316 kN

ΦPn = 0.85 x 1971.316 = 1675.618 kN ≥ Pu = 1096.849 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.298 = 2175.576 kN.m ≥ Mu = 1424.118 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 630.366 kN

≥ Vu (= 279.280 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1096.849	217.364	198.2

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0059) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 2055680.0 x 900.000) / 25323440.0

= 527.201 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 10768.140 + 1937.735 - 317.760 = 12388.115 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3429.454 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 276.834 mm, e = Mu/Pu = 198.171 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 717.63 mm, a = k1 x c = 609.98 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 609982.910 = 13999.108 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 134.414 kN

Pn = 13999.108 + 1937.735 - 134.414 = 15802.429 kN

Mn = Cc x 615.009 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3131.658 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=198.176)| = 0.0047 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 717.627 mm, a = k1 x c = 609.983 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-717.63) / 717.63 = 0.00085

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20149.811 kN ≥ Pn = 15802.429 kN

ΦPn = 0.78 x 15802.429 = 12378.570 kN ≥ Pu = 1096.849 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.198 = 2453.074 kN.m ≥ Mu = 217.364 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 644.374 kN

≥ Vu (= 279.280 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	876	1167.949	1754.904	1502.6

㉯ 철근비 검토

As = 8380.400 mm² (인장중심 = 124.19 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 3352160.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 3352160.0 x 124.185 + 317760.0 x 920.000) / 26619920.0

= 457.688 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 525.49 mm, ab = k1 x cb = 446.67 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 446665.648 = 10250.977 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3352.160 kN

Pb = 10250.977 + 299.529 - 3352.160 = 7198.345 kN

Mb = Cc x 652.482 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4526.277 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.794 mm, e = Mu/Pu = 1502.552 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 277.78 mm, a = k1 x c = 236.12 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 236117.143 = 5418.888 kN

∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 3352.160 kN

Pn = 5418.888 + 299.529 - 3352.160 = 2366.257 kN

Mn = Cc x 757.756 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3555.412 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1502.547)| = 0.0049 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 277.785 mm, a = k1 x c = 236.117 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-277.78) / 277.78 = 0.00672

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21127.487 kN ≥ Pn = 2366.257 kN

ΦPn = 0.85 x 2366.257 = 2011.318 kN ≥ Pu = 1167.949 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.503 = 3022.110 kN.m ≥ Mu = 1754.904 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 875.81 = 616.316 kN

≥ Vu (= 401.334 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	1167.949	412.944	353.6

㉯ 철근비 검토

As = 794.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 8380.400 mm² (압축중심 = 124.19 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 317760.0 N, Cs' = Asf x fy = 3352160.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 317760.0 x 80.000 + 3352160.0 x 875.815) / 26619920.0

= 542.312 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 3159.830 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pb = 10768.140 + 3159.830 - 317.760 = 13610.210 kN

Mb = Cc x 685.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3602.965 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 264.725 mm, e = Mu/Pu = 353.563 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 320.70 mm, a = k1 x c = 272.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 272595.062 = 6256.057 kN

∑Csi = 2888.820 kN, ∑Tsi = 317.760 kN

Pn = 6256.057 + 2888.820 - 317.760 = 8827.116 kN

Mn = Cc x 783.702 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3120.974 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=353.567)| = 0.0037 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 320.700 mm, a = k1 x c = 272.595 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-320.70) / 320.70 = 0.00561

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21127.487 kN ≥ Pn = 8827.116 kN

ΦPn = 0.85 x 8827.116 = 7503.049 kN ≥ Pu = 1167.949 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.354 = 2652.800 kN.m ≥ Mu = 412.944 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 647.409 kN

≥ Vu (= 401.334 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 상부_외측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

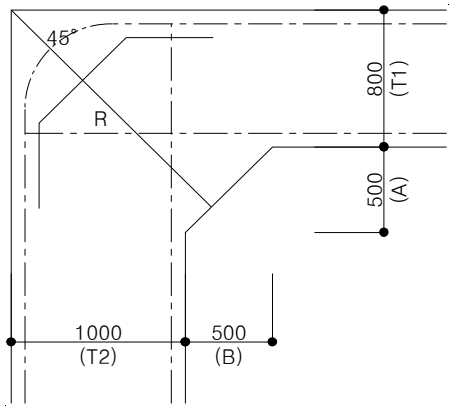
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1189.796 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1189.796 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1189.80 \times 10^{}}{1626.346^2 \times 1000} = 2.249 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1189.80 \times 10^{}}{1626.346 \times 180} = 8128.626 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8128.626 mm² - 2569.600 mm²

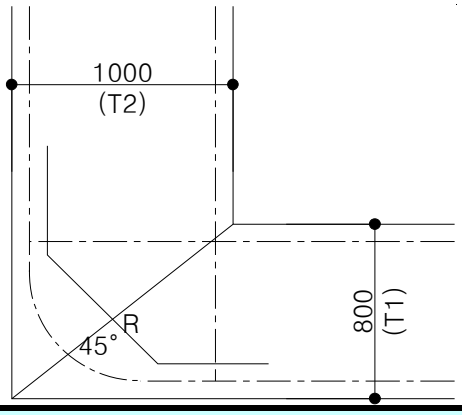
= 5559.026 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 5746.400 mm² > Req'd As (= 5559.026 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1242.290 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1242.290 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1280.625$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1242.29 \times 10^{}}{1280.625^2 \times 1000} = 3.787 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1242.29 \times 10^{}}{1280.625 \times 180} = 10778.506$$ r

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10778.506 mm² - 3176.800 mm²

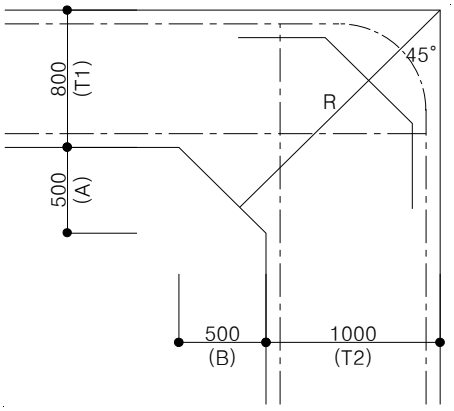
= 7601.706 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H25 - 4EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 8300.400 mm² > Req'd As (= 7601.706 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1189.796 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1189.796 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1626.346 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1189.80 \times 10^{}}{1626.346^2 \times 1000} = 2.249 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1189.80 \times 10^{}}{1626.346 \times 180} = 8128.626 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8128.626 mm² - 2569.600 mm²

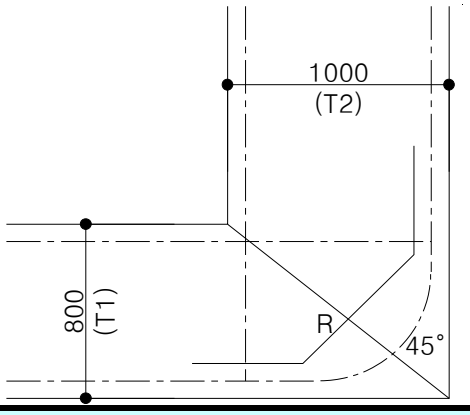
= 5559.026 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 5746.400 mm² > Req'd As (= 5559.026 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1242.290 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1242.290 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1280.625$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1242.29 \times 10^{}}{1280.625^2 \times 1000} = 3.787 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1242.29 \times 10^{}}{1280.625 \times 180} = 10778.506$$ r

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10778.506 mm² - 3176.800 mm²

= 7601.706 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H25 - 4EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 8300.400 mm² > Req'd As (= 7601.706 mm²) ----------> O.K !!!

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	833	H29 - 8.0EA	125	277.503	O.K	2.220
		좌측 (하면)	1	720	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	720	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	318.300	O.K	2.546
		우측 (상면)	3	833	H29 - 8.0EA	125	277.503	O.K	2.220
		우측 (하면)	3	720	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	4	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	4	676	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	273.451	O.K	2.188
		중앙부	5	720	H29 - 8.0EA	125	291.590	O.K	2.333
		우측 (상면)	6	720	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	6	676	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	273.451	O.K	2.188
좌측벽체	1층	상부	7	1067	H29 - 8.0EA	125	233.228	O.K	1.866
		상부	7	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	8	900	H29 - 8.0EA	125	236.127	O.K	1.889
		중앙부	8	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	876	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	347.268	O.K	2.778
		하부	9	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

우측벽체	1층	상부	10	1051	H29 - 8.0EA	125	226.472	O.K	1.812
		상부	10	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		중앙부	11	900	H29 - 8.0EA	125	236.127	O.K	1.889
		중앙부	11	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	876	H32 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	347.268	O.K	2.778
		하부	12	920	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 837.929 x 1000000 / [5139.200 x (833.334 - 211.516/3)]
= 213.739 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x833.3/(7x5139.200)]
= 211.516 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 213.74) - 2.5 x 85.50 = 277.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 213.74) = 393.00 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 277.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 277.50 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 748.046 x 1000000 / [5203.600 x (720.000 - 195.478/3)]
= 219.527 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5203.600)]
= 195.478 mm

사용철근량 = 5203.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 5203.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 219.53) - 2.5 x 64.00 = 318.30 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 219.53) = 382.64 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 318.30 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 318.30 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 837.929 x 1000000 / [5139.200 x (833.334 - 211.516/3)]

= 213.739 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x833.3/(7x5139.200)]

= 211.516 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 213.74) - 2.5 x 85.50 = 277.50 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 213.74) = 393.00 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 277.50 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 277.50 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1091.151 x 1000000 / [8380.400 x (675.815 - 228.968/3)]

= 217.188 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x675.8/(7x8380.400)]

= 228.968 mm

사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 217.19) - 2.5 x 84.00 = 273.45 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 217.19) = 386.76 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 273.45 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 273.45 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 776.446 x 1000000 / [5139.200 x (720.000 - 194.454/3)]

= 230.597 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x720.0/(7x5139.200)]

= 194.454 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 230.60) - 2.5 x 65.50 = 291.59 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 230.60) = 364.27 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 291.59 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.59 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1091.151 x 1000000 / [8380.400 x (675.815 - 228.968/3)]

= 217.188 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x675.8/(7x8380.400)]

= 228.968 mm

사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 217.19) - 2.5 x 84.00 = 273.45 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 217.19) = 386.76 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 273.45 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 273.45 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1189.796 x 1000000 / [5139.200 x (1066.667 - 243.381/3)]

= 234.911 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1066.7/(7x5139.200)]

= 243.381 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 234.91) - 2.5 x 85.50 = 233.23 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 234.91) = 357.58 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 233.23 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 233.23 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 991.156 x 1000000 / [5139.200 x (900.000 - 221.024/3)]

= 233.397 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x5139.200)]

= 221.024 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 233.40) - 2.5 x 85.50 = 236.13 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 233.40) = 359.90 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 236.13 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 236.13 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1242.290 x 1000000 / [8380.400 x (875.815 - 267.216/3)]

= 188.419 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x875.8/(7x8380.400)]

= 267.216 mm

사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 188.42) - 2.5 x 84.00 = 347.27 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 188.42) = 445.81 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 347.27 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 347.27 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1189.796 x 1000000 / [5139.200 x (1051.100 - 241.369/3)]

= 238.516 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1051.1/(7x5139.200)]

= 241.369 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 238.52) - 2.5 x 85.50 = 226.47 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 238.52) = 352.18 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 226.47 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 226.47 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 991.156 x 1000000 / [5139.200 x (900.000 - 221.024/3)]

= 233.397 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x5139.200)]

= 221.024 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 233.40) - 2.5 x 85.50 = 236.13 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 233.40) = 359.90 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 236.13 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 236.13 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1242.290 x 1000000 / [8380.400 x (875.815 - 267.216/3)]

= 188.419 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x8380.400/1000.0 + 7x8380.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x875.8/(7x8380.400)]

= 267.216 mm

사용철근량 = 8380.4 mm² (철근도심 : 124.2 mm)

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 188.42) - 2.5 x 84.00 = 347.27 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 188.42) = 445.81 mm

건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 347.27 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 347.27 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.400 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.80 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.400 / 28

T = 0.371 m < 0.800 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

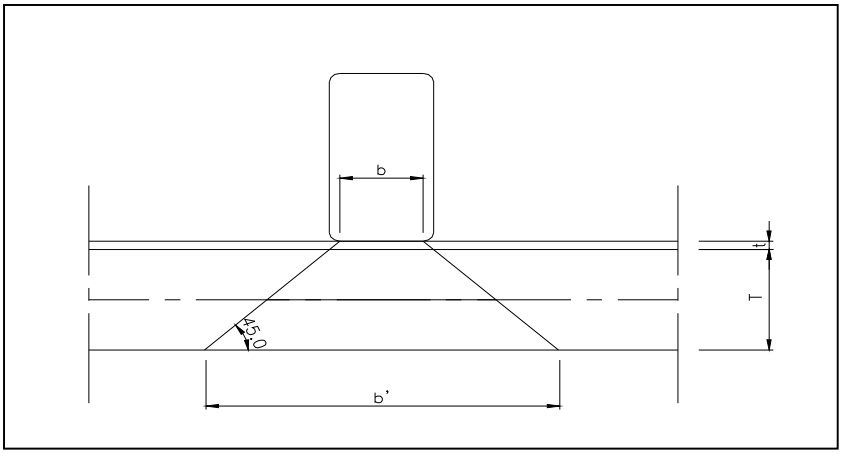
1) 고정하중

- 구체자중 = 674.250 / 11.400 = 59.145 kN/m²
- 상부연직하중 = 91.075 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

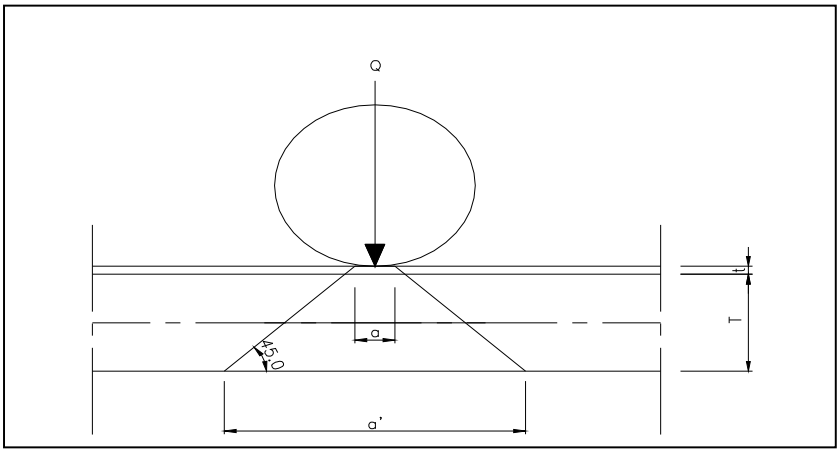


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 800 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.800 + 0.040) × cot 45°

= 2.180 m



a' = 0.200 + 2 × (0.800 + 0.040) × cot 45°

= 1.880 m

Qz = 96.0 / (2.180 × 1.880 ¦ 23.424 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 59.14 + 91.08 + 15.00 + 0.92 + 23.42

= 189.564 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 752.85 kN/m² ≥ Qmax = 189.564 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.400	×	1.100	×	25.000			=	313.500	kN/m
- 하부슬래브	:	11.400	×	1.100	×	25.000			=	313.500	kN/m
- 벽체	:	1.000	×	2.970	×	25.000	×	2	=	148.500	kN/m
	:	1.000	×	2.970	×	25.000	×	2	=	148.500	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.400	×	0.040	×	23.000			=	6.808	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.400	×	1.000	×	19.000			=	216.600	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.400	×	3.697	×	10.000			=	421.458	kN/m
- 수직수압	:	11.400	×	3.697	×	10.000			=	421.458	kN/m
							∴ Σ		=	1996.574	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 3.697 \times 19.000 + 3.697^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 50.440$ kN/m

∴ $\sum = 3.458 + 50.440 = 53.897$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1996.574 + 53.897 = 2050.471$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 11.400 \times 11.837 \times 10.000$

$= 1349.418$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2050.471 / 1349.418$

$= 1.520 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -13.7 m (보링주상도 NBB-6 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.400	×	1.100	×	25.000			=	313.500	kN/m
- 하부슬래브	:	11.400	×	1.100	×	25.000			=	313.500	kN/m
- 벽체	:	1.000	×	2.970	×	25.000	×	2	=	148.500	kN/m
	:	1.000	×	2.970	×	25.000	×	2	=	148.500	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.400	×	0.040	×	23.000			=	6.808	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.400	×	13.700	×	19.000			=	2967.420	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.400	×	-9.003	×	10.000			=	-1026.342	kN/m
- 수직수압	:	11.400	×	-9.003	×	10.000			=	-1026.342	kN/m
							∴ Σ		=	1851.794	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 13.700^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 648.979$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 13.700 \times -9.003 \times 19.000 + -9.003^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -705.451$ kN/m

∴ $\sum = 648.979 + -705.451 = -56.472$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1851.794 + -56.472 = 1795.322$ kN/m

2) 부력

※ 지하수위가 하부슬래브 하면 아래에 존재하므로 부력이 발생하지 않음.

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우를 대비 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{313.500}{11.400 \times 10.000 \times 1.100} = 2.500 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.500 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{462.000}{11.400 \times 10.000 \times 1.100} = 3.684 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.684 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{468.250}{11.400 \times 10.000 \times 1.100} = 3.734 \text{ m}$$

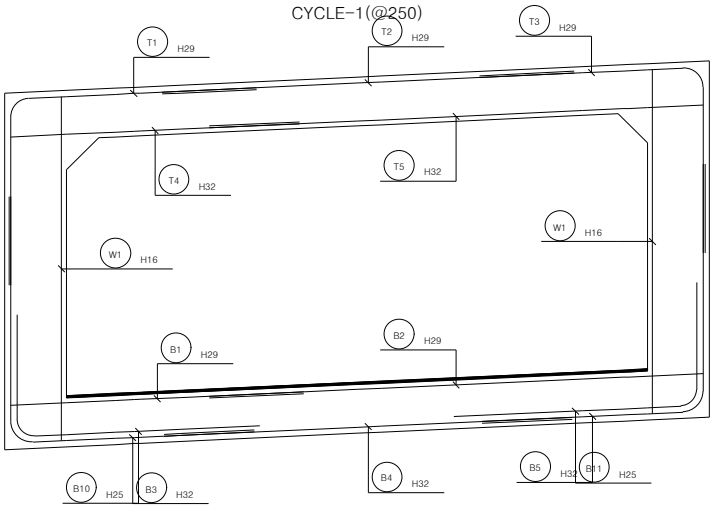
∴ 구조물 저면으로 부터 3.734 m 이하유지

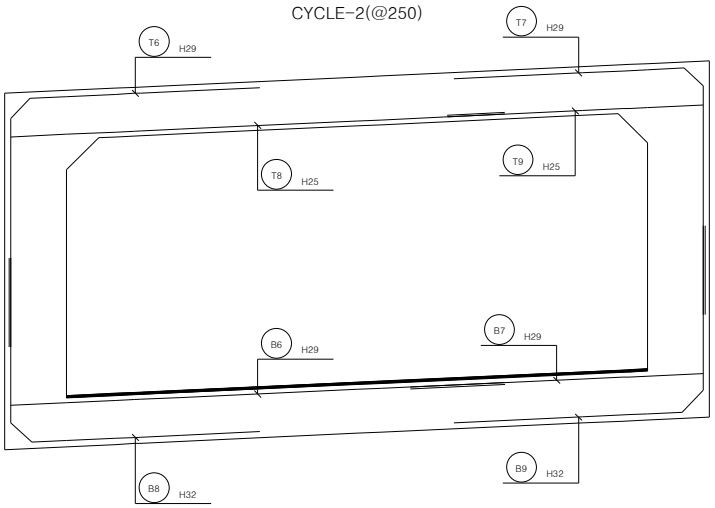
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{930.250}{11.400 \times 10.000 \times 1.100} = 7.418 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 7.418 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE-1(@250)
T1 H29
T2 H29
T3 H29
T4 H32
T5 H32
W1 H16
W1 H16
B1 H29
B2 H29
B10 H25
B3 H32
B4 H32
B5 H32
B11 H25


CYCLE-2(@250)
T6 H29
T7 H29
T8 H25
T9 H25
B6 H29
B7 H29
B8 H32
B9 H32

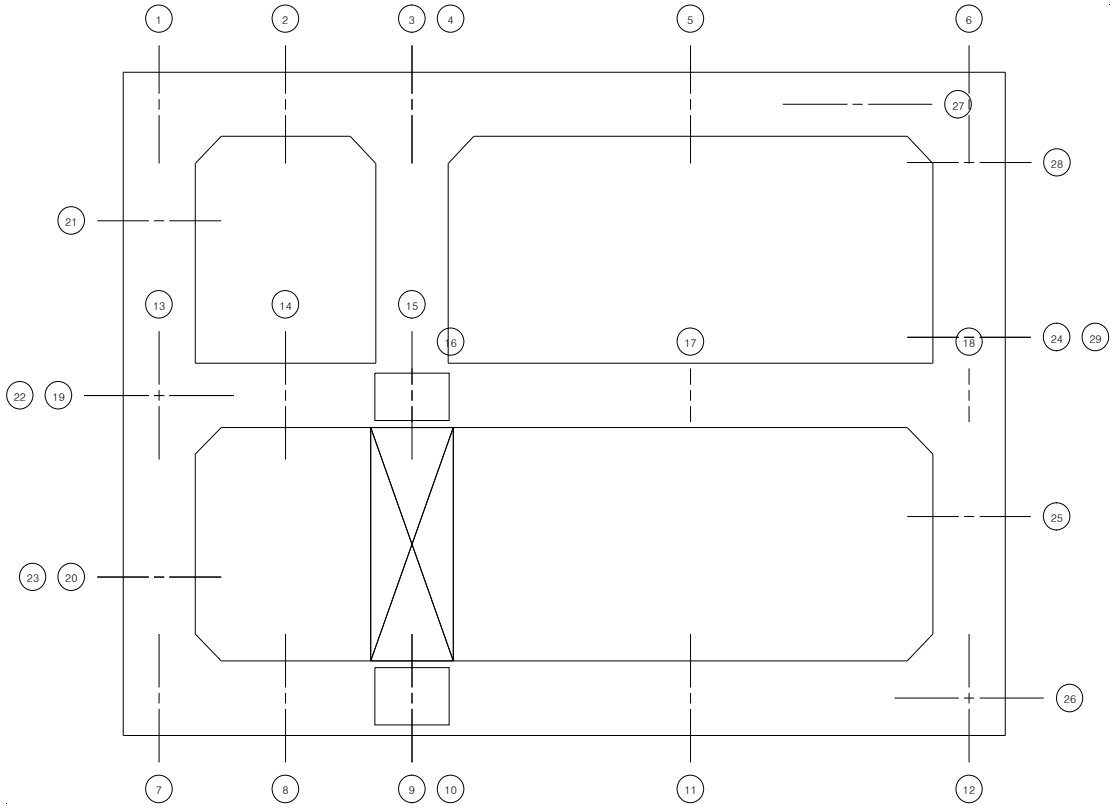
집수정 구조계산서

▣ STA. 0K+020.000 (BLOCK1 : 단면 A-A)
▣ 토 피(FH) = 9.95 m ▣ 선 형 = ∞
▣ 지반 조건 : 토사
▣ 구조형식 : 지중 2 련
(내공 : 2@(3.5M × 9.802M), 사각 : 90°)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 거더,기둥,내측벽체 검토
18. 절점부 검토
19. 사용성 검토
20. 기초 지지력 검토
20-1.부력 검토
21. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	369.946	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	3651.534	5999.941	1.643	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1267	1396.56	1916.92	3318.55	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.37
		좌측 (하면)	1	1000	1120	620.51	2090.39	1650.69	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.37
		중앙부 (상면)	2	1000	1059	237.32	2620.14	662.65	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7773.20	11.04
		중앙부 (하면)	2	1000	1120	181.14	2090.39	477.44	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	11.54
		우측 (상면)	3	1000	1233	1106.05	3727.29	2688.71	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	3.37
		우측 (하면)	3	1000	1120	613.71	2299.84	1632.38	H32 - 8.0EA	6353.60	3.75
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	1233	3498.49	3727.29	8903.04	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.07
		좌측 (하면)	4	1000	1120	1849.59	2299.84	5056.03	H32 - 8.0EA	6353.60	1.24
		중앙부	5	1000	1120	1828.06	2090.39	4994.68	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.14
		우측 (상면)	6	1000	1233	3358.00	3727.29	8520.99	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.11
		우측 (하면)	6	1000	1120	1021.83	2090.39	2741.88	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.05
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	1275	2936.50	4591.87	7118.72	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	1.56
		좌측 (하면)	7	1000	1417	3592.15	5642.20	7835.41	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.57
		중앙부 (상면)	8	1000	1275	1418.94	4591.87	3349.14	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	3.24
		중앙부 (하면)	8	1000	1250	2307.83	4922.12	5652.98	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	2.13
		우측	9	1000	1250	2105.73	4922.12	5138.75	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	2.34
	2경간	좌측 (상면)	10	1000	1275	2009.42	4591.87	4791.17	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	2.29
		좌측 (하면)	10	1000	1250	4887.90	4922.12	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.01
		중앙부	11	1000	1275	3310.83	4591.87	8082.11	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	1.39
		우측 (상면)	12	1000	1275	3259.71	4591.87	7949.69	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	1.41
		우측 (하면)	12	1000	1387	5181.90	6741.22	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.30

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1000	1237	3425.39	4864.52	8677.22	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.42
		좌측(하면)	13	1000	1087	2697.83	3252.04	7788.42	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.21
		중앙부(상면)	14	1000	1070	430.51	4144.44	1194.99	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	9.63
		중앙부(하면)	14	1000	1087	434.20	3252.04	1186.49	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	7.49
		우측(상면)	15	1000	1070	1957.34	4144.44	5639.28	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	2.12
		우측(하면)	15	1000	1087	2443.89	3252.04	7008.57	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.33
	2경간	좌측(상면)	16	1000	1070	2765.95	4144.44	8142.99	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.50
		좌측(하면)	16	1000	1087	2664.66	3252.04	7685.91	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.22
		중앙부(상면)	17	1000	1070	89.00	4144.44	245.13	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	46.57
		중앙부(하면)	17	1000	1087	385.77	3252.04	1053.03	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	8.43
		우측(상면)	18	1000	1237	3593.08	4864.52	9133.27	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.35
		우측(하면)	18	1000	1087	2804.29	3252.04	8118.70	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.16
좌측벽체	1층	상부(외측)	19	1000	1467	3137.94	4601.88	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.47
		상부(내측)	19	1000	1320	2327.67	3690.63	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	#######	1.59
		중앙부(외측)	20	1000	1300	669.47	5583.93	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	8.34
		중앙부(내측)	20	1000	1320	999.13	6215.79	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	#######	6.22
	2층	상부(외측)	21	1000	1467	2013.00	3443.49	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9192.80	1.71
		상부(내측)	21	1000	1320	1068.28	4371.67	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9192.80	4.09
		중앙부(외측)	22	1000	1300	551.79	6116.95	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	11.09
		중앙부(내측)	22	1000	1320	846.88	6008.68	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	#######	7.09
		하부(외측)	23	1000	1467	1126.45	7192.77	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	6.38
		하부(내측)	23	1000	1320	1091.80	5123.37	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	#######	4.69
		상부(외측)	24	1000	1467	2582.68	6214.03	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9257.20	2.41

우측벽체	1층	상부 (내측)	24	1000	1320	2799.84	5119.14	-	H29 - 8.0EA	9257.20	1.83
		중앙부 (외측)	25	1000	1300	1248.30	5730.52	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9257.20	4.59
		중앙부 (내측)	25	1000	1320	556.24	3790.25	-	H29 - 8.0EA	9257.20	6.81
		하부 (외측)	26	1000	1387	4666.91	9417.48	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	2.02
		하부 (내측)	26	1000	1320	2878.61	4690.67	-	H29 - 8.0EA	#######	1.63
	2층	상부 (외측)	27	1000	1433	3818.79	6749.31	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.77
		상부 (내측)	27	1000	1320	1355.26	6419.19	-	H29 - 8.0EA	#######	4.74
		중앙부 (외측)	28	1000	1300	1036.66	5935.91	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9257.20	5.73
		중앙부 (내측)	28	1000	1320	1065.68	6077.81	-	H29 - 8.0EA	9257.20	5.70
		하부 (외측)	29	1000	1467	805.49	6511.31	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9257.20	8.08
		하부 (내측)	29	1000	1320	1833.15	5759.77	-	H29 - 8.0EA	9257.20	3.14

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	2	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	2	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	3	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	3	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	4	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	4	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	6	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	6	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		좌측 (하면)	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부 (상면)	8	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부 (하면)	8	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측	9	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
	2 경간	좌측 (상면)	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		좌측 (하면)	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (상면)	12	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		우측 (하면)	12	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	13	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	14	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	14	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	15	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	15	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측 (상면)	16	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		좌측 (하면)	16	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부 (상면)	17	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부 (하면)	17	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (상면)	18	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (하면)	18	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
	2 층	2층(상부)	21	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(상부)	21	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	22	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	22	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	23	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	23	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K

우측 벽체	1층	1층(상부)	24	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(상부)	24	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	25	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	25	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(하부)	26	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(하부)	26	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
	2층	2층(상부)	27	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		2층(상부)	27	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		2층(중앙부)	28	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	28	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	29	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	29	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	653.7	1151.39	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		중앙부	2	687.9	678.3	1108.61	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	3	692.8	472.8	1116.50	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
	2경간	좌측	4	692.8	1491.4	1540.18	2.00	374.33	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	727.5	399.7	1172.33	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	692.8	1501.4	1540.18	2.00	379.04	H16	150	397.20	0.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	828.3	993.3	1559.06	2.00	129.37	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	8	828.3	1001.8	1559.06	2.00	136.02	H19	300	573.00	0.K
		우측	9	811.9	1077.4	1528.15	2.00	212.38	H19	300	573.00	0.K
	2경간	좌측	10	828.3	2192.1	2289.80	2.00	534.69	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	11	828.3	837.1	1559.06	2.00	6.90	H19	300	573.00	0.K
		우측	12	828.3	1718.1	2289.80	2.00	348.87	H19	150	573.00	0.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	695.0	1569.0	1921.21	2.00	408.43	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	14	695.0	1577.8	1921.21	2.00	412.55	H19	150	573.00	0.K
		우측	15	695.0	1523.7	1921.21	2.00	387.23	H19	150	573.00	0.K
	2경간	좌측	16	695.0	689.6	1308.10	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	17	695.0	642.8	1308.10	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		우측	18	695.0	775.0	1308.10	2.00	74.82	H19	300	573.00	0.K
좌측벽체	1층	상부	19	923.4	1068.7	2413.17	2.00	55.90	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	20	927.3	1538.3	2417.06	2.00	235.01	H19	150	573.00	0.K
	2층	상부	21	888.5	916.3	1633.41	2.00	21.40	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	22	896.2	483.4	1641.12	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		하부	23	897.7	957.8	1642.62	2.00	46.19	H19	300	573.00	0.K
우측벽체	1층	상부	24	971.2	1304.0	2460.95	2.00	128.01	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	25	978.3	1663.6	2468.13	2.00	263.57	H19	150	573.00	0.K
		하부	26	919.5	1847.8	2317.59	2.00	380.46	H19	150	573.00	0.K
	2층	상부	27	909.1	1218.6	1634.86	2.00	244.34	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	28	940.7	1169.3	1685.60	2.00	175.82	H19	300	573.00	0.K
		하부	29	942.2	1164.9	1687.09	2.00	171.28	H19	300	573.00	0.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1267	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	624.658	O.K	4.997
		좌측 (하면)	1	1120	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	42485.637	O.K	339.885
		중앙부 (상면)	2	1059	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	4011.809	O.K	32.094
		중앙부 (하면)	2	1120	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	133361.790	O.K	#######
		우측 (상면)	3	1233	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	1124.306	O.K	8.994
		우측 (하면)	3	1120	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	1233	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	252.227	O.K	2.018
		좌측 (하면)	4	1120	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	5	1120	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	314.969	O.K	2.520
		우측 (상면)	6	1233	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	268.364	O.K	2.147
		우측 (하면)	6	1120	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	3061.881	O.K	24.495
		좌측 (하면)	7	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	474.174	O.K	3.793
		중앙부 (상면)	8	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	1664.224	O.K	13.314
		중앙부 (하면)	8	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	757.156	O.K	6.057
		우측	9	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	779.151	O.K	6.233
	2경간	좌측 (상면)	10	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	235.334	O.K	1.883
		중앙부	11	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	426.382	O.K	3.411
		우측 (상면)	12	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-

		우측 (하면)	12	1387	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	354.813	O.K	2.839
중간슬래브	1경간	좌측 (상면)	13	1237	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1635.605	O.K	13.085
		좌측 (하면)	13	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	942.456	O.K	7.540
		중앙부 (상면)	14	1070	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	12717.707	O.K	101.742
		중앙부 (하면)	14	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	2532.048	O.K	20.256
		우측 (상면)	15	1070	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	2489.963	O.K	19.920
		우측 (하면)	15	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	1366.512	O.K	10.932
	2경간	좌측 (상면)	16	1070	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	868.548	O.K	6.948
		좌측 (하면)	16	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	757.434	O.K	6.059
		중앙부 (상면)	17	1070	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	17	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	2708.428	O.K	21.667
		우측 (상면)	18	1237	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	803.332	O.K	6.427
		우측 (하면)	18	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	796.104	O.K	6.369
좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1467	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	827.977	O.K	6.624
		1층(상부)	19	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	192.887	O.K	1.543
		1층(중앙부)	20	1300	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	1597.889	O.K	12.783
		1층(중앙부)	20	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	3424.254	O.K	27.394
	2층	2층(상부)	21	1467	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	721.676	O.K	5.773
		2층(상부)	21	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	22	1300	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	4176.470	O.K	33.412
		2층(중앙부)	22	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	814.893	O.K	6.519
		2층(하부)	23	1467	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	3606.688	O.K	28.854
		2층(하부)	23	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	520.158	O.K	4.161

우측벽체	1층	1층(상부)	24	1467	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	455.669	O.K	3.645
		1층(상부)	24	1320	H29 - 8.0EA	125	168.097	O.K	1.345
		1층(중앙부)	25	1300	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	342.178	O.K	2.737
		1층(중앙부)	25	1320	H29 - 8.0EA	125	7658.951	O.K	61.272
		1층(하부)	26	1387	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	401.708	O.K	3.214
		1층(하부)	26	1320	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	27	1433	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	280.120	O.K	2.241
		2층(상부)	27	1320	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	28	1300	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	511.343	O.K	4.091
		2층(중앙부)	28	1320	H29 - 8.0EA	125	1179.240	O.K	9.434
		2층(하부)	29	1467	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	29	1320	H29 - 8.0EA	125	291.642	O.K	2.333

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 집수정 (내공 : 2@(3.5M × 9.802M), 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 27783 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 11.000 kN/m² (∵ 토피 : 9.952 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 토압계수 (Ko) = 0.531

9) 설계방법

- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

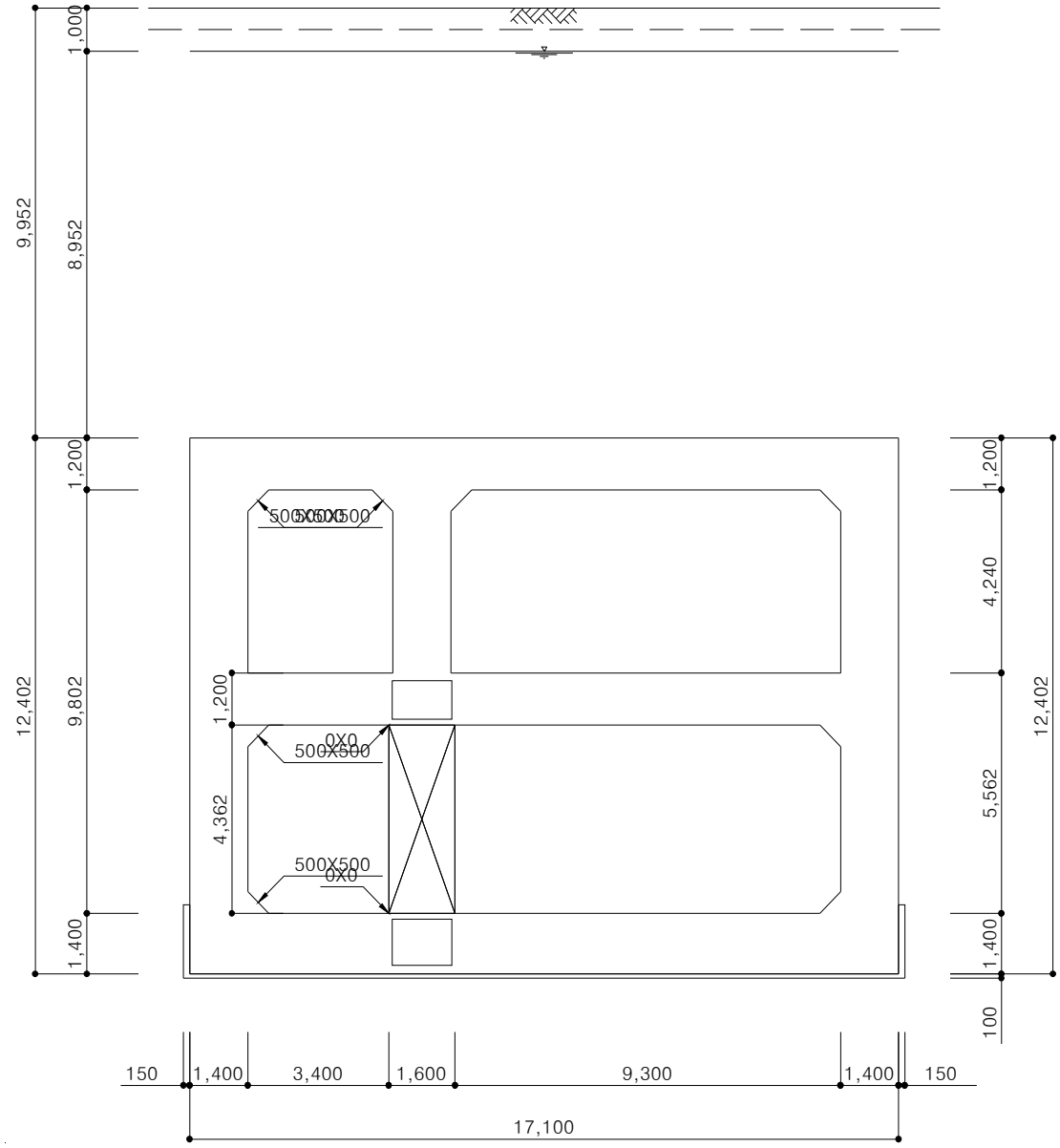
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2010)

3. 단 면 가 정

1) 단 면 가 정


1,000
9,952
8,952
1,200
12,402
9,802
1,400
500X500
1,200
4,362
500X500
500X500
1,200
4,240
5,562
1,400
12,402
100
150
1,400
3,400
1,600
9,300
1,400
150
17,100

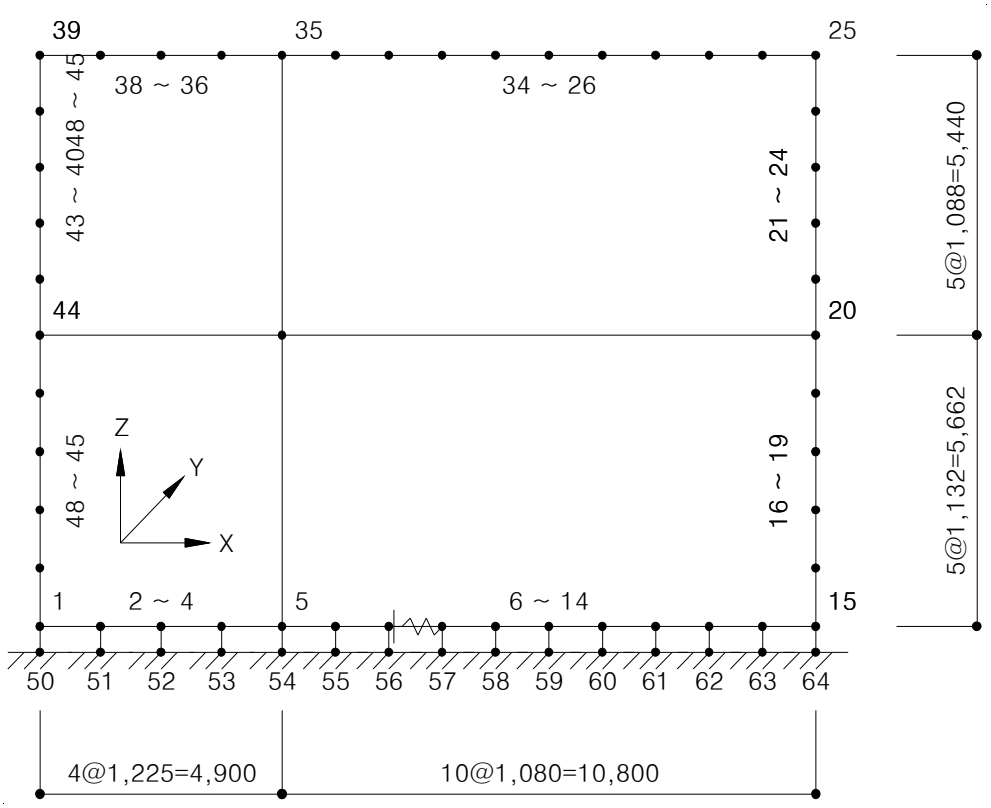
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

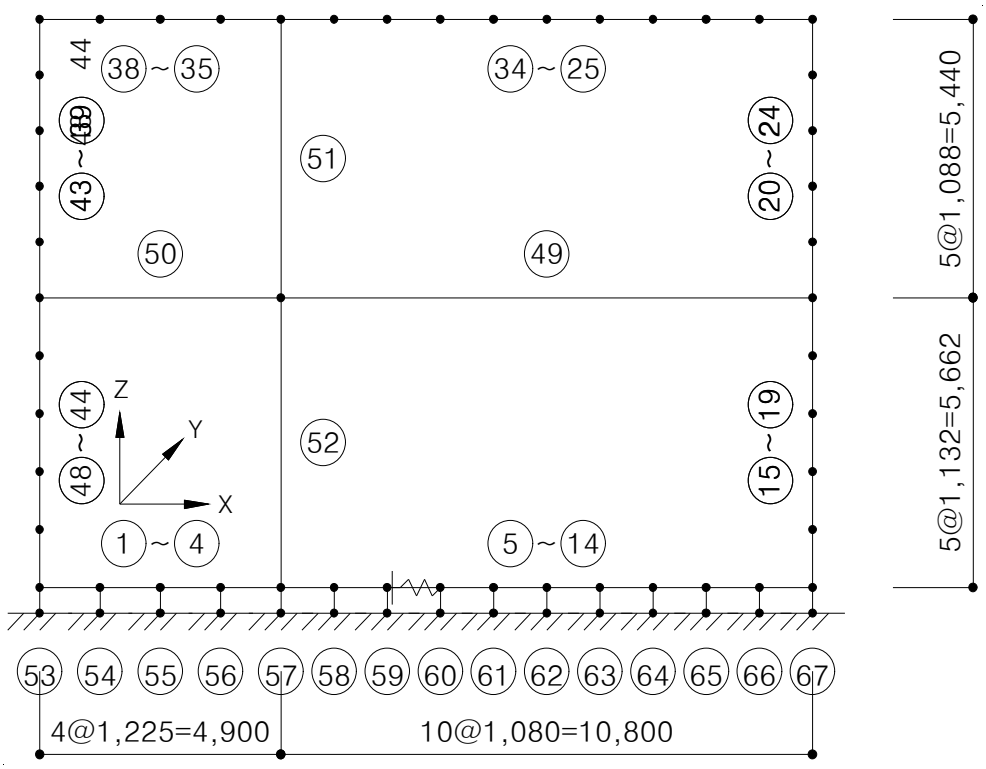
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

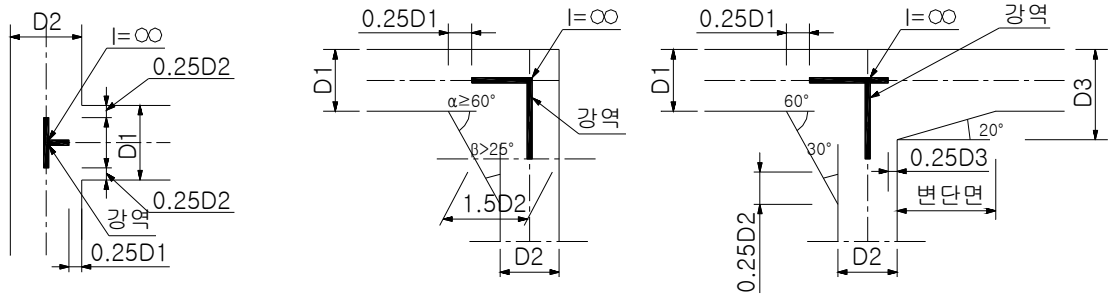
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~24,39~48,51
2	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	25~38,49~50
3	1.600 × 1.600 / 6.900	= 0.371	0.07915	52

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	33	7.060	11.602
2	1.225	0.500	34	5.980	11.602
3	2.450	0.500	35	4.900	11.602
4	3.675	0.500	36	3.675	11.602
5	4.900	0.500	37	2.450	11.602
6	5.980	0.500	38	1.225	11.602
7	7.060	0.500	39	0.000	11.602
8	8.140	0.500	40	0.000	10.514
9	9.220	0.500	41	0.000	9.426
10	10.300	0.500	42	0.000	8.338
11	11.380	0.500	43	0.000	7.250
12	12.460	0.500	44	0.000	6.162
13	13.540	0.500	45	0.000	5.030
14	14.620	0.500	46	0.000	3.897
15	15.700	0.500	47	0.000	2.765
16	15.700	1.632	48	0.000	1.632
17	15.700	2.765	49	4.900	6.162
18	15.700	3.897	50	0.000	0.000
19	15.700	5.030	51	1.225	0.000
20	15.700	6.162	52	2.450	0.000
21	15.700	7.250	53	3.675	0.000
22	15.700	8.338	54	4.900	0.000
23	15.700	9.426	55	5.980	0.000
24	15.700	10.514	56	7.060	0.000
25	15.700	11.602	57	8.140	0.000
26	14.620	11.602	58	9.220	0.000
27	13.540	11.602	59	10.300	0.000
28	12.460	11.602	60	11.380	0.000
29	11.380	11.602	61	12.460	0.000
30	10.300	11.602	62	13.540	0.000
31	9.220	11.602	63	14.620	0.000
32	8.140	11.602	64	15.700	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

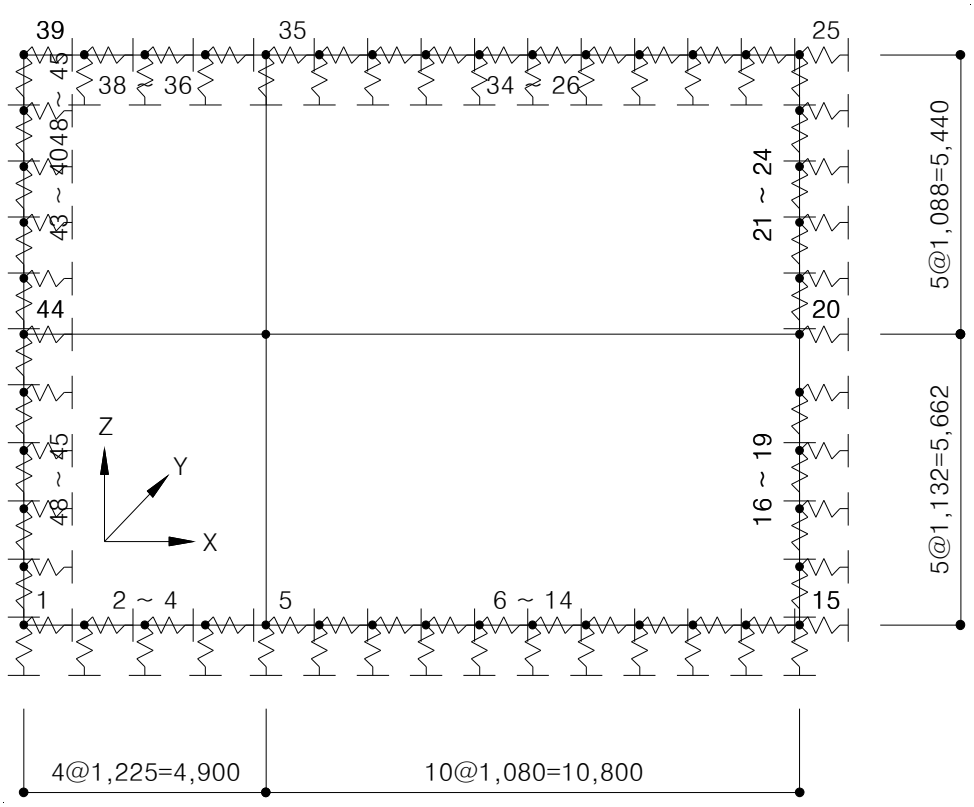
(1) 39 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(2) 39 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(3) 35 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(4) 35 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(5) 35 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(6) 25 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(7) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(8) 44 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(9) 44 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm
(10) 44 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(11) 49 지점 - 슬래브 중간 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1200 = 500 mm
(12) 49 지점 - 슬래브 중간 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1200 = 500 mm
(13) 49 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm
(14) 49 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1600 = 200 mm
(15) 20 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(16) 20 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm
(17) 20 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(18) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(20) 5 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm
(21) 5 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm
(22) 5 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1400 = 350 mm
(23) 15 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm
(24) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

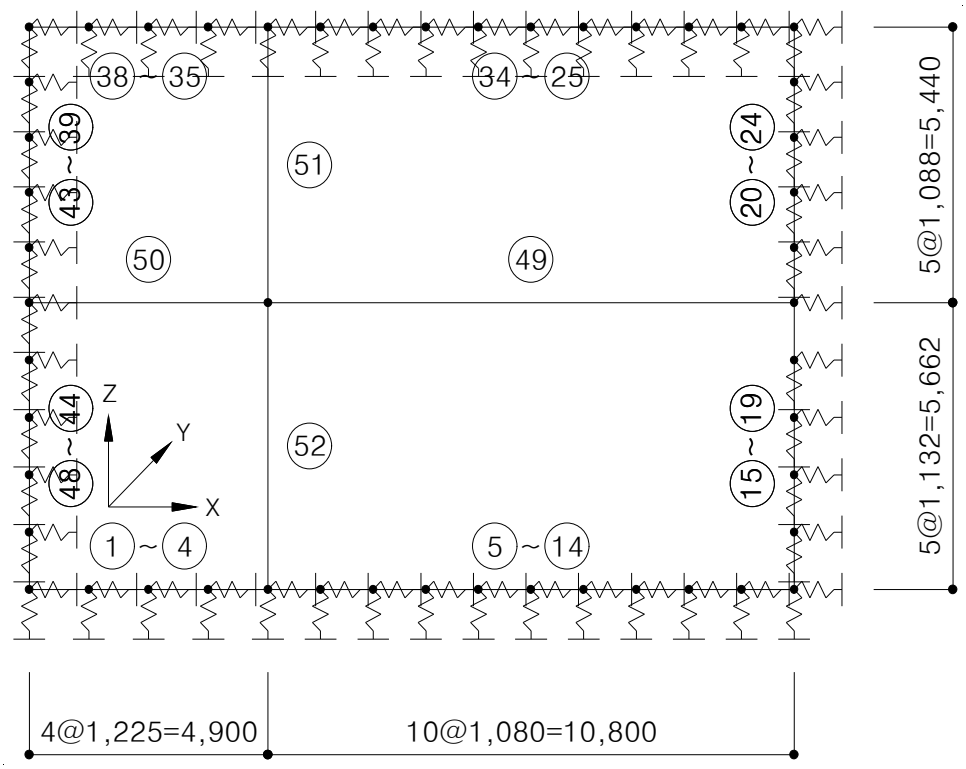
1) Modeling

지중구조물의 경우 구조물의 겉보기 중량이 주변지반의 중량과 비교하여 가볍거나 혹은 같은 정도이고 지중구조물의 대부분이 주위가 지반으로 둘러 싸여 있음으로 인하여 발산감쇠(Radiation damping)가 커서 진동이 발생하여도 짧은 시간 안에 진정되는 특성을 갖고있다. 이 때문에 지중구조물의 경우 관성력에 의한 응답의 증폭은 크지 않으며, 주변 지반의 움직임에 따라서 거동하게 된다. 따라서, 지중구조물에 발생하는 응력은 관성력에 의한 영향보다도 구조물 주변지반의 상대적인 변위에 의해 크게 영향을 받게 된다.이와같은 사실에 근거하여, 지진시에 발생하는 지반의 변위를 구조물에 작용시켜서 지중구조물에 발생하는 응력을 정적으로 구하는 방법인 응답변위법을 적용한다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

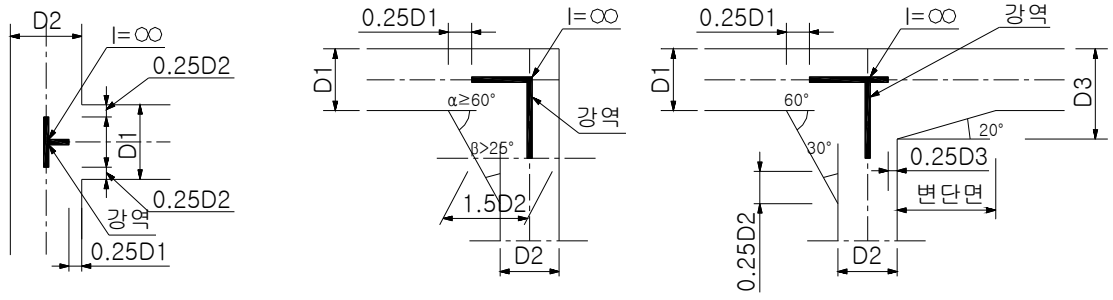
NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.400 × 1.000	= 1.400	0.22867	1~24,39~48,51
2	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	25~38,49~50
3	1.600 × 1.600 / 6.900	= 0.371	0.07915	52

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	26	14.620	11.102
2	1.225	0.000	27	13.540	11.102
3	2.450	0.000	28	12.460	11.102
4	3.675	0.000	29	11.380	11.102
5	4.900	0.000	30	10.300	11.102
6	5.980	0.000	31	9.220	11.102
7	7.060	0.000	32	8.140	11.102
8	8.140	0.000	33	7.060	11.102
9	9.220	0.000	34	5.980	11.102
10	10.300	0.000	35	4.900	11.102
11	11.380	0.000	36	3.675	11.102
12	12.460	0.000	37	2.450	11.102
13	13.540	0.000	38	1.225	11.102
14	14.620	0.000	39	0.000	11.102
15	15.700	0.000	40	0.000	10.014
16	15.700	1.132	41	0.000	8.926
17	15.700	2.265	42	0.000	7.838
18	15.700	3.397	43	0.000	6.750
19	15.700	4.530	44	0.000	5.662
20	15.700	5.662	45	0.000	4.530
21	15.700	6.750	46	0.000	3.397
22	15.700	7.838	47	0.000	2.265
23	15.700	8.926	48	0.000	1.132
24	15.700	10.014	49	4.900	5.662
25	15.700	11.102			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 39 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 39 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 35 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 35 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(5) 35 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(6) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 44 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(9) 44 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm

(10) 44 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(11) 49 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1200 = 500 mm

(12) 49 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1200 = 500 mm

(13) 49 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm

(14) 49 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1600 = 200 mm

(15) 20 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(16) 20 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1400 = 250 mm

(17) 20 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1200 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(20) 5 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(21) 5 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 1400 = 450 mm

(22) 5 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1400 / 2 - 0.25 × 1400 = 350 mm

(23) 15 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(24) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1400 / 2 + 500 - (1400 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(17.100 × 6.900) = 10.86 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.862 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 11291.62 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.225/2) = 14820 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.225/2 + 1.225/2) = 13832 kN/m	2~4
Kv3	Kv x (1.225/2 + 1.080/2) = 13014 kN/m	5
Kv4	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 12195 kN/m	6~14
Kv5	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 14002 kN/m	15
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	8

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 모래(SP) (EL. : 18.714 ~ 1.105, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 209.7^2 = 80686.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 80686.0 = 213011.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 167.8^2 = 51664.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 51664.0 = 136393.0 kN/m²

(2) 자갈 (EL. : 1.105 ~ -5.992, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,모래(SP)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.100 × 6.900) = 10.862 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 213011.0 = 1420073.33 kN/m³

Kv = 1420073.330 × (10.862 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 96207.68 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 96207.680 = 32069.23 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.100 × 6.900) = 10.862 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kv = 3116256.000 × (10.862 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 211121.33 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 211121.330 = 70373.78 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 모래(SP)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(12.402 × 6.900) = 9.251 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 213011.0 = 1420073.33 kN/m³

Kh = 1420073.330 × (9.251 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 108523.53 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 108523.530 = 36174.51 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(12.402 × 6.900) = 9.251 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (9.251 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 238147.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 238147.630 = 79382.54 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 103904 kN/m	26~34
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 34635 kN/m	
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.225/2) = 110879 kN/m	35
Ksb2	Ksb x (1.080/2 + 1.225/2) = 36960 kN/m	
Kv3	Kv x (1.225/2 + 1.225/2) = 117854 kN/m	36~38
Ksb3	Ksb x (1.225/2 + 1.225/2) = 39285 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.132/2 + 1.132/2) = 269678 kN/m	16~18,46~48
Kss1	Kss x (1.132/2 + 1.132/2) = 89893 kN/m	
Kh2	Kh x (1.132/2 + 1.132/2) = 122892 kN/m	19~20,45
Kss2	Kss x (1.132/2 + 1.132/2) = 40964 kN/m	
Kh3	Kh x (1.088/2 + 1.088/2) = 118074 kN/m	21~24,40~44
Kss3	Kss x (1.088/2 + 1.088/2) = 39358 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.225/2 + 1.225/2) = 258624 kN/m	2~4
Ksb1	Ksb x (1.225/2 + 1.225/2) = 86208 kN/m	
Kv2	Kv x (1.225/2 + 1.080/2) = 243317 kN/m	5
Ksb2	Ksb x (1.225/2 + 1.080/2) = 81106 kN/m	
Kv3	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 228011 kN/m	6~14
Ksb3	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 76004 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.225/2) = 277097 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.132/2 + 1.400/2) = 301543 kN/m	
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 261790 kN/m	15
Ksb2	Kh x (1.132/2 + 1.400/2) = 301543 kN/m	
Kv3	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 119298 kN/m	25
Ksb3	Kh x (1.088/2 + 1.200/2) = 124151 kN/m	
Kv4	Kv x (1.225/2 + 1.400/2) = 126273 kN/m	39
Ksb4	Kh x (1.200/2 + 1.088/2) = 124151 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,모래(SP)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.100 × 6.900) = 10.862 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 136393.0 = 909286.67 kN/m³

Kv = 909286.670 × (10.862 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 61602.71 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 61602.710 = 20534.24 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.100 × 6.900) = 10.862 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (10.862 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 135163.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 135163.690 = 45054.56 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 모래(SP)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(12.402 × 6.900) = 9.251 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 136393.0 = 909286.67 kN/m³

Kh = 909286.670 × (9.251 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 69488.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 69488.660 = 23162.89 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(12.402 × 6.900) = 9.251 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (9.251 / 0.3) $^{-3 / 4}$ = 152466.41 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 152466.410 = 50822.14 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 66531 kN/m	26~34
Ksb1	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 22177 kN/m	
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.225/2) = 70997 kN/m	35
Ksb2	Ksb x (1.080/2 + 1.225/2) = 23666 kN/m	
Kv3	Kv x (1.225/2 + 1.225/2) = 75463 kN/m	36~38
Ksb3	Ksb x (1.225/2 + 1.225/2) = 25154 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.132/2 + 1.132/2) = 172653 kN/m	16~18,46~48
Kss1	Kss x (1.132/2 + 1.132/2) = 57551 kN/m	
Kh2	Kh x (1.132/2 + 1.132/2) = 78689 kN/m	19~20,45
Kss2	Kss x (1.132/2 + 1.132/2) = 26230 kN/m	
Kh3	Kh x (1.088/2 + 1.088/2) = 75604 kN/m	21~24,40~44
Kss3	Kss x (1.088/2 + 1.088/2) = 25201 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.225/2 + 1.225/2) = 165576 kN/m	2~4
Ksb1	Ksb x (1.225/2 + 1.225/2) = 55192 kN/m	
Kv2	Kv x (1.225/2 + 1.080/2) = 155776 kN/m	5
Ksb2	Ksb x (1.225/2 + 1.080/2) = 51925 kN/m	
Kv3	Kv x (1.080/2 + 1.080/2) = 145977 kN/m	6~14
Ksb3	Ksb x (1.080/2 + 1.080/2) = 48659 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.400/2 + 1.225/2) = 177402 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.132/2 + 1.400/2) = 193053 kN/m	
Kv2	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 167603 kN/m	15
Ksb2	Kh x (1.132/2 + 1.400/2) = 193053 kN/m	
Kv3	Kv x (1.080/2 + 1.400/2) = 76387 kN/m	25
Ksb3	Kh x (1.088/2 + 1.200/2) = 79495 kN/m	
Kv4	Kv x (1.225/2 + 1.400/2) = 80854 kN/m	39
Ksb4	Kh x (1.200/2 + 1.088/2) = 79495 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수,I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 9.452 × 19.00	=	179.588 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	191.088 kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500 kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 8.952 × 10.00	=	89.520 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	110.520 kN/m²

③ 상재고정하중

- Wd = 10.000 kN/m²

④ 상재고정하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.531 = 5.310 kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 9.952m

- Wl1 = 11.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 11.000 × 0.531 = 5.841 kN/m²

③ 상재활하중

- WL = 10.000 kN/m²

④ 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.531 = 5.310 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 10.052 × 19.000) × 0.531 = 107.521 kN/m²
Wh2 = 107.521 + 1.088 × 19.000 × 0.531 = 118.498 kN/m²
Wh3 = 118.498 + 1.088 × 19.000 × 0.531 = 129.475 kN/m²
Wh4 = 129.475 + 1.088 × 19.000 × 0.531 = 140.451 kN/m²
Wh5 = 140.451 + 1.088 × 19.000 × 0.531 = 151.428 kN/m²
Wh6 = 151.428 + 1.088 × 19.000 × 0.531 = 162.405 kN/m²
Wh7 = 162.405 + 1.132 × 19.000 × 0.531 = 173.830 kN/m²
Wh8 = 173.830 + 1.132 × 19.000 × 0.531 = 185.255 kN/m²
Wh9 = 185.255 + 1.132 × 19.000 × 0.531 = 196.680 kN/m²
Wh10 = 196.680 + 1.132 × 19.000 × 0.531 = 208.104 kN/m²
Wh11 = 208.104 + 1.132 × 19.000 × 0.531 = 219.529 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 9.552 × 10.000 = 61.872 kN/m²
Wh2 = 61.872 + 1.088 × 10.000 × 0.531 = 67.649 kN/m²
Wh3 = 67.649 + 1.088 × 10.000 × 0.531 = 73.427 kN/m²
Wh4 = 73.427 + 1.088 × 10.000 × 0.531 = 79.204 kN/m²
Wh5 = 79.204 + 1.088 × 10.000 × 0.531 = 84.981 kN/m²
Wh6 = 84.981 + 1.088 × 10.000 × 0.531 = 90.758 kN/m²
Wh7 = 90.758 + 1.132 × 10.000 × 0.531 = 96.771 kN/m²
Wh8 = 96.771 + 1.132 × 10.000 × 0.531 = 102.784 kN/m²
Wh9 = 102.784 + 1.132 × 10.000 × 0.531 = 108.798 kN/m²
Wh10 = 108.798 + 1.132 × 10.000 × 0.531 = 114.811 kN/m²
Wh11 = 114.811 + 1.132 × 10.000 × 0.531 = 120.824 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중
- Ww1 = 8.952 × 10.000 = 89.520 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중
- Ww2 = 9.552 × 10.000 = 95.520 kN/m²
Ww3 = 95.520 + 1.088 × 10.000 = 106.400 kN/m²
Ww4 = 106.400 + 1.088 × 10.000 = 117.280 kN/m²
Ww5 = 117.280 + 1.088 × 10.000 = 128.160 kN/m²
Ww6 = 128.160 + 1.088 × 10.000 = 139.040 kN/m²
Ww7 = 139.040 + 1.088 × 10.000 = 149.920 kN/m²
Ww8 = 149.920 + 1.132 × 10.000 = 161.244 kN/m²
Ww9 = 161.244 + 1.132 × 10.000 = 172.568 kN/m²
Ww10 = 172.568 + 1.132 × 10.000 = 183.892 kN/m²
Ww11 = 183.892 + 1.132 × 10.000 = 195.216 kN/m²
Ww12 = 195.216 + 1.132 × 10.000 = 206.540 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중
- Ww13 = (9.952 + 12.402 - 1.000) × 10.000 = 213.540 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.
- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_{G'} = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
성토재	4.664	248.600	198.900	19.000	0.075	0.094
매립토	3.159	145.400	116.300	18.000	0.087	0.109
모래(SP)	9.786	209.700	167.800	18.000	0.187	0.233
자갈	7.097	294.700	235.800	20.000	0.096	0.120
풍화토	3.256	294.700	235.800	20.000	0.044	0.055
풍화암(WR)	2.010	294.700	235.800	20.000	0.027	0.034
연암(SR)	0.028	294.700	235.800	20.000	0.000	0.000
계					0.516	0.645

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.516 = 0.645	1.25 Tg' = 1.25 × 0.645 = 0.806

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수 $C_d = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

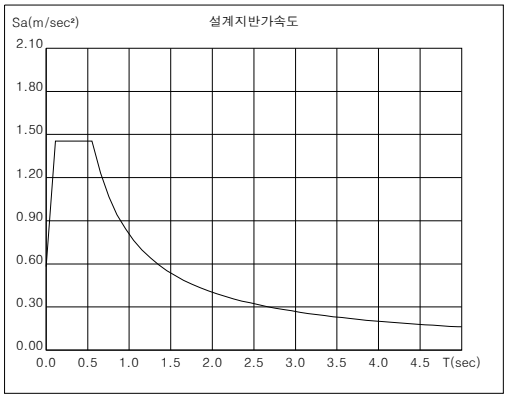
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.248 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.046 m/s²

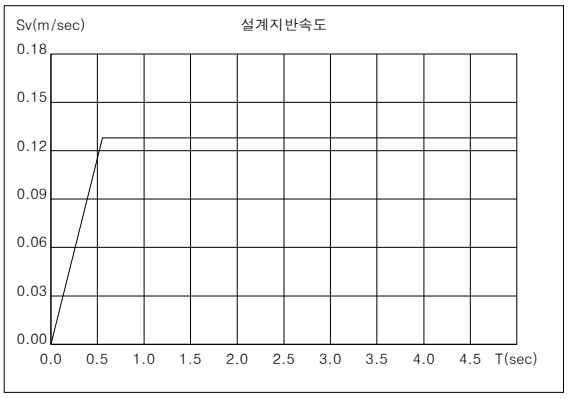
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.645 / 2π × 1.248 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.806 / 2π × 2.046 = 0.262 m/s

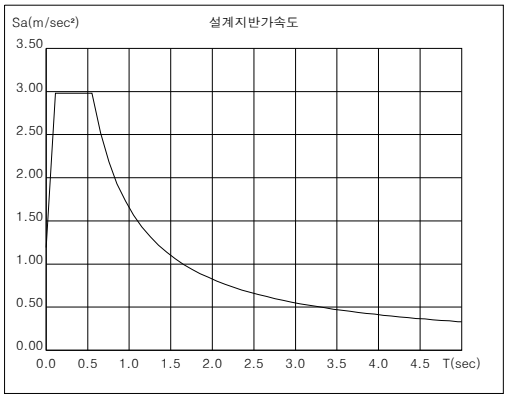
6) 설계응답 응답스펙트럼

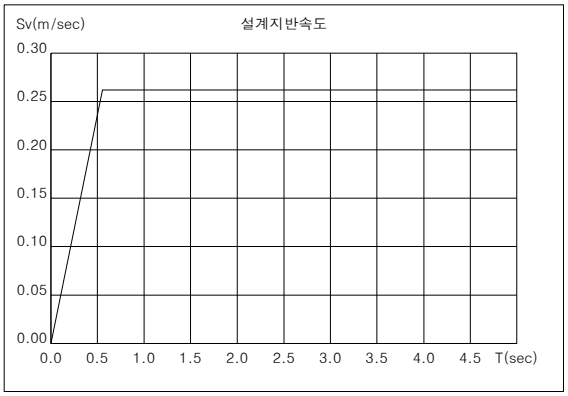
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 10.552 m
- 하부슬래브 EL. = 21.654 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

$U(z) = 2 / \pi^2 \times Sv \times Tg \times \cos(\pi Z / 2H)$

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 10.552 / (2 \times 30.000)) = 0.014241$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 21.654 / (2 \times 30.000)) = 0.007081$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.806 \times \cos(\pi \times 10.552 / (2 \times 30.000)) = 0.036426$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.806 \times \cos(\pi \times 21.654 / (2 \times 30.000)) = 0.018111$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 32069.230 \times (0.014241 - 0.007081)$ $= 229.616\ kN/m^2$	$Po = 20534.240 \times (0.036426 - 0.018111)$ $= 376.085\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
10.552	108523.530	0.014241	0.007160	777.028
11.640	108523.530	0.013718	0.006637	720.271
12.728	108523.530	0.013150	0.006069	658.629
13.816	108523.530	0.012540	0.005459	592.430
14.904	108523.530	0.011889	0.004808	521.781
15.992	108523.530	0.011200	0.004119	447.008
17.124	108523.530	0.010444	0.003363	364.965
18.257	238147.630	0.009651	0.002570	612.039
19.389	238147.630	0.008824	0.001743	415.091
20.522	238147.630	0.007966	0.000885	210.761
21.654	238147.630	0.007081	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
10.552	69488.660	0.036426	0.018315	1272.685
11.640	69488.660	0.035088	0.016977	1179.709
12.728	69488.660	0.033636	0.015525	1078.811
13.816	69488.660	0.032075	0.013964	970.340
14.904	69488.660	0.030411	0.012300	854.711
15.992	69488.660	0.028647	0.010536	732.133
17.124	69488.660	0.026714	0.008603	597.811
18.257	152466.410	0.024685	0.006574	1002.314
19.389	152466.410	0.022571	0.004460	680.000
20.522	152466.410	0.020375	0.002264	345.184
21.654	152466.410	0.018111	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
Vu	80686.000 × 0.000432 = 34.860	51664.000 × 0.001105 = 57.090
Vb	177060.000 × 0.000780 = 138.110	113357.000 × 0.001994 = 226.030
Vs	(34.860 + 138.110) / 2 = 86.490	(57.090 + 226.030) / 2 = 141.560

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu = 1.200×25.000×0.074×(1 - 0.015×10.552) = 1.869	fu = 1.200×25.000×0.182×(1 - 0.015×10.552) = 4.596

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 1.400×25.000×0.074×(1 - 0.015×21.654) = 1.749	fb = 1.400×25.000×0.182×(1 - 0.015×21.654) = 4.301

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fb = 1.200×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.402) = 1.912	fb = 1.200×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.402) = 4.702

④ 중간벽체

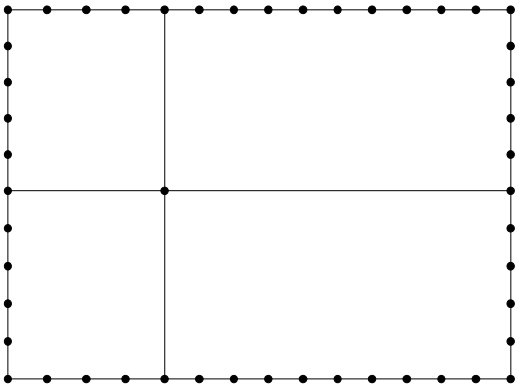
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
fu1 = (1.400×1.600×25.000×0.074× (1-0.015×10.552))/6.900 = 0.506	fu1 = (1.400×1.600×25.000×0.182× (1-0.015×10.552))/6.900 = 1.243
fb1 = (1.400×1.600×25.000×0.074 × (1-0.015×21.654))/6.900 = 0.406	fb1 = (1.400×1.600×25.000×0.182 × (1-0.015×21.654))/6.900 = 0.997
fu1 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×10.552) = 0.506	fu1 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×10.552) = 1.243
fb1 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×21.654) = 0.406	fb1 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×21.654) = 0.997

⑤ 측벽

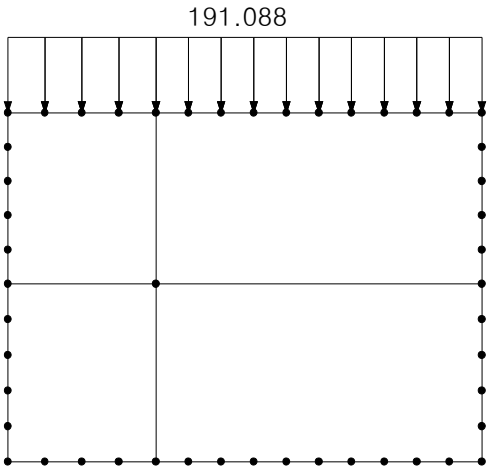
기능수행수준(kN/㎡)	붕괴방지수준(kN/㎡)
f1 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×10.552) = 2.180	f1 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×10.552) = 5.362
f2 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×11.640) = 2.138	f2 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×11.640) = 5.258
f3 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×12.728) = 2.096	f3 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×12.728) = 5.154
f4 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×13.816) = 2.053	f4 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×13.816) = 5.050
f5 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×14.904) = 2.011	f5 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×14.904) = 4.946
f6 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×15.992) = 1.969	f6 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×15.992) = 4.842
f7 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×17.124) = 1.925	f7 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×17.124) = 4.734
f8 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×18.257) = 1.881	f8 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×18.257) = 4.626
f9 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×19.389) = 1.837	f9 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×19.389) = 4.517
f10 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×20.522) = 1.793	f10 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×20.522) = 4.409
f11 = 1.400×25.000×0.074×(1-0.015×21.654) = 1.749	f11 = 1.400×25.000×0.182×(1-0.015×21.654) = 4.301

10. 하 중 재 하 (상시)

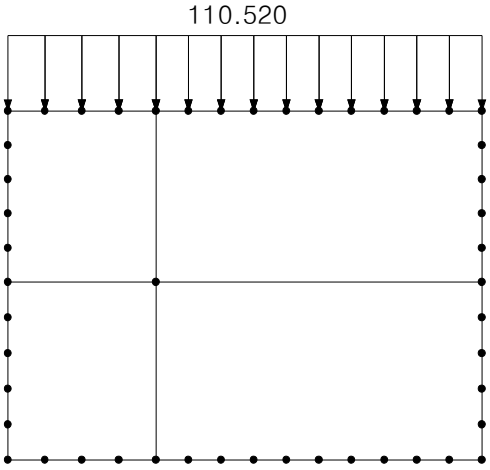
1) CASE1 - 구체자중(SW)



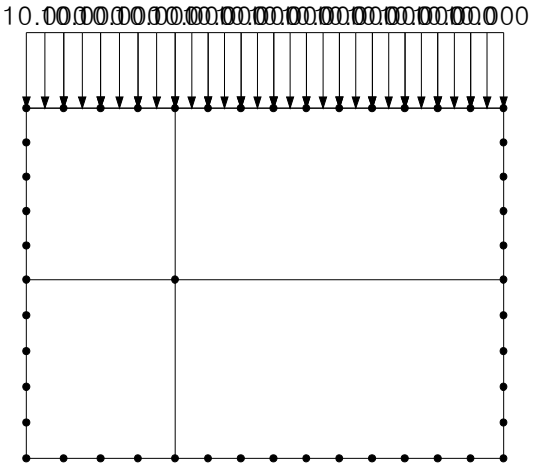
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



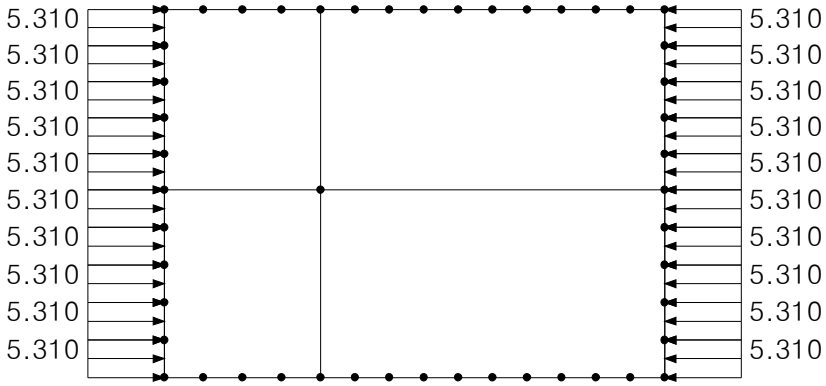
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



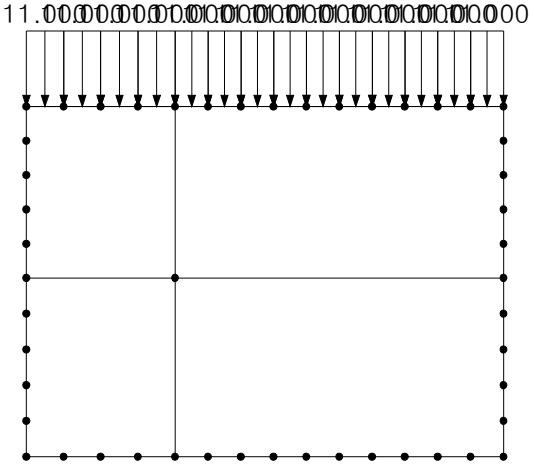
4) CASE4 - 상재고정하중(DEADA)



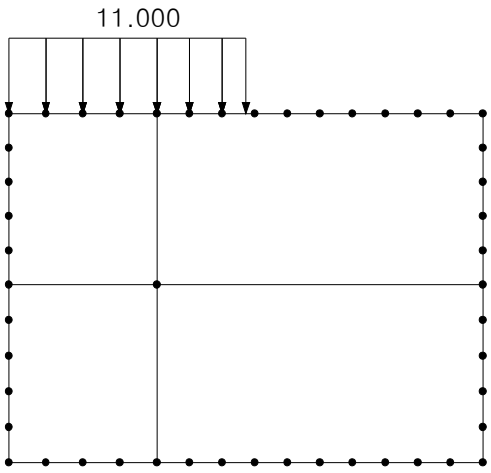
5) CASE5 - 상재고정하중에 의한 수평하중(DEADAH)



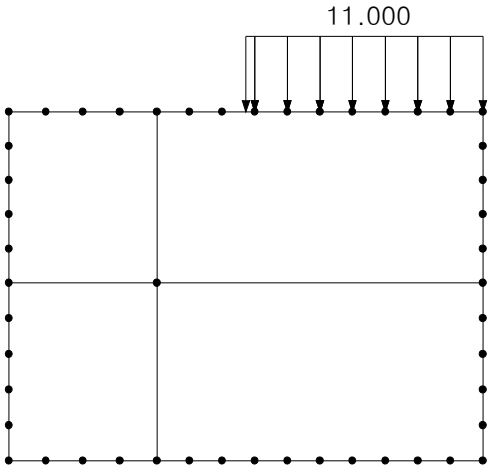
6) CASE6 - 만재활하중(LIVEFU)



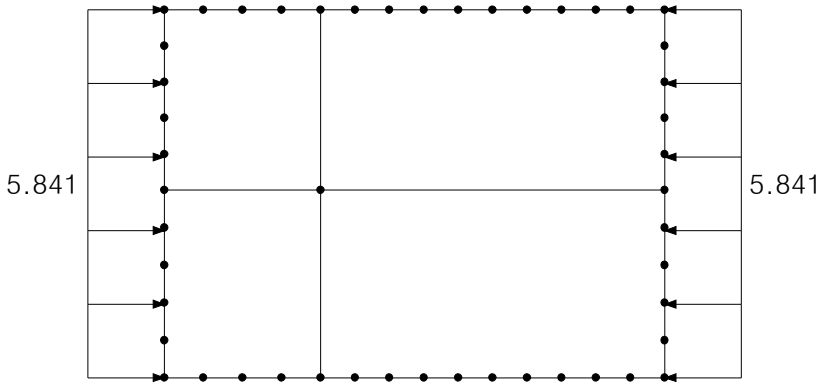
7) CASE7 - 편재활하중(좌측)(LIVELE)



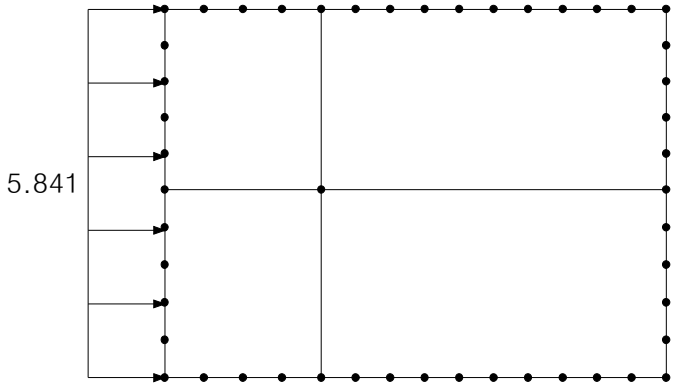
8) CASE8 - 편재활하중(우측)(LIVERI)



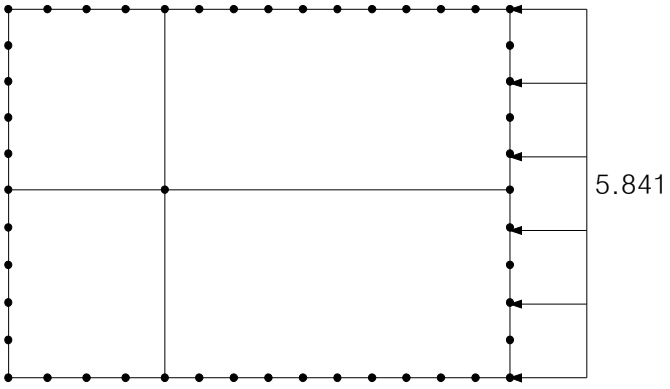
9) CASE9 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



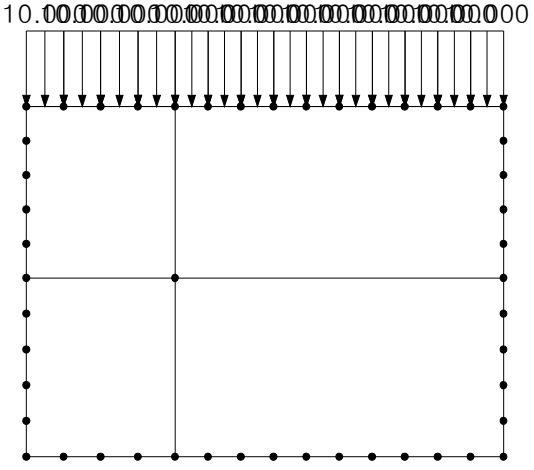
10) CASE10 - 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEH)



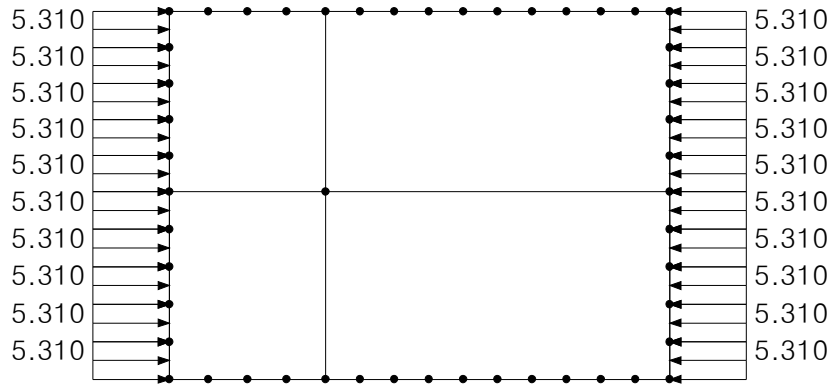
11) CASE11 - 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIH)



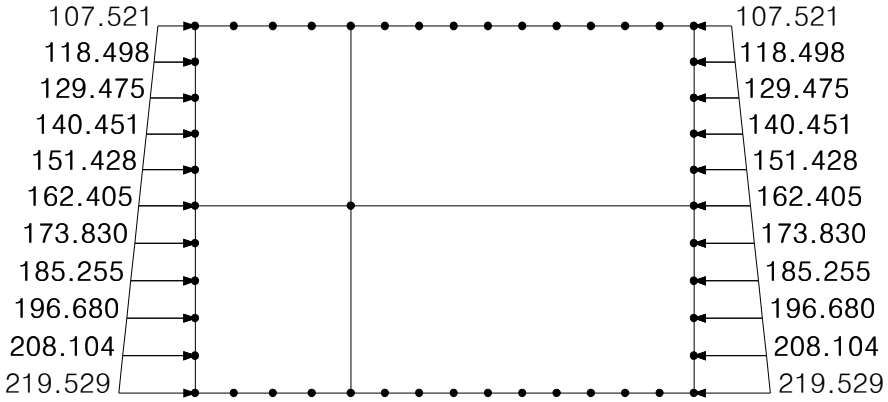
12) CASE12 - 상재활하중(LIVEA)



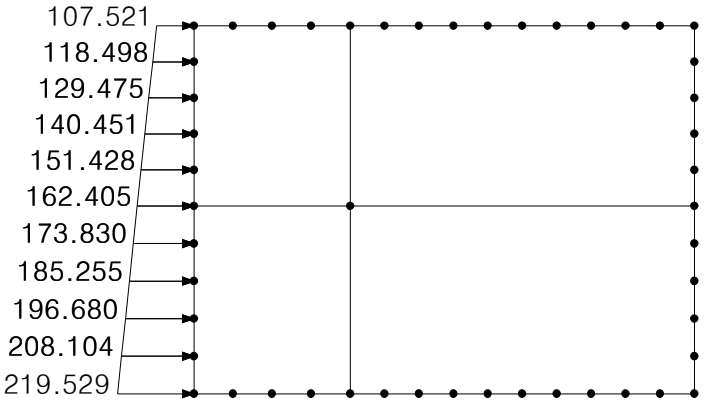
13) CASE13 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



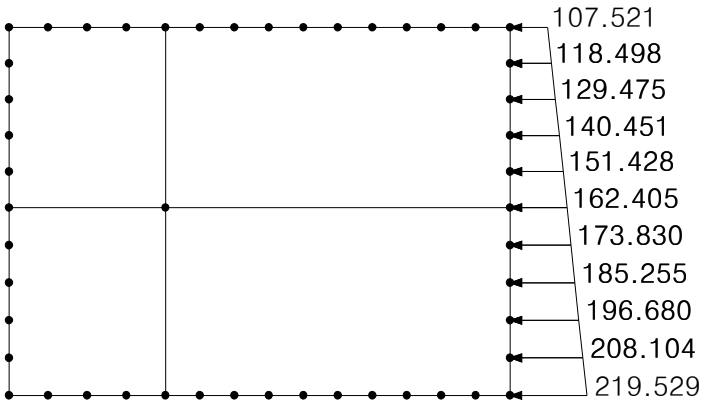
14) CASE14 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



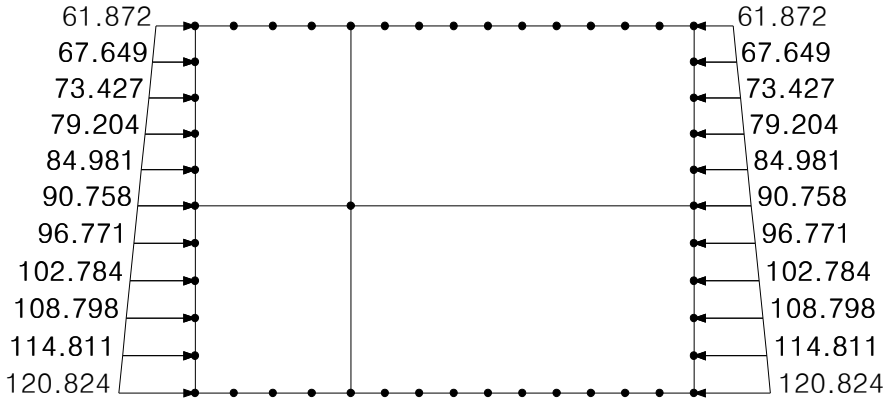
15) CASE15 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



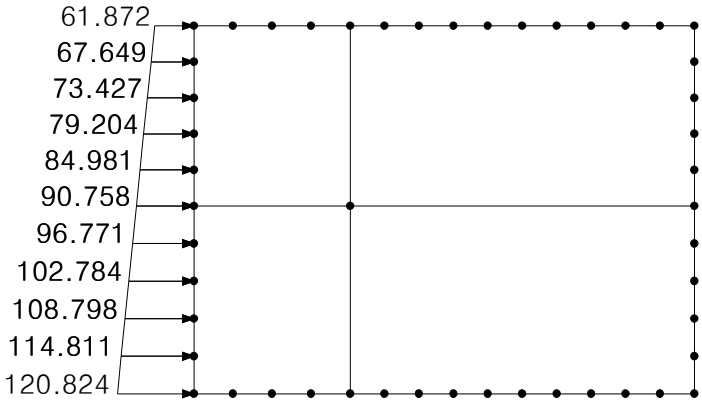
16) CASE16 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



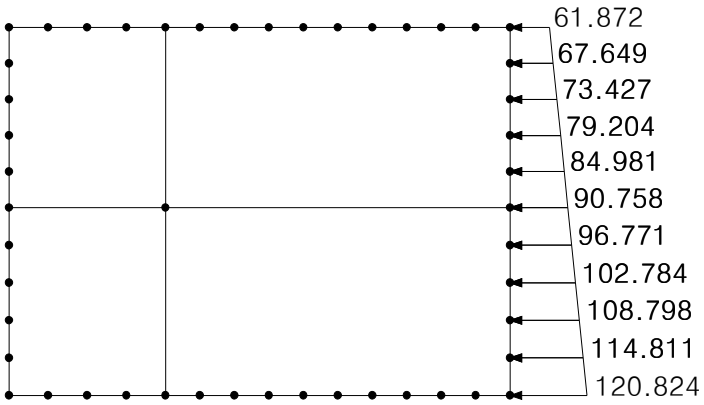
17) CASE17 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



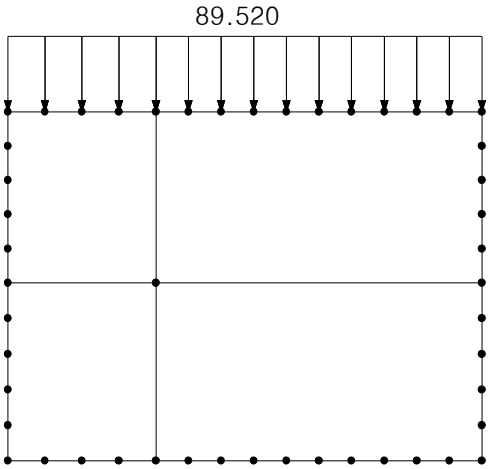
18) CASE18 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



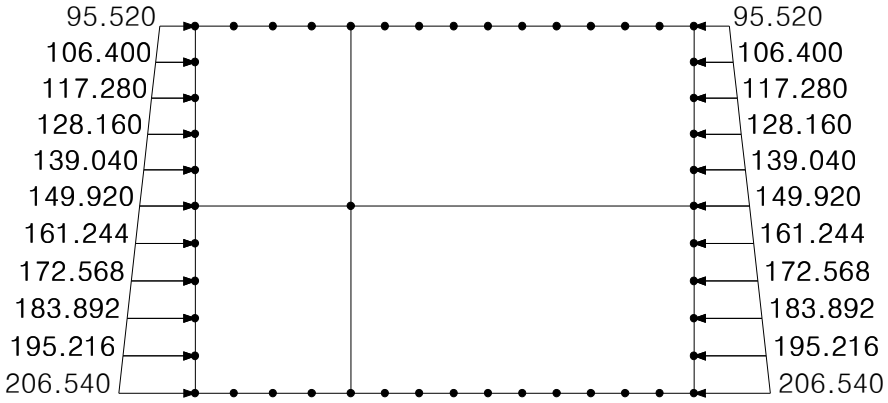
19) CASE19 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



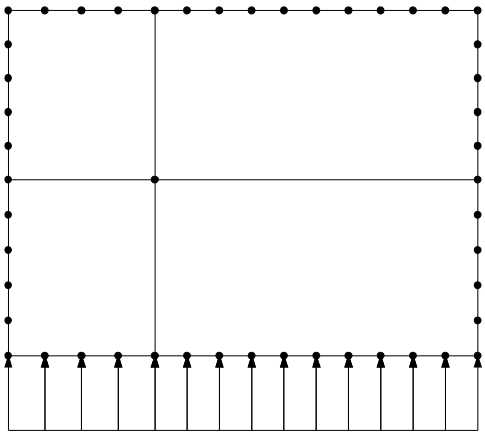
20) CASE20 - 연직수압(WATERV)



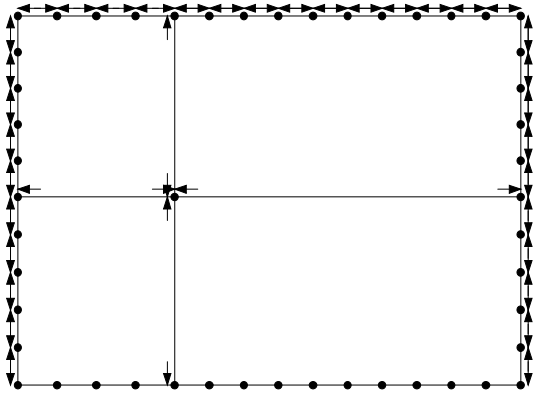
21) CASE21 - 수평수압(WATERH)



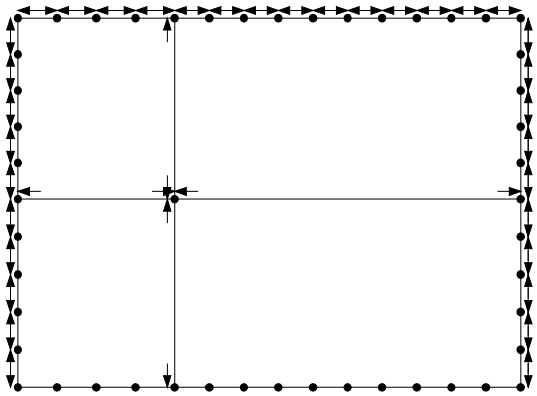
22) CASE22 - 부력(BUOYANCY)



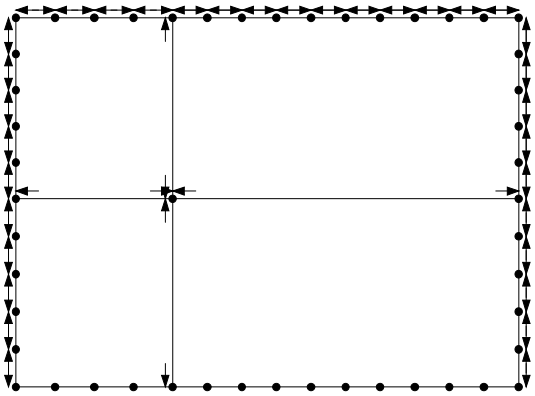
23) CASE23 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



24) CASE24 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

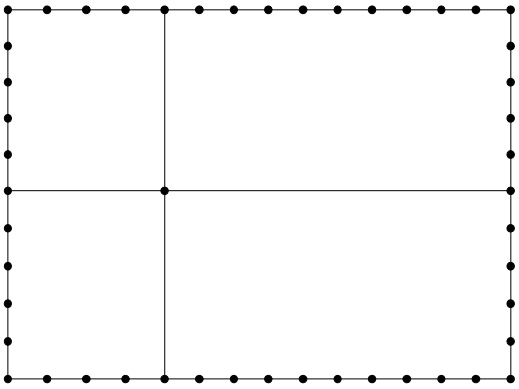


25) CASE25 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

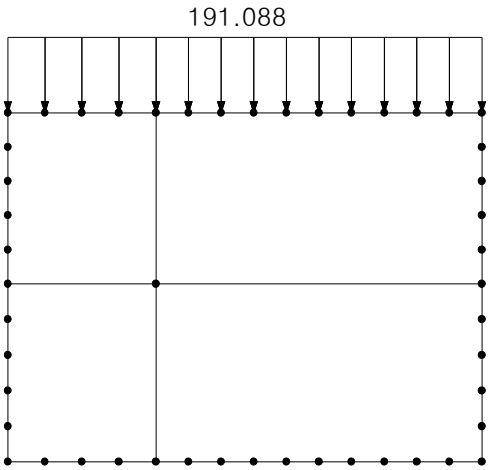


11. 하중 재하 (기능수행)

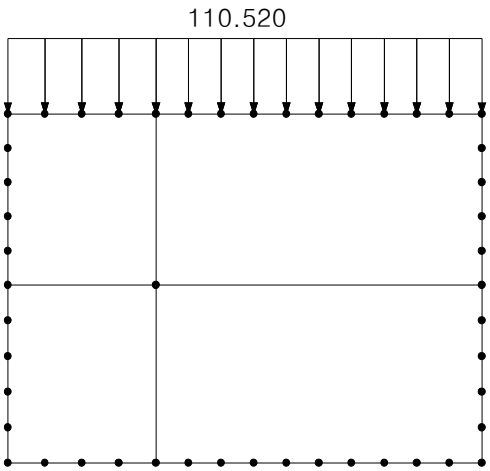
1) CASE1 - 구체자중(SW)



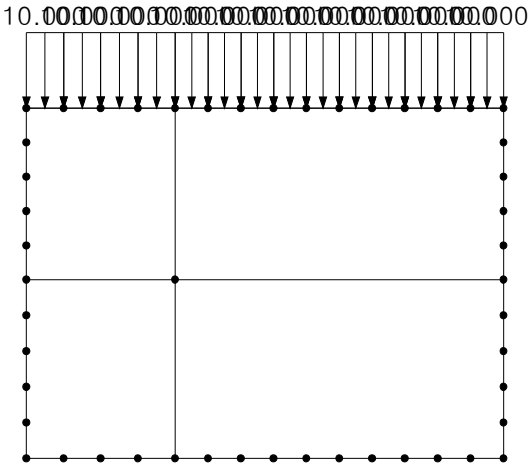
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



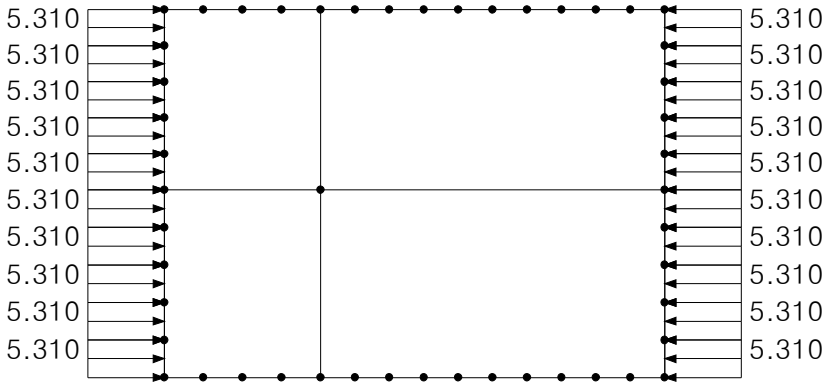
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



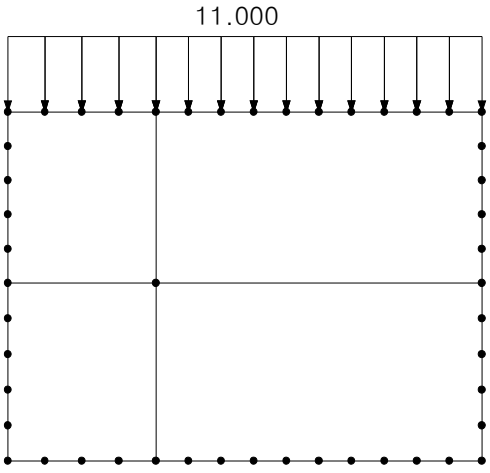
4) CASE4 - 지진시 상재고정하중(DEADAE)



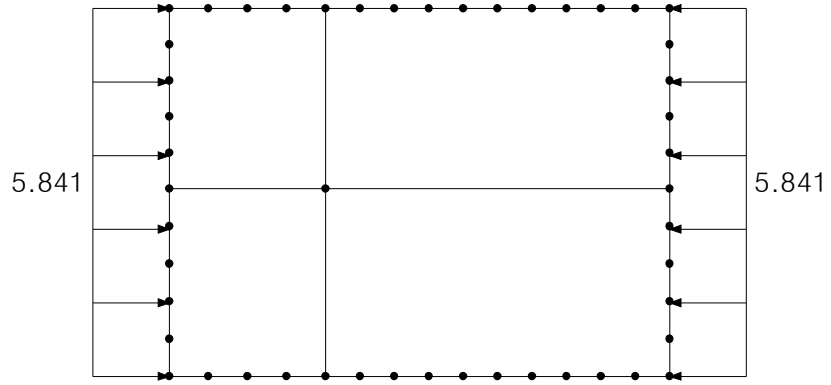
5) CASE5 - 지진시 상재고정하중에 의한 수평하중(DEADAHE)



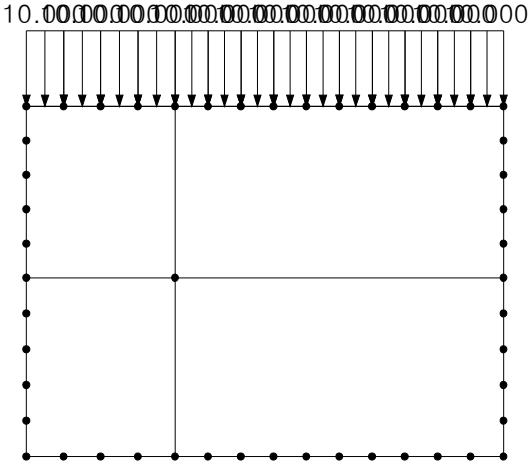
6) CASE6 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



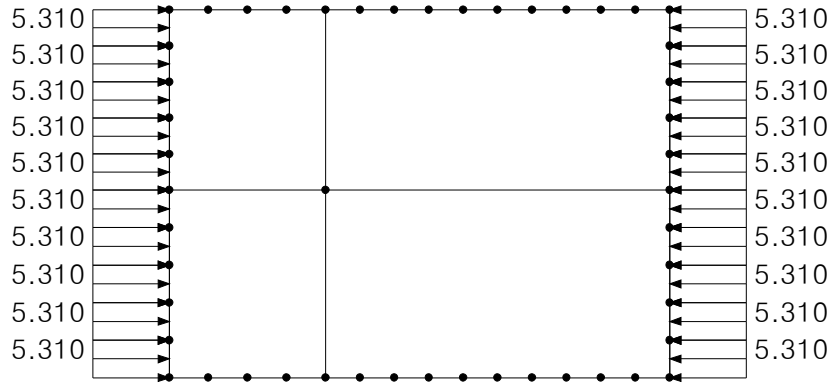
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



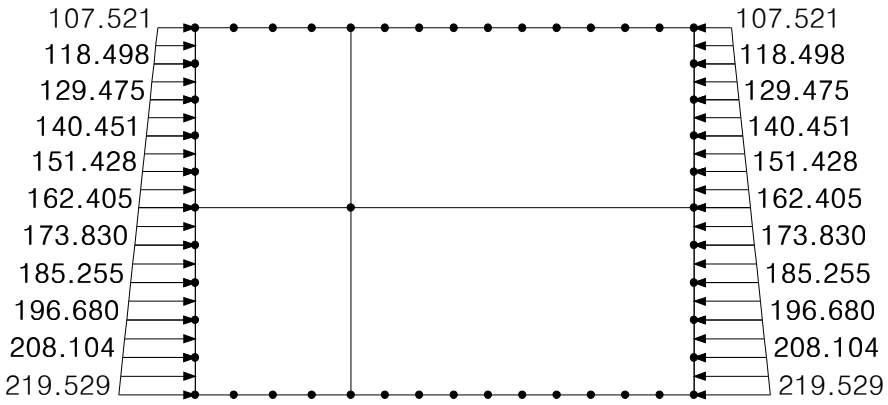
8) CASE8 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



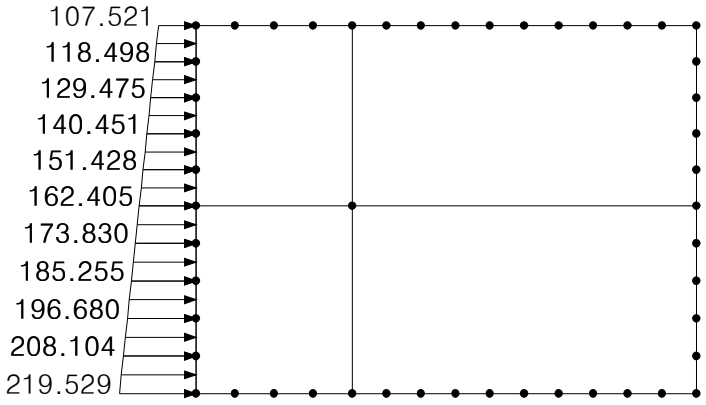
9) CASE9 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



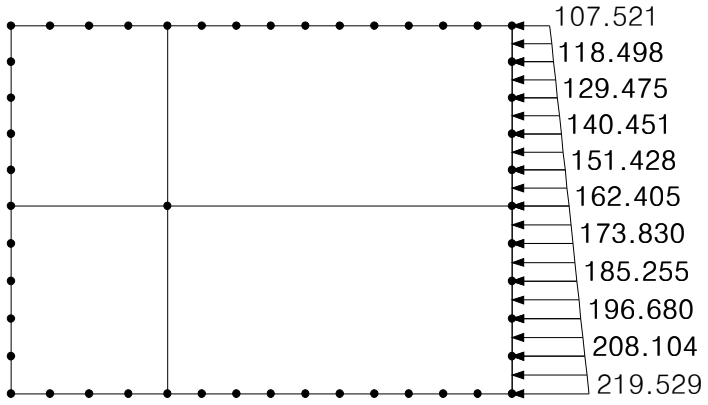
10) CASE10 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



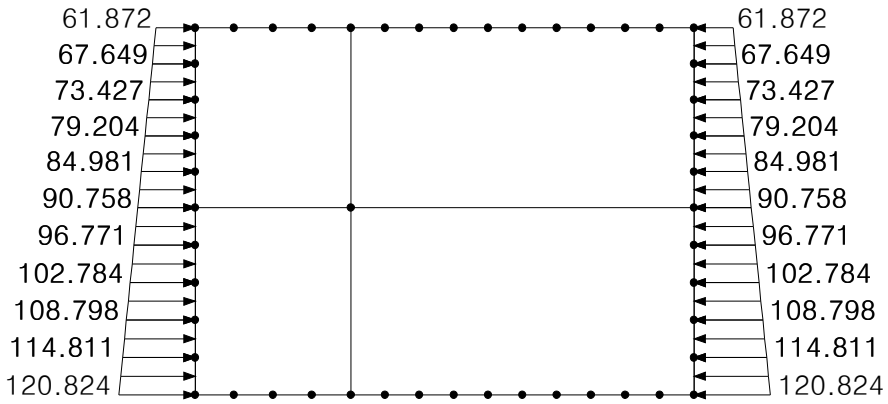
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



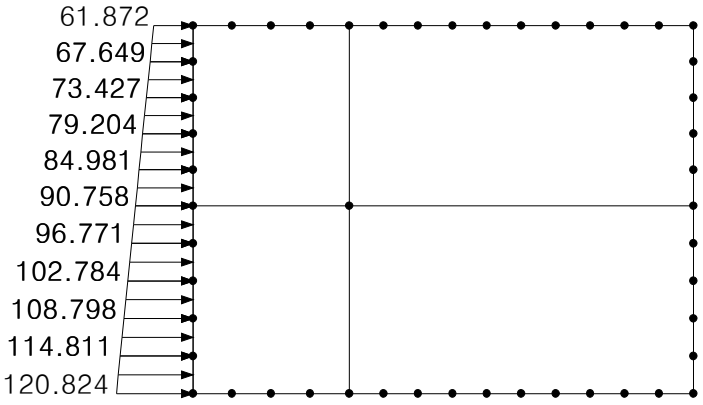
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



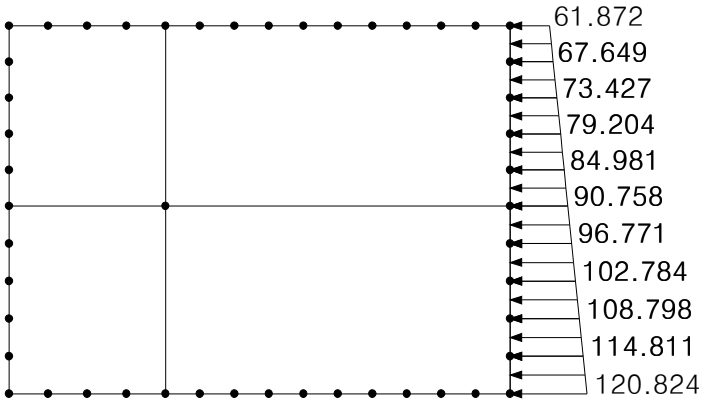
13) CASE13 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



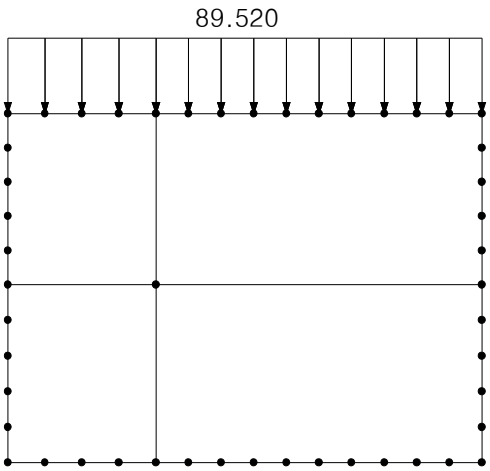
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



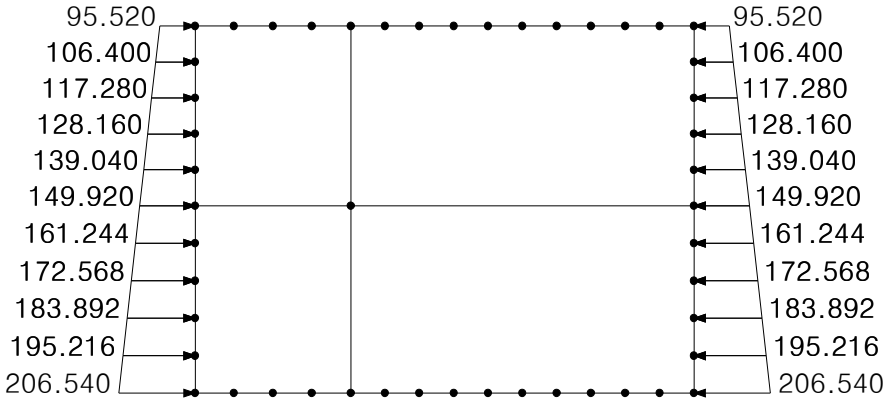
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



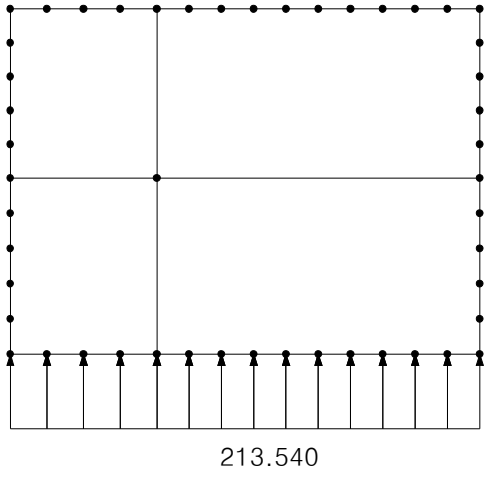
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

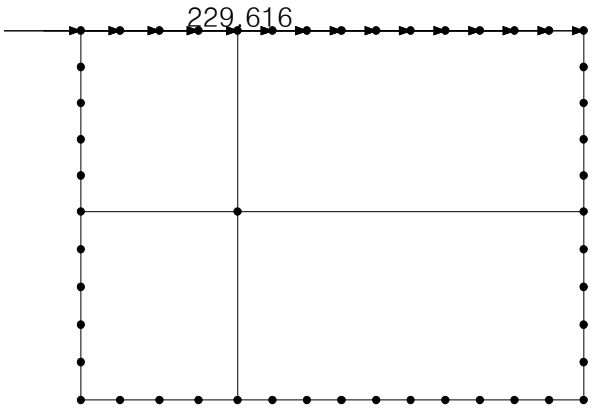


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

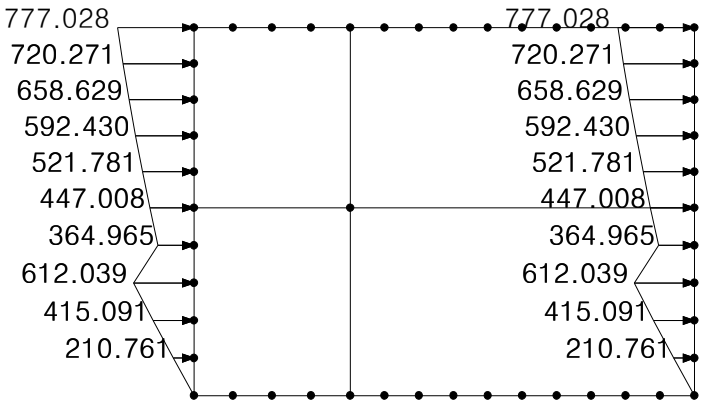


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

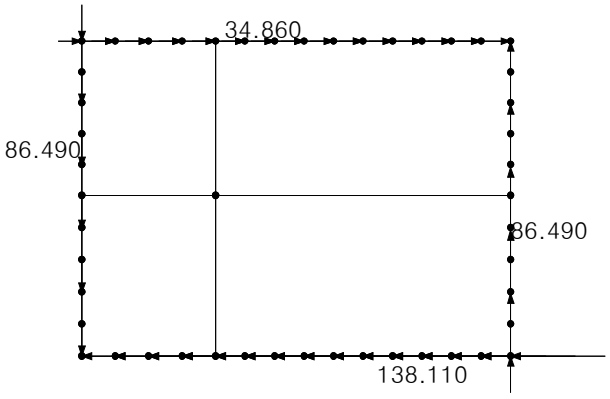
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



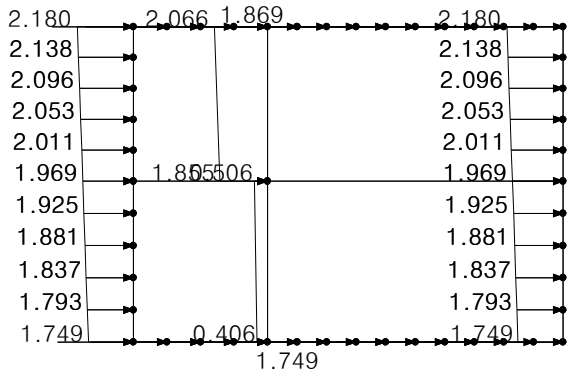
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

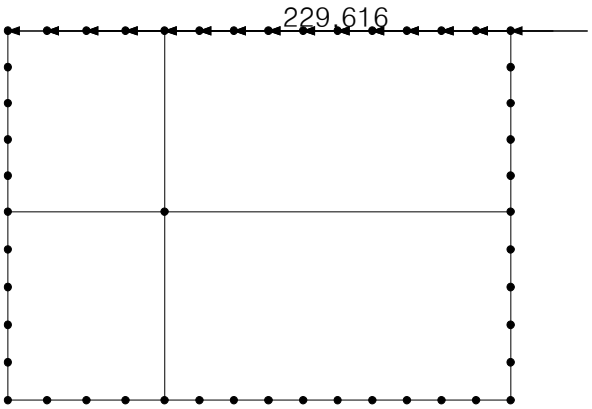


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

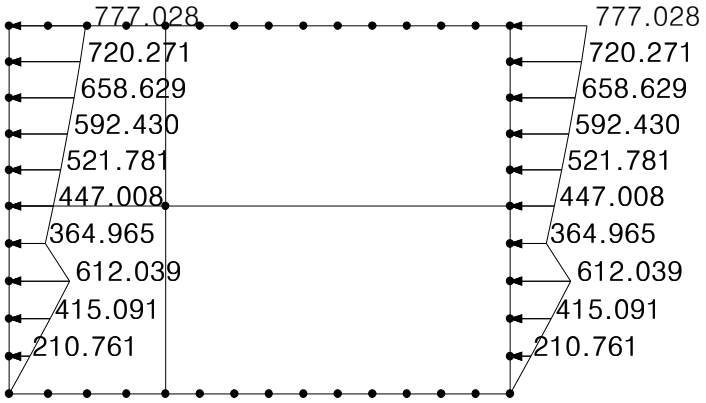


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

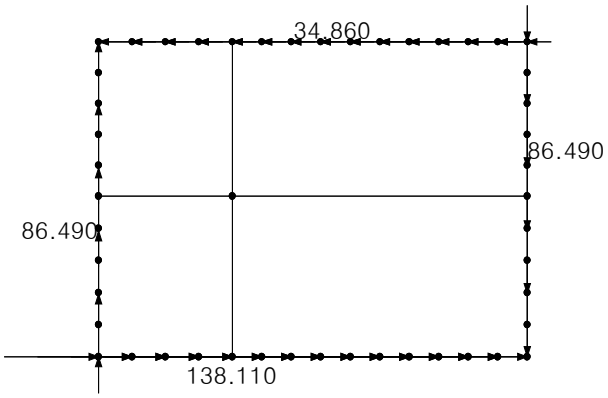
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



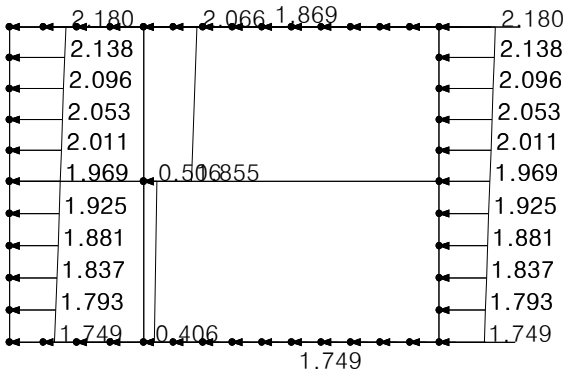
24) CASE24 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

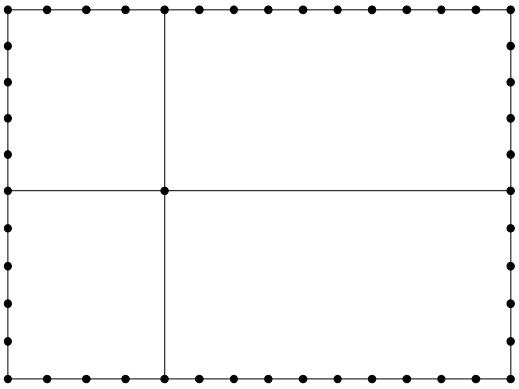


26) CASE26 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

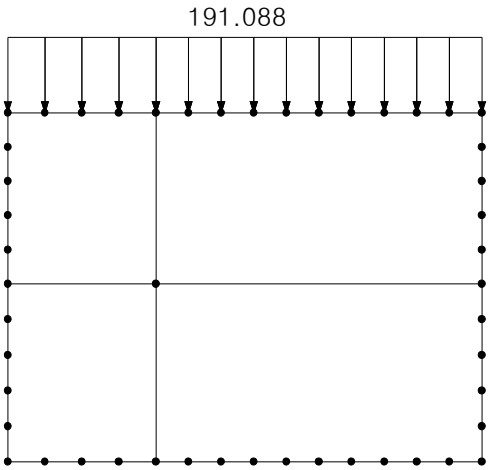


12. 하중 재하 (붕괴방지)

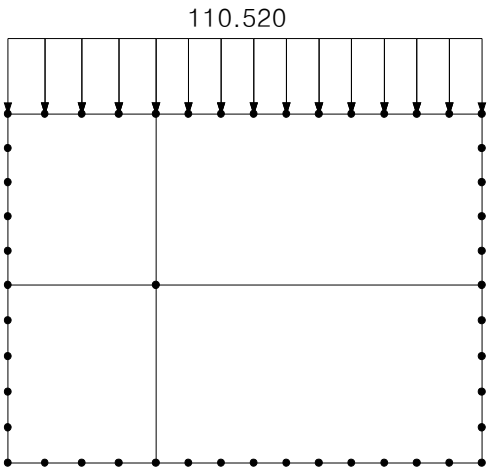
1) CASE1 - 구체자중(SW)



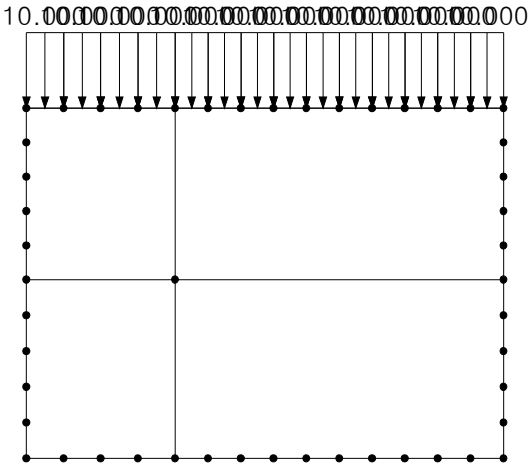
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



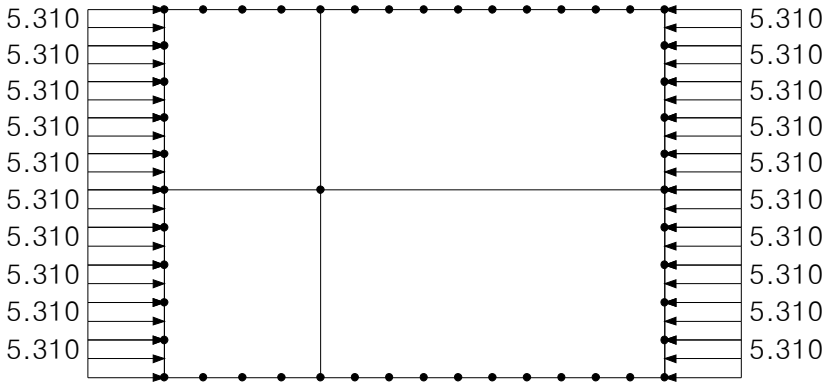
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



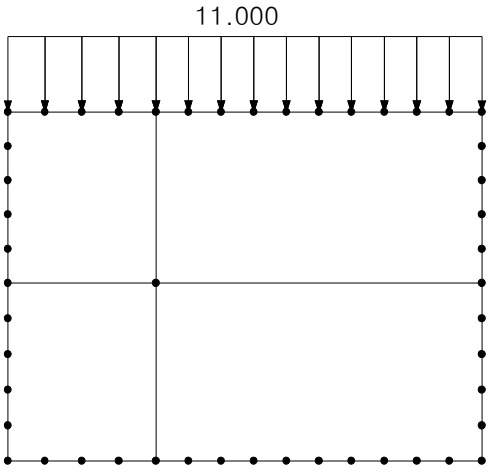
4) CASE4 - 지진시 상재고정하중(DEADAE)



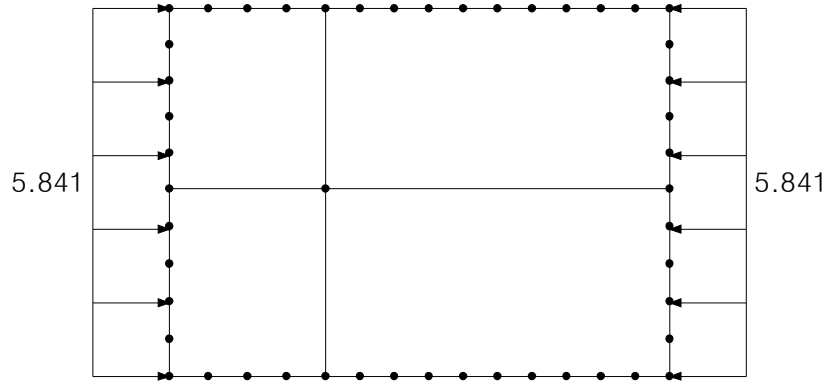
5) CASE5 - 지진시 상재고정하중에 의한 수평하중(DEADAHE)



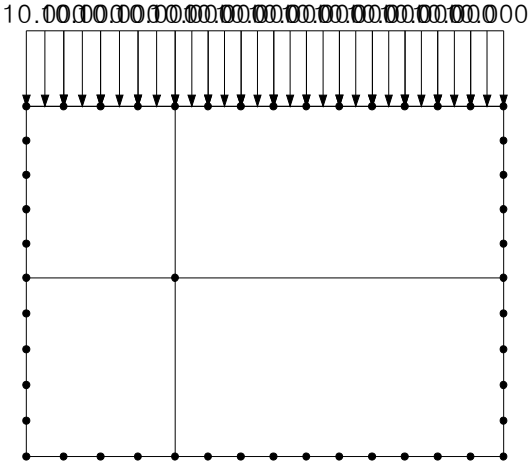
6) CASE6 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



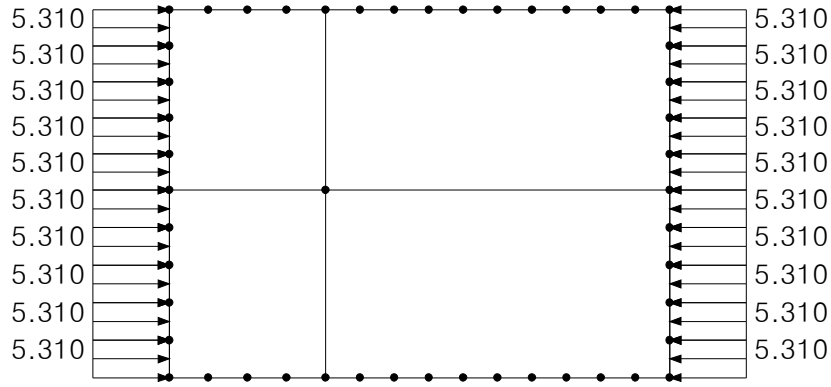
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



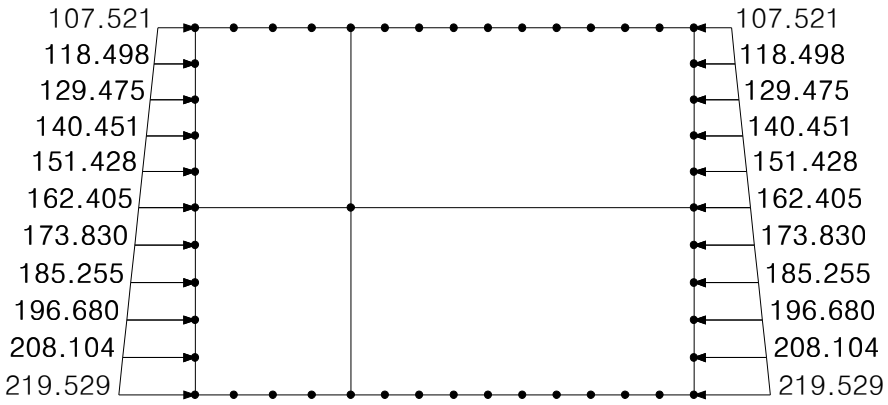
8) CASE8 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



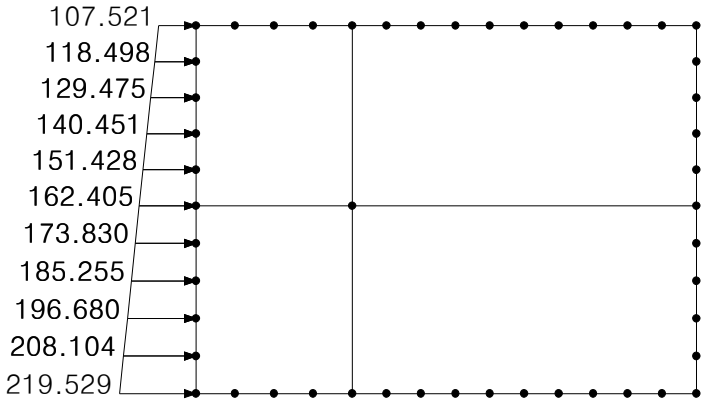
9) CASE9 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



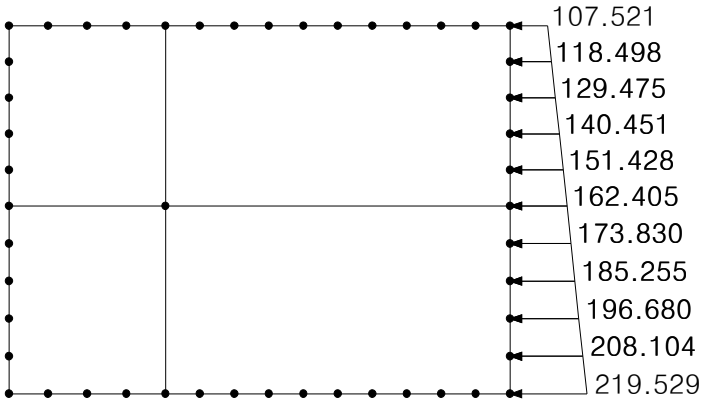
10) CASE10 - 지진시 양토압(SOILBE)



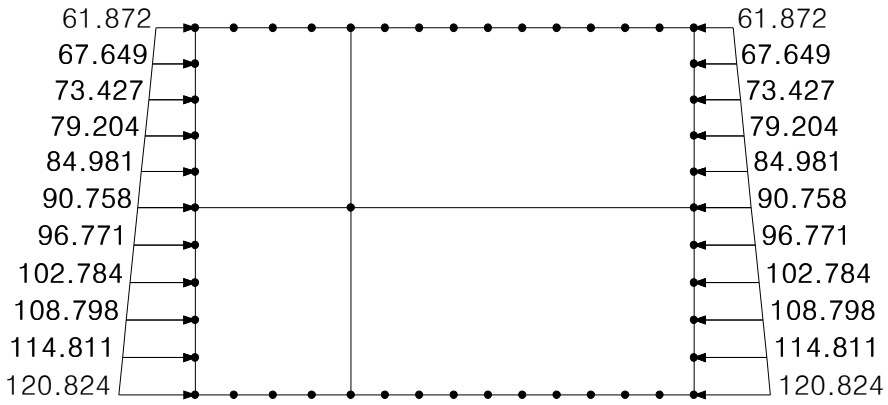
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



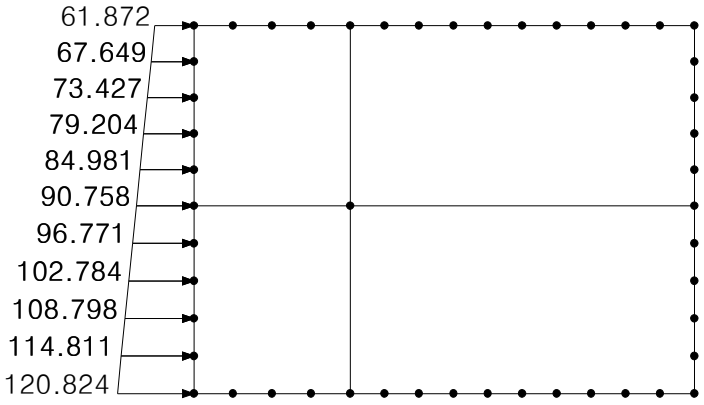
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



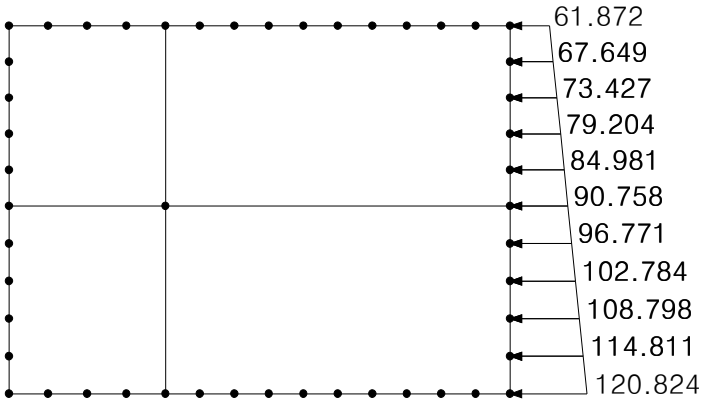
13) CASE13 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



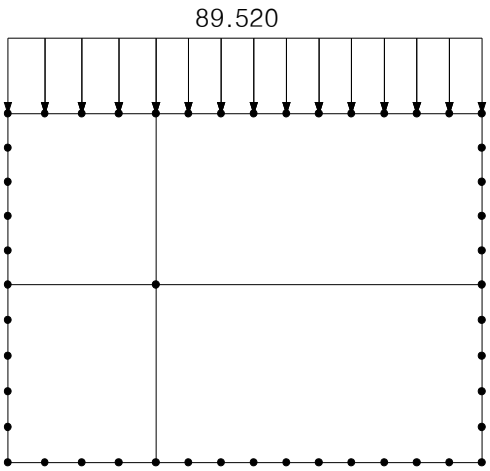
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



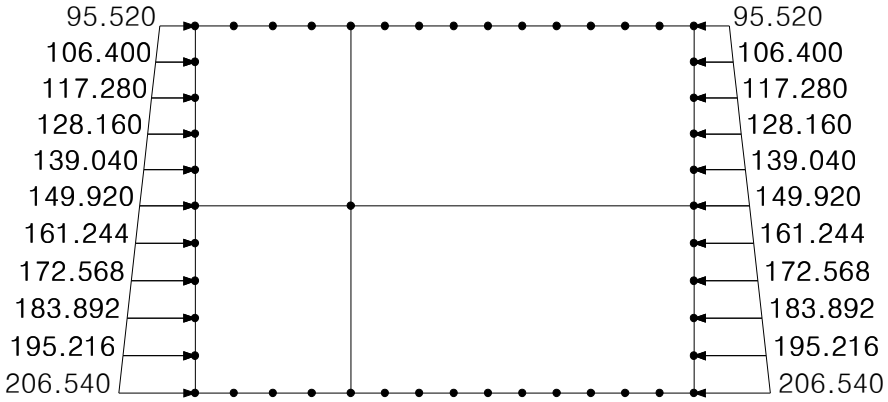
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



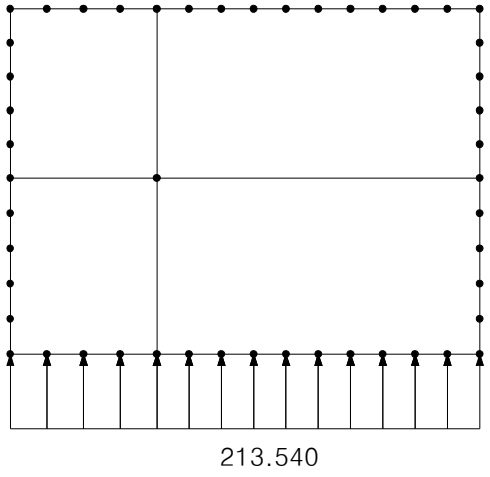
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

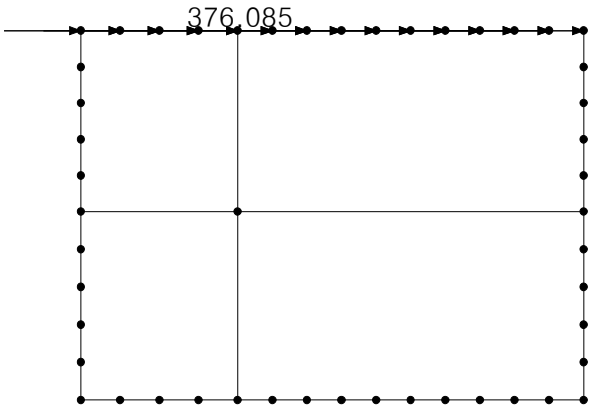


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

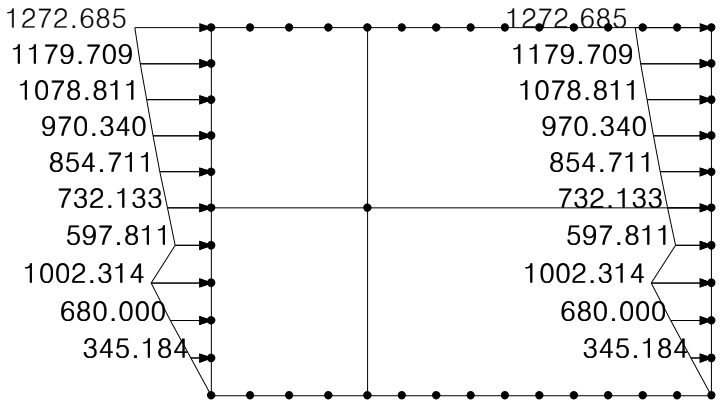


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

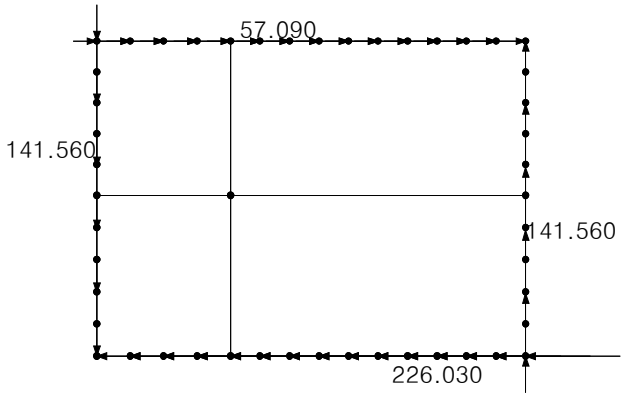
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



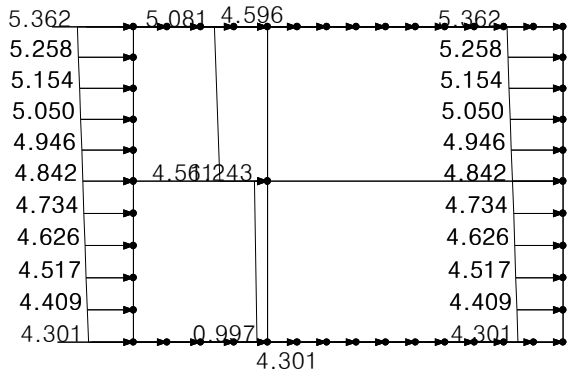
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

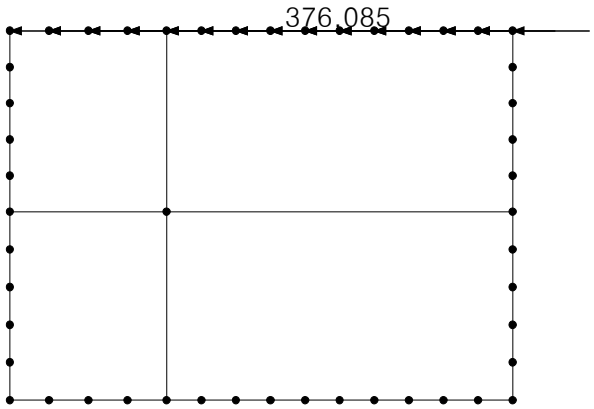


22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

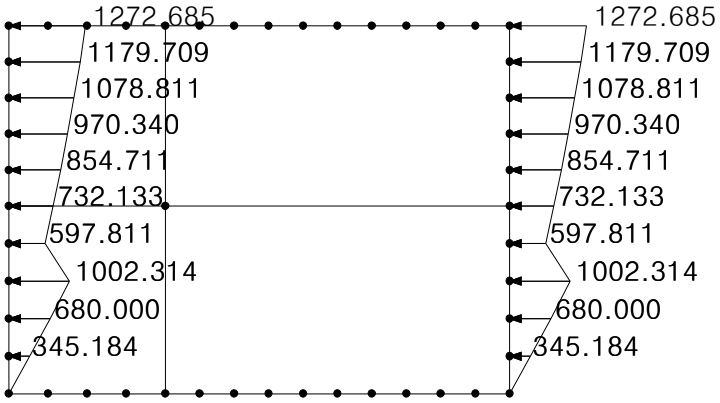


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

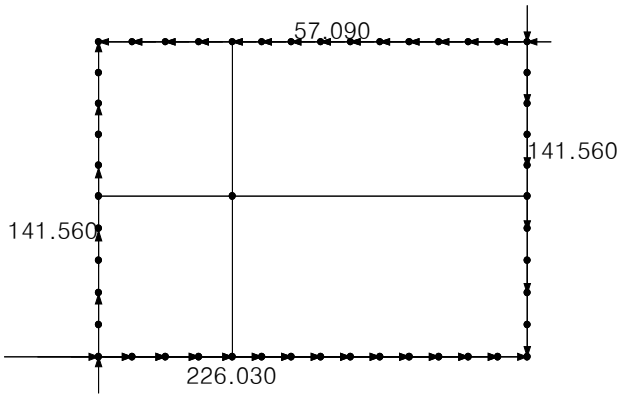
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



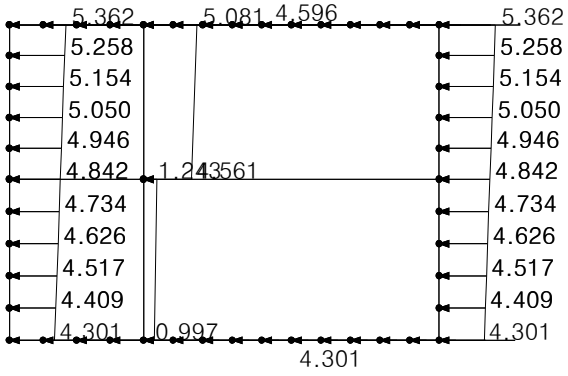
24) CASE24 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



26) CASE26 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 9.952 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.400						
LC2	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC3	1.200		1.000				
LC4	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC5	0.900	0.900		1.600			
LC6	0.900	0.900		0.800			
LC7	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC8	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		1.600			●
LC10	0.900	0.900		0.800			●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000						
LC2	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC3	1.000		1.000				
LC4	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC5	1.000	1.000		1.000			
LC6	1.000	1.000		0.500			
LC7	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC8	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC9	1.000	1.000		1.000			●
LC10	1.000	1.000		0.500			●

3) 지진시(붕괴방지수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

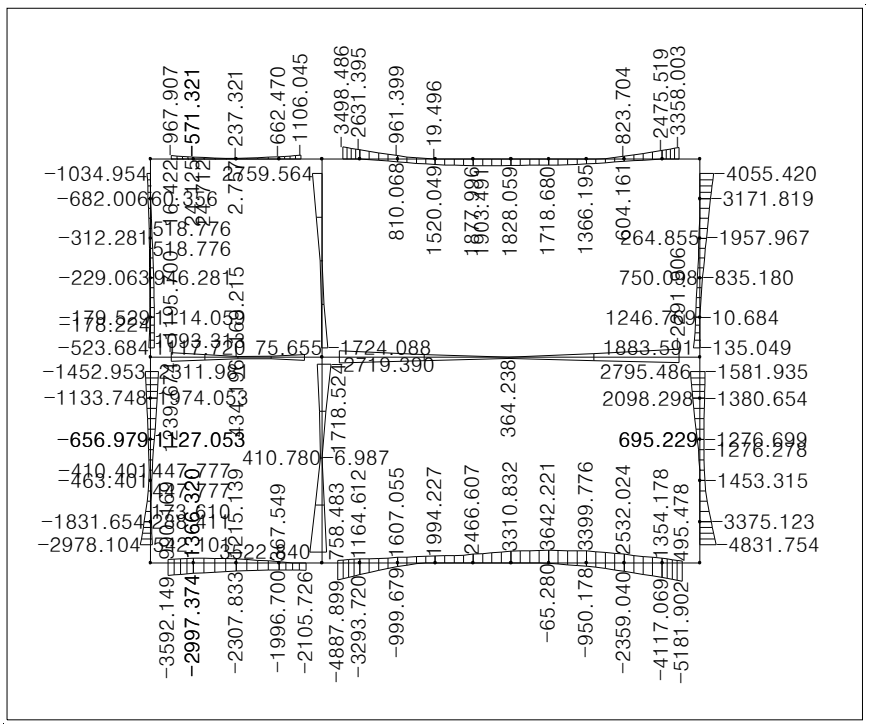
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	
LC3	0.900	0.900		1.000			1.000	
LC4	0.900	0.900		0.500			1.000	
LC5	1.200	1.200	1.000	1.000			1.000	●
LC6	1.200	1.200	1.000	0.500			1.000	●
LC7	0.900	0.900		1.000			1.000	●
LC8	0.900	0.900		0.500			1.000	●

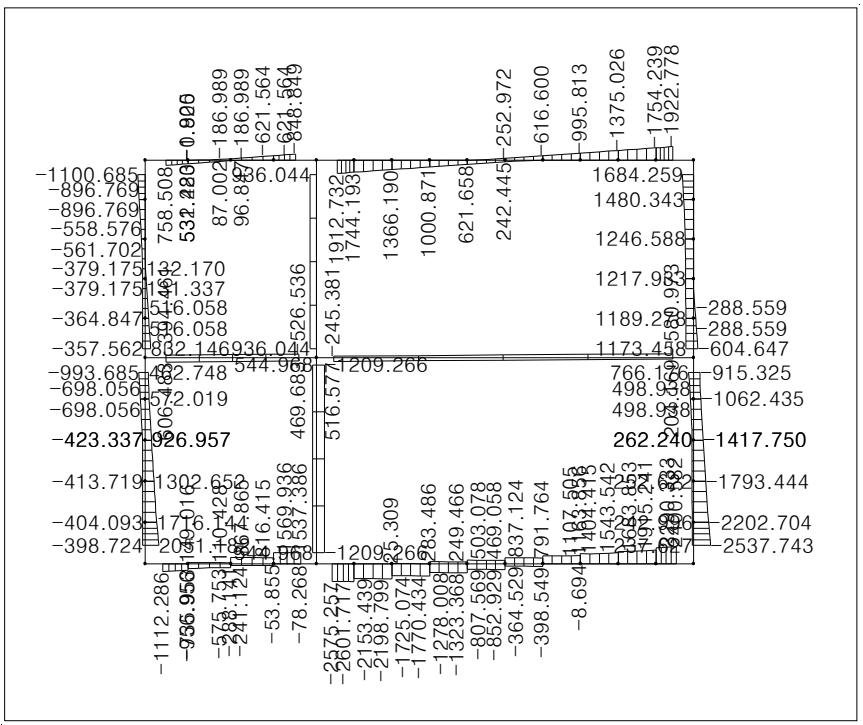
14. 단면력정리

14.1 상시

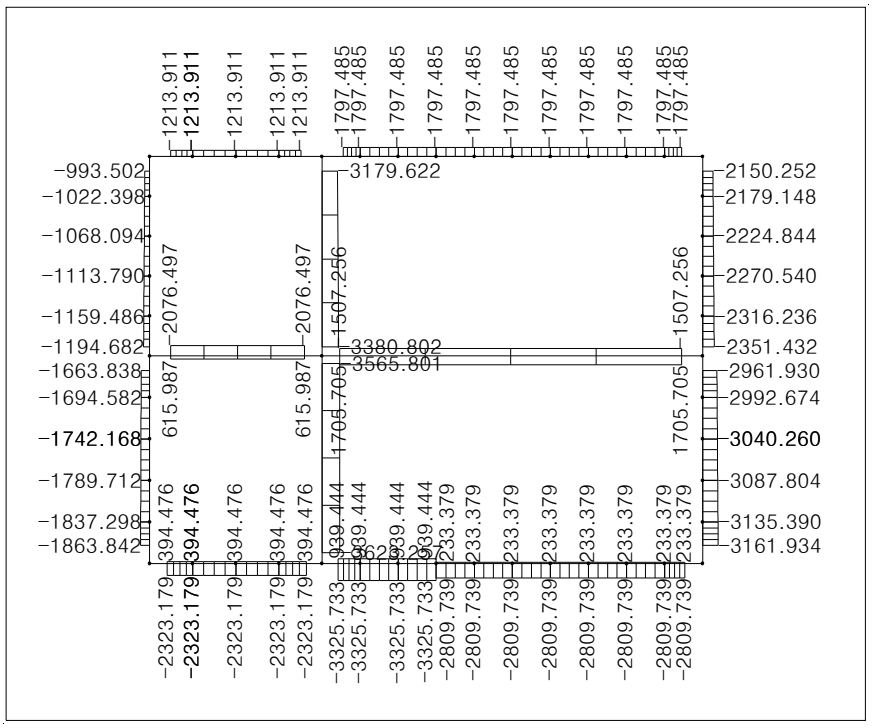
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



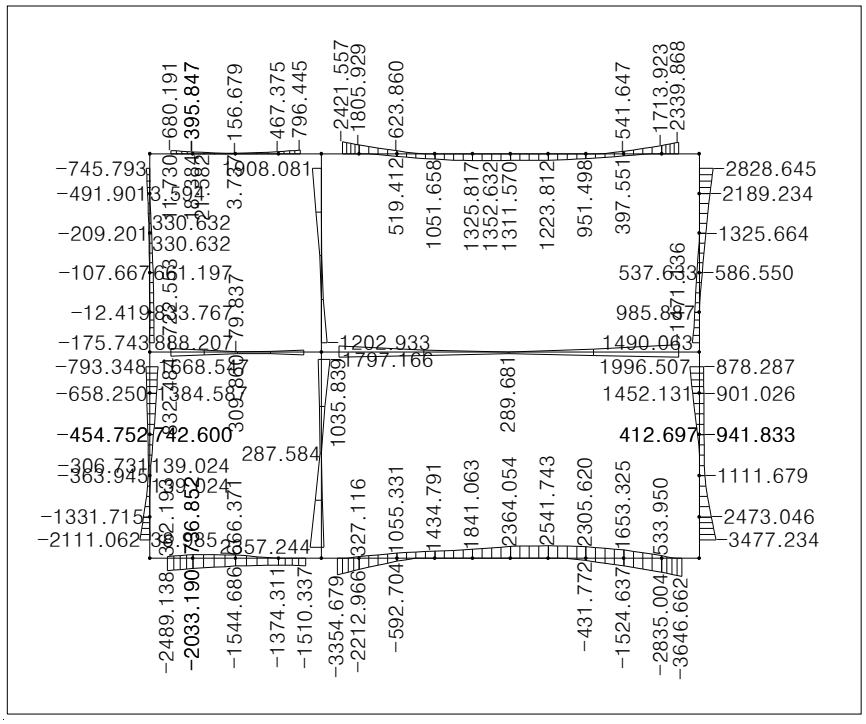
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



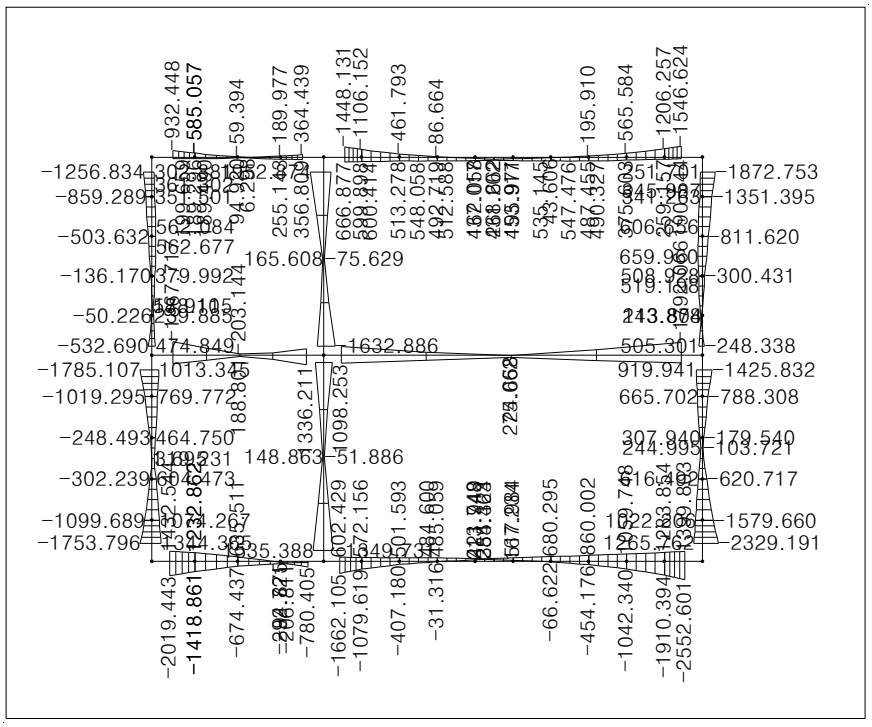
5) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	967.91	323.38	1213.91	680.19	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	16.42	323.38	1213.91	11.73	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	3	237.32	678.29	1213.91	156.68	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	4	2.76	678.29	1213.91	3.74	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	5	1106.05	415.26	1213.91	796.45	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	6	0.00	415.26	1213.91	0.00	1000.00	1200.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	3498.49	1491.38	1797.49	2421.56	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	8	0.00	1491.38	1797.49	0.00	1000.00	1200.00	
		중앙부	9	1828.06	252.97	1797.49	1311.57	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	10	3358.00	1501.43	1797.49	2339.87	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	11	0.00	1501.43	1797.49	0.00	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	990.17	589.35	2323.18	362.19	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	13	3592.15	589.35	2323.18	2489.14	1000.00	1566.67	
		중앙부 (상면)	14	1215.14	581.01	2323.18	666.37	1000.00	1400.00	
		중앙부 (하면)	15	2307.83	581.01	2323.18	1544.69	1000.00	1400.00	
		우측	16	2105.73	848.97	2323.18	1510.34	1000.00	1400.00	
	2 경간	좌측 (상면)	17	758.48	2192.08	3325.73	0.00	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	18	4887.90	2192.08	3325.73	3354.68	1000.00	1400.00	
		중앙부	19	3310.83	837.12	2809.74	2364.05	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	20	495.48	1718.13	2809.74	0.00	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	21	5181.90	1718.13	2809.74	3646.66	1000.00	1566.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	22	1195.70	562.56	2076.50	722.55	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	23	1239.67	562.56	2076.50	832.48	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	24	169.22	571.38	2076.50	79.84	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	25	434.20	571.38	2076.50	309.86	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	26	654.85	517.20	2076.50	407.78	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	27	931.10	517.20	2076.50	574.15	1000.00	1200.00	
	2 경간	좌측 (상면)	28	1786.37	469.06	1705.71	1169.01	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	29	1718.52	469.06	1705.71	1035.84	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	30	0.00	404.57	1705.71	0.00	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	31	364.24	404.57	1705.71	289.68	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	32	2291.91	537.05	1705.71	1471.14	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	33	1599.42	537.05	1705.71	985.52	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	34	1452.95	1052.19	1663.84	793.35	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	35	2311.98	1052.19	1663.84	1668.55	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	36	463.40	1260.96	1789.71	363.95	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	37	447.78	1260.96	1789.71	139.02	1000.00	1400.00	
	2 층	상부 (외측)	38	979.55	622.39	930.21	709.12	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	39	0.00	622.39	930.21	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	40	256.19	366.33	1040.59	139.24	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	41	846.88	366.33	1040.59	584.19	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	42	524.27	364.13	1131.39	182.66	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	43	1091.80	364.13	1131.39	870.10	1000.00	1400.00	

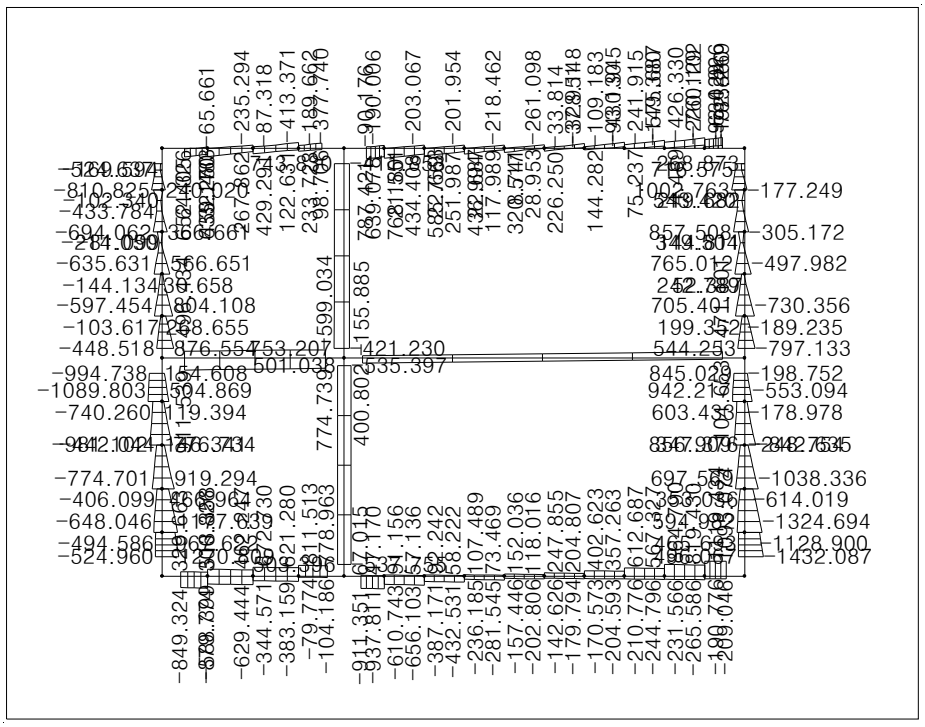
우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	1593.55	1303.97	2799.27	890.64	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	45	2799.84	1303.97	2799.27	1997.77	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	46	1248.30	1663.62	2893.10	947.22	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	47	369.43	1663.62	2893.10	69.25	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	48	4666.91	1847.79	2999.27	3367.10	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	49	0.00	1847.79	2999.27	0.00	1000.00	1400.00	
	2층	상부 (외측)	50	3818.79	1218.55	1990.40	2670.81	1000.00	1566.67	
		상부 (내측)	51	0.00	1218.55	1990.40	0.00	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	52	1036.66	1169.26	2100.78	726.23	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	53	652.56	1169.26	2100.78	449.75	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	54	143.72	1164.86	2191.58	0.00	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	55	1833.15	1164.86	2191.58	1455.79	1000.00	1400.00	

14.2 지진시(기능수행)

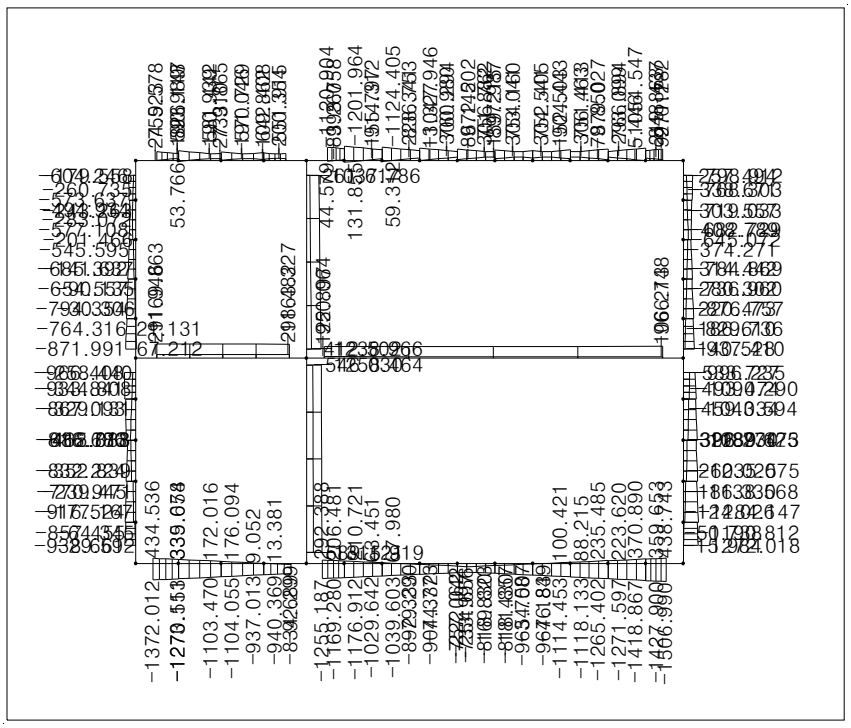
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



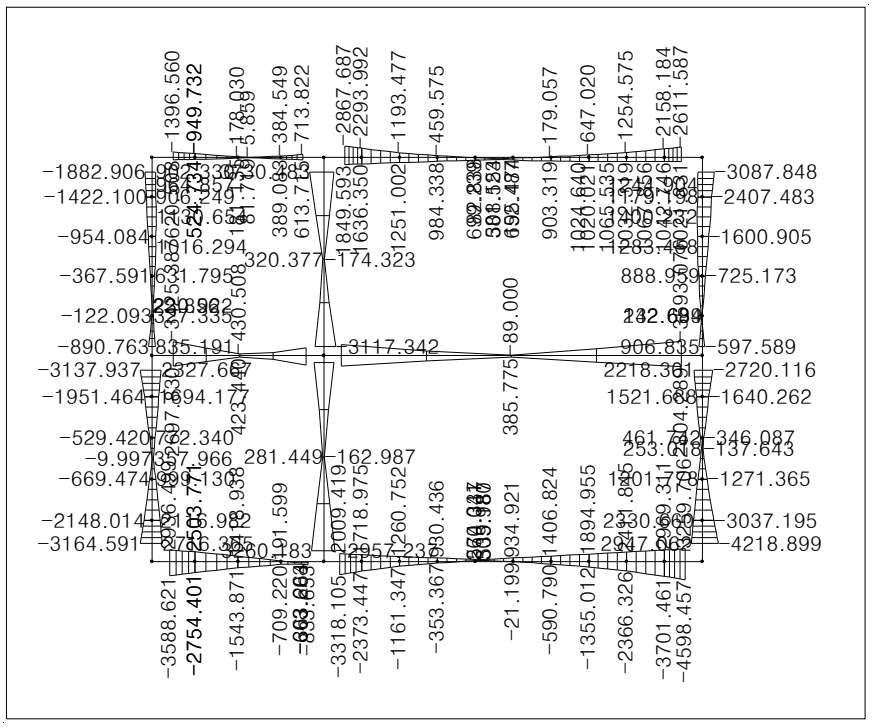
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	932.45	457.47	759.58	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	189.71	457.47	759.58	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	3	59.39	236.20	738.80	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	4	94.92	236.20	738.80	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	5	364.44	246.85	622.29	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	6	356.81	246.85	622.29	1000.00	1200.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	1448.13	545.67	1142.12	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	8	666.88	545.67	1142.12	1000.00	1200.00	
		중앙부	9	453.92	226.25	983.88	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	10	1546.62	537.59	971.28	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	11	190.54	537.59	971.28	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	1432.54	612.81	1431.41	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	13	2019.44	612.81	1431.41	1000.00	1566.67	
		중앙부 (상면)	14	635.51	622.29	1356.49	1000.00	1400.00	
		중앙부 (하면)	15	674.44	622.29	1356.49	1000.00	1400.00	
		우측	16	780.41	653.83	890.71	1000.00	1400.00	
	2 경간	좌측 (상면)	17	602.43	649.38	1255.19	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	18	1662.11	649.38	1255.19	1000.00	1400.00	
		중앙부	19	517.98	247.86	1015.24	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	20	1399.80	858.07	1541.61	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	21	2552.60	858.07	1541.61	1000.00	1566.67	

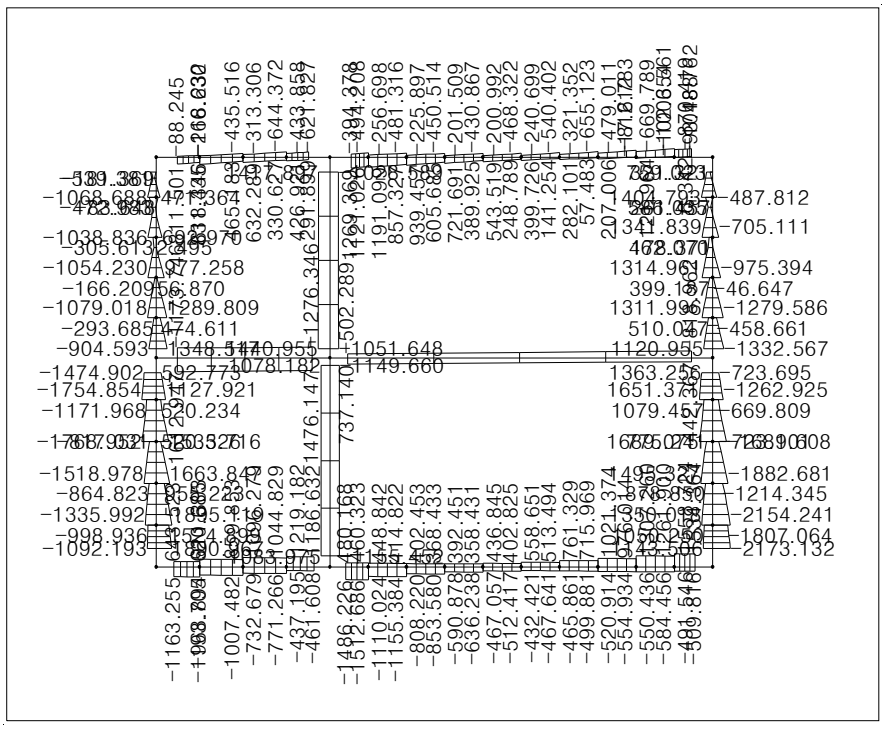
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	22	1867.72	867.62	1361.73	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	23	1178.65	867.62	1361.73	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	24	203.14	876.44	1360.05	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	25	188.80	876.44	1360.05	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	26	902.73	822.26	1355.02	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	27	1336.21	822.26	1355.02	1000.00	1200.00	
	2 경간	좌측 (상면)	28	1245.42	353.28	1168.95	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	29	1098.25	353.28	1168.95	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	30	0.00	294.95	1168.95	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	31	275.06	294.95	1168.95	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	32	1792.07	427.18	1173.16	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	33	1055.48	427.18	1173.16	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	장부 (외측)	34	1785.11	552.04	1036.51	1000.00	1566.67	
		장부 (내측)	35	1013.35	552.04	1036.51	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	36	302.24	829.01	861.97	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	37	604.47	829.01	861.97	1000.00	1400.00	
	2 층	장부 (외측)	38	1312.07	635.84	619.36	1000.00	1566.67	
		장부 (내측)	39	393.82	635.84	619.36	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	40	246.62	262.22	773.46	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	41	461.71	262.22	773.46	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	42	663.34	555.78	851.76	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	43	589.02	555.78	851.76	1000.00	1400.00	
우측 벽체	1 층	장부 (외측)	44	1343.85	475.30	997.25	1000.00	1566.67	
		장부 (내측)	45	821.57	475.30	997.25	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	46	209.27	581.05	1258.14	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	47	357.50	581.05	1258.14	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	48	2195.91	686.25	1279.97	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	49	1221.49	686.25	1279.97	1000.00	1400.00	
	2 층	장부 (외측)	50	1889.85	775.96	780.89	1000.00	1566.67	
		장부 (내측)	51	339.81	775.96	780.89	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	52	438.43	349.28	850.25	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	53	589.62	349.28	850.25	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	54	360.51	594.37	914.61	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	55	600.86	594.37	914.61	1000.00	1400.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

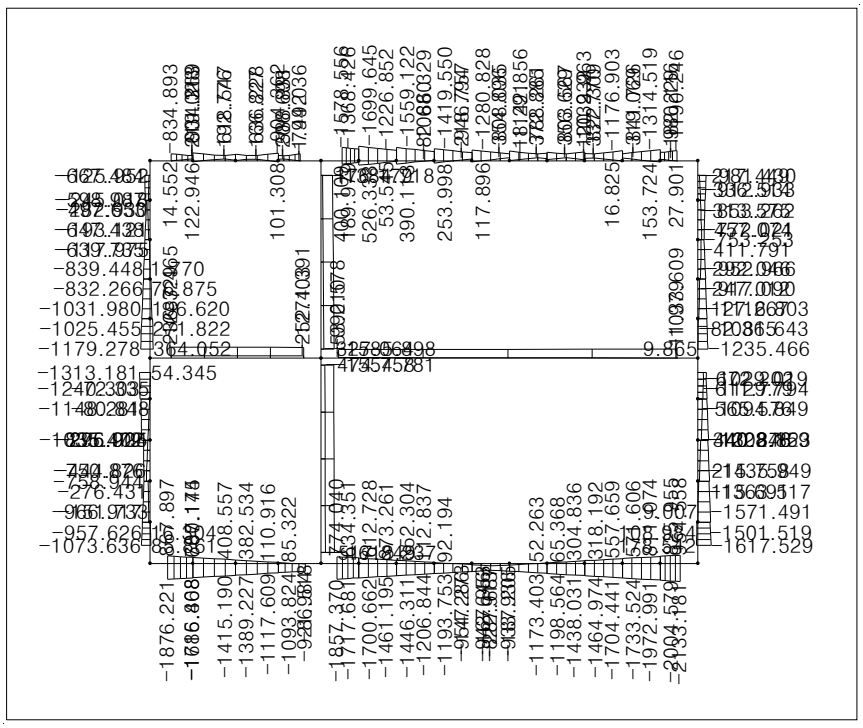
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1396.56	653.73	834.89	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	2	620.51	653.73	834.89	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	3	178.03	480.39	972.01	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	4	181.14	480.39	972.01	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	5	713.82	472.85	851.95	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	6	613.72	472.85	851.95	1000.00	1200.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	2867.69	968.58	1638.86	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	8	1849.59	968.58	1638.86	1000.00	1200.00	
		중앙부	9	652.49	399.73	1318.85	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	10	2611.59	781.05	1190.25	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	11	1021.83	781.05	1190.25	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	2936.50	993.31	2002.95	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	13	3588.62	993.31	2002.95	1000.00	1566.67	
		중앙부 (상면)	14	1418.94	1001.78	1881.07	1000.00	1400.00	
		중앙부 (하면)	15	1543.87	1001.78	1881.07	1000.00	1400.00	
		우측	16	833.65	1077.38	1046.29	1000.00	1400.00	
	2 경간	좌측 (상면)	17	2009.42	1148.66	1857.37	1000.00	1400.00	
		좌측 (하면)	18	3318.11	1148.66	1857.37	1000.00	1400.00	
		중앙부	19	934.92	558.65	1281.09	1000.00	1400.00	
		우측 (상면)	20	3259.71	1300.54	2215.62	1000.00	1400.00	
		우측 (하면)	21	4598.46	1300.54	2215.62	1000.00	1566.67	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	22	3425.39	1569.03	1667.43	1000.00	1366.67	
		좌측 (하면)	23	2697.83	1569.03	1667.43	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	24	430.51	1577.85	1663.31	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	25	423.44	1577.85	1663.31	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	26	1957.34	1523.67	1650.93	1000.00	1200.00	
		우측 (하면)	27	2443.89	1523.67	1650.93	1000.00	1200.00	
	2 경간	좌측 (상면)	28	2765.95	689.62	1391.28	1000.00	1200.00	
		좌측 (하면)	29	2664.66	689.62	1391.28	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	30	89.00	642.78	1391.28	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	31	385.78	642.78	1391.28	1000.00	1200.00	
		우측 (상면)	32	3593.08	775.04	1401.64	1000.00	1366.67	
		우측 (하면)	33	2804.29	775.04	1401.64	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	장부 (외측)	34	3137.94	1068.71	1454.34	1000.00	1566.67	
		장부 (내측)	35	2327.67	1068.71	1454.34	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	36	669.47	1538.28	1123.95	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	37	999.13	1538.28	1123.95	1000.00	1400.00	
	2 층	장부 (외측)	38	2013.00	916.32	708.84	1000.00	1566.67	
		장부 (내측)	39	1068.28	916.32	708.84	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	40	551.79	483.42	1026.13	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	41	784.67	483.42	1026.13	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	42	1126.45	957.77	1178.37	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	43	1051.18	957.77	1178.37	1000.00	1400.00	
우측 벽체	1 층	장부 (외측)	44	2582.68	987.49	1042.36	1000.00	1566.67	
		장부 (내측)	45	2059.55	987.49	1042.36	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	46	424.82	1203.76	1582.31	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	47	556.24	1203.76	1582.31	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	48	4043.17	1278.83	1668.91	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	49	2878.61	1278.83	1668.91	1000.00	1400.00	
	2 층	장부 (외측)	50	3170.83	1180.50	974.34	1000.00	1566.67	
		장부 (내측)	51	1355.26	1180.50	974.34	1000.00	1400.00	
		중앙부 (외측)	52	971.94	682.26	1118.20	1000.00	1400.00	
		중앙부 (내측)	53	1065.68	682.26	1118.20	1000.00	1400.00	
		하부 (외측)	54	805.49	1106.67	1239.14	1000.00	1566.67	
		하부 (내측)	55	1093.50	1106.67	1239.14	1000.00	1400.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-967.91	-	-1396.56	-932.45	-1396.56	
		좌측 (하면)	2	16.42	-	620.51	189.71	620.51	
		중앙부 (상면)	3	-237.32	-	-178.03	-59.39	-237.32	
		중앙부 (하면)	4	2.76	-	181.14	94.92	181.14	
		우측 (상면)	5	-1106.05	-	-713.82	-364.44	-1106.05	
		우측 (하면)	6	-	-	613.72	356.81	613.72	
	2 경간	좌측 (상면)	7	-3498.49	-	-2867.69	-1448.13	-3498.49	
		좌측 (하면)	8	-	-	1849.59	666.88	1849.59	
		중앙부	9	1828.06	-	652.49	453.92	1828.06	
		우측 (상면)	10	-3358.00	-	-2611.59	-1546.62	-3358.00	
		우측 (하면)	11	-	-	1021.83	190.54	1021.83	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	990.17	-	2936.50	1432.54	2936.50	
		좌측 (하면)	13	-3592.15	-	-3588.62	-2019.44	-3592.15	
		중앙부 (상면)	14	1215.14	-	1418.94	635.51	1418.94	
		중앙부 (하면)	15	-2307.83	-	-1543.87	-674.44	-2307.83	
		우측	16	-2105.73	-	-833.65	-780.41	-2105.73	
	2 경간	좌측 (상면)	17	758.48	-	2009.42	602.43	2009.42	
		좌측 (하면)	18	-4887.90	-	-3318.11	-1662.11	-4887.90	
		중앙부	19	3310.83	-	934.92	517.98	3310.83	
		우측 (상면)	20	495.48	-	3259.71	1399.80	3259.71	
		우측 (하면)	21	-5181.90	-	-4598.46	-2552.60	-5181.90	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	22	-1195.70	-	-3425.39	-1867.72	-3425.39	
		좌측 (하면)	23	1239.67	-	2697.83	1178.65	2697.83	
		중앙부 (상면)	24	-169.22	-	-430.51	-203.14	-430.51	
		중앙부 (하면)	25	434.20	-	423.44	188.80	434.20	
		우측 (상면)	26	-654.85	-	-1957.34	-902.73	-1957.34	
		우측 (하면)	27	931.10	-	2443.89	1336.21	2443.89	
	2 경간	좌측 (상면)	28	-1786.37	-	-2765.95	-1245.42	-2765.95	
		좌측 (하면)	29	1718.52	-	2664.66	1098.25	2664.66	
		중앙부 (상면)	30	-	-	-89.00	-	-89.00	
		중앙부 (하면)	31	364.24	-	385.78	275.06	385.78	
		우측 (상면)	32	-2291.91	-	-3593.08	-1792.07	-3593.08	
		우측 (하면)	33	1599.42	-	2804.29	1055.48	2804.29	
좌측 벽체	1 층	장부 (외측)	34	-1452.95	-	-3137.94	-1785.11	-3137.94	
		장부 (내측)	35	2311.98	-	2327.67	1013.35	2327.67	
		중앙부 (외측)	36	-463.40	-	-669.47	-302.24	-669.47	
		중앙부 (내측)	37	447.78	-	999.13	604.47	999.13	
	2 층	장부 (외측)	38	-979.55	-	-2013.00	-1312.07	-2013.00	
		장부 (내측)	39	-	-	1068.28	393.82	1068.28	
		중앙부 (외측)	40	-256.19	-	-551.79	-246.62	-551.79	
		중앙부 (내측)	41	846.88	-	784.67	461.71	846.88	
		하부 (외측)	42	-524.27	-	-1126.45	-663.34	-1126.45	
		하부 (내측)	43	1091.80	-	1051.18	589.02	1091.80	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	44	-1593.55	-	-2582.68	-1343.85	-2582.68	
		상부 (내측)	45	2799.84	-	2059.55	821.57	2799.84	
		중앙부 (외측)	46	-1248.30	-	-424.82	-209.27	-1248.30	
		중앙부 (내측)	47	369.43	-	556.24	357.50	556.24	
		하부 (외측)	48	-4666.91	-	-4043.17	-2195.91	-4666.91	
		하부 (내측)	49	-	-	2878.61	1221.49	2878.61	
	2층	상부 (외측)	50	-3818.79	-	-3170.83	-1889.85	-3818.79	
		상부 (내측)	51	-	-	1355.26	339.81	1355.26	
		중앙부 (외측)	52	-1036.66	-	-971.94	-438.43	-1036.66	
		중앙부 (내측)	53	652.56	-	1065.68	589.62	1065.68	
		하부 (외측)	54	-143.72	-	-805.49	-360.51	-805.49	
		하부 (내측)	55	1833.15	-	1093.50	600.86	1833.15	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	323.38	-	653.73	457.47	653.73	
		좌측 (하면)	2	323.38	-	653.73	457.47	653.73	
		중앙부 (상면)	3	-678.29	-	-480.39	-236.20	-678.29	
		중앙부 (하면)	4	-678.29	-	-480.39	-236.20	-678.29	
		우측 (상면)	5	-415.26	-	-472.85	246.85	-472.85	
		우측 (하면)	6	-415.26	-	-472.85	246.85	-472.85	
	2경간	좌측 (상면)	7	1491.38	-	968.58	545.67	1491.38	
		좌측 (하면)	8	1491.38	-	968.58	545.67	1491.38	
		중앙부	9	-252.97	-	399.73	226.25	399.73	
		우측 (상면)	10	-1501.43	-	-781.05	-537.59	-1501.43	
		우측 (하면)	11	-1501.43	-	-781.05	-537.59	-1501.43	
하부 슬래브	1경간	좌측 (상면)	12	-589.35	-	-993.31	-612.81	-993.31	
		좌측 (하면)	13	-589.35	-	-993.31	-612.81	-993.31	
		중앙부 (상면)	14	-581.01	-	-1001.78	-622.29	-1001.78	
		중앙부 (하면)	15	-581.01	-	-1001.78	-622.29	-1001.78	
		우측	16	848.97	-	1077.38	653.83	1077.38	
	2경간	좌측 (상면)	17	-2192.08	-	-1148.66	-649.38	-2192.08	
		좌측 (하면)	18	-2192.08	-	-1148.66	-649.38	-2192.08	
		중앙부	19	837.12	-	558.65	247.86	837.12	
		우측 (상면)	20	1718.13	-	1300.54	858.07	1718.13	
		우측 (하면)	21	1718.13	-	1300.54	858.07	1718.13	
중간 슬래브	1경간	좌측 (상면)	22	562.56	-	1569.03	867.62	1569.03	
		좌측 (하면)	23	562.56	-	1569.03	867.62	1569.03	
		중앙부 (상면)	24	571.38	-	1577.85	876.44	1577.85	
		중앙부 (하면)	25	571.38	-	1577.85	876.44	1577.85	
		우측 (상면)	26	517.20	-	1523.67	822.26	1523.67	
		우측 (하면)	27	517.20	-	1523.67	822.26	1523.67	
	2경간	좌측 (상면)	28	469.06	-	689.62	353.28	689.62	
		좌측 (하면)	29	469.06	-	689.62	353.28	689.62	
		중앙부 (상면)	30	-404.57	-	-642.78	-294.95	-642.78	
		중앙부 (하면)	31	-404.57	-	-642.78	-294.95	-642.78	
		우측 (상면)	32	-537.05	-	-775.04	-427.18	-775.04	
		우측 (하면)	33	-537.05	-	-775.04	-427.18	-775.04	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	34	1052.19	-	-1068.71	-552.04	-1068.71	
		상부 (내측)	35	1052.19	-	-1068.71	-552.04	-1068.71	
		중앙부 (외측)	36	1260.96	-	1538.28	829.01	1538.28	
		중앙부 (내측)	37	1260.96	-	1538.28	829.01	1538.28	
	2 층	상부 (외측)	38	-622.39	-	-916.32	-635.84	-916.32	
		상부 (내측)	39	-622.39	-	-916.32	-635.84	-916.32	
		중앙부 (외측)	40	-366.33	-	-483.42	-262.22	-483.42	
		중앙부 (내측)	41	-366.33	-	-483.42	-262.22	-483.42	
		하부 (외측)	42	-364.13	-	957.77	555.78	957.77	
		하부 (내측)	43	-364.13	-	957.77	555.78	957.77	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	44	-1303.97	-	987.49	475.30	-1303.97	
		상부 (내측)	45	-1303.97	-	987.49	475.30	-1303.97	
		중앙부 (외측)	46	-1663.62	-	-1203.76	-581.05	-1663.62	
		중앙부 (내측)	47	-1663.62	-	-1203.76	-581.05	-1663.62	
		하부 (외측)	48	-1847.79	-	-1278.83	-686.25	-1847.79	
		하부 (내측)	49	-1847.79	-	-1278.83	-686.25	-1847.79	
	2 층	상부 (외측)	50	1218.55	-	1180.50	775.96	1218.55	
		상부 (내측)	51	1218.55	-	1180.50	775.96	1218.55	
		중앙부 (외측)	52	1169.26	-	682.26	349.28	1169.26	
		중앙부 (내측)	53	1169.26	-	682.26	349.28	1169.26	
		하부 (외측)	54	1164.86	-	1106.67	594.37	1164.86	
		하부 (내측)	55	1164.86	-	1106.67	594.37	1164.86	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1213.91	-	-834.89	-759.58	-1319.37	
		좌측 (하면)	2	-1213.91	-	-834.89	-759.58	-1319.37	
		중앙부 (상면)	3	-1213.91	-	-972.01	-738.80	-1319.37	
		중앙부 (하면)	4	-1213.91	-	-972.01	-738.80	-1319.37	
		우측 (상면)	5	-1213.91	-	-851.95	-622.29	-1319.37	
		우측 (하면)	6	-1213.91	-	-851.95	-622.29	-1319.37	
	2 경간	좌측 (상면)	7	-1797.49	-	-1638.86	-1142.12	-1797.49	
		좌측 (하면)	8	-1797.49	-	-1638.86	-1142.12	-1797.49	
		중앙부	9	-1797.49	-	-1318.85	-983.88	-1797.49	
		우측 (상면)	10	-1797.49	-	-1190.25	-971.28	-1797.49	
		우측 (하면)	11	-1797.49	-	-1190.25	-971.28	-1797.49	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-2323.18	-	-2002.95	-1431.41	-2428.71	
		좌측 (하면)	13	-2323.18	-	-2002.95	-1431.41	-2428.71	
		중앙부 (상면)	14	-2323.18	-	-1881.07	-1356.49	-2428.71	
		중앙부 (하면)	15	-2323.18	-	-1881.07	-1356.49	-2428.71	
		우측	16	-2323.18	-	-1046.29	-890.71	-2428.71	
	2 경간	좌측 (상면)	17	-3325.73	-	-1857.37	-1255.19	-3325.73	
		좌측 (하면)	18	-3325.73	-	-1857.37	-1255.19	-3325.73	
		중앙부	19	-2809.74	-	-1281.09	-1015.24	-2809.74	
		우측 (상면)	20	-2809.74	-	-2215.62	-1541.61	-2809.74	
		우측 (하면)	21	-2809.74	-	-2215.62	-1541.61	-2809.74	

중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	22	-2076.50	-	-1667.43	-1361.73	-2076.50	
		좌측 (하면)	23	-2076.50	-	-1667.43	-1361.73	-2076.50	
		중앙부 (상면)	24	-2076.50	-	-1663.31	-1360.05	-2076.50	
		중앙부 (하면)	25	-2076.50	-	-1663.31	-1360.05	-2076.50	
		우측 (상면)	26	-2076.50	-	-1650.93	-1355.02	-2076.50	
		우측 (하면)	27	-2076.50	-	-1650.93	-1355.02	-2076.50	
	2 경간	좌측 (상면)	28	1705.71	-	-1391.28	-1168.95	1705.71	
		좌측 (하면)	29	1705.71	-	-1391.28	-1168.95	1705.71	
		중앙부 (상면)	30	1705.71	-	-1391.28	-1168.95	1705.71	
		중앙부 (하면)	31	1705.71	-	-1391.28	-1168.95	1705.71	
		우측 (상면)	32	1705.71	-	-1401.64	-1173.16	1705.71	
		우측 (하면)	33	1705.71	-	-1401.64	-1173.16	1705.71	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	34	-1663.84	-	-1454.34	-1036.51	-1833.63	
		상부 (내측)	35	-1663.84	-	-1454.34	-1036.51	-1833.63	
		중앙부 (외측)	36	-1789.71	-	-1123.95	-861.97	-1924.01	
		중앙부 (내측)	37	-1789.71	-	-1123.95	-861.97	-1924.01	
	2 층	상부 (외측)	38	-930.21	-	-708.84	-619.36	-1024.42	
		상부 (내측)	39	-930.21	-	-708.84	-619.36	-1024.42	
		중앙부 (외측)	40	-1040.59	-	-1026.13	-773.46	-1203.53	
		중앙부 (내측)	41	-1040.59	-	-1026.13	-773.46	-1203.53	
		하부 (외측)	42	-1131.39	-	-1178.37	-851.76	-1238.20	
		하부 (내측)	43	-1131.39	-	-1178.37	-851.76	-1238.20	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	44	-2799.27	-	-1042.36	-997.25	-2942.78	
		상부 (내측)	45	-2799.27	-	-1042.36	-997.25	-2942.78	
		중앙부 (외측)	46	-2893.10	-	-1582.31	-1258.14	-3109.36	
		중앙부 (내측)	47	-2893.10	-	-1582.31	-1258.14	-3109.36	
		하부 (외측)	48	-2999.27	-	-1668.91	-1279.97	-3142.79	
		하부 (내측)	49	-2999.27	-	-1668.91	-1279.97	-3142.79	
	2 층	상부 (외측)	50	-1990.40	-	-974.34	-780.89	-2056.77	
		상부 (내측)	51	-1990.40	-	-974.34	-780.89	-2056.77	
		중앙부 (외측)	52	-2100.78	-	-1118.20	-850.25	-2235.88	
		중앙부 (내측)	53	-2100.78	-	-1118.20	-850.25	-2235.88	
		하부 (외측)	54	-2191.58	-	-1239.14	-914.61	-2270.55	
		하부 (내측)	55	-2191.58	-	-1239.14	-914.61	-2270.55	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-680.19	-	-	-	-680.19	
		좌측 (하면)	2	11.73	-	-	-	11.73	
		중앙부 (상면)	3	-156.68	-	-	-	-156.68	
		중앙부 (하면)	4	3.74	-	-	-	3.74	
		우측 (상면)	5	-796.45	-	-	-	-796.45	
		우측 (하면)	6	-	-	-	-	-	
	2 경간	좌측 (상면)	7	-2421.56	-	-	-	-2421.56	
		좌측 (하면)	8	-	-	-	-	-	
		중앙부	9	1311.57	-	-	-	1311.57	
		우측 (상면)	10	-2339.87	-	-	-	-2339.87	
		우측 (하면)	11	-	-	-	-	-	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	362.19	-	-	-	362.19	
		좌측 (하면)	13	-2489.14	-	-	-	-2489.14	
		중앙부 (상면)	14	666.37	-	-	-	666.37	
		중앙부 (하면)	15	-1544.69	-	-	-	-1544.69	
		우측	16	-1510.34	-	-	-	-1510.34	
	2 경간	좌측 (상면)	17	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	18	-3354.68	-	-	-	-3354.68	
		중앙부	19	2364.05	-	-	-	2364.05	
		우측 (상면)	20	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	21	-3646.66	-	-	-	-3646.66	
중간 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	22	-722.55	-	-	-	-722.55	
		좌측 (하면)	23	832.48	-	-	-	832.48	
		중앙부 (상면)	24	-79.84	-	-	-	-79.84	
		중앙부 (하면)	25	309.86	-	-	-	309.86	
		우측 (상면)	26	-407.78	-	-	-	-407.78	
		우측 (하면)	27	574.15	-	-	-	574.15	
	2 경간	좌측 (상면)	28	-1169.01	-	-	-	-1169.01	
		좌측 (하면)	29	1035.84	-	-	-	1035.84	
		중앙부 (상면)	30	-	-	-	-	-	
		중앙부 (하면)	31	289.68	-	-	-	289.68	
		우측 (상면)	32	-1471.14	-	-	-	-1471.14	
		우측 (하면)	33	985.52	-	-	-	985.52	
좌측 벽체	1 층	장부 (외측)	34	-793.35	-	-	-	-793.35	
		장부 (내측)	35	1668.55	-	-	-	1668.55	
		중앙부 (외측)	36	-363.95	-	-	-	-363.95	
		중앙부 (내측)	37	139.02	-	-	-	139.02	
	2 층	장부 (외측)	38	-709.12	-	-	-	-709.12	
		장부 (내측)	39	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	40	-139.24	-	-	-	-139.24	
		중앙부 (내측)	41	584.19	-	-	-	584.19	
		하부 (외측)	42	-182.66	-	-	-	-182.66	
		하부 (내측)	43	870.10	-	-	-	870.10	
우측 벽체	1 층	장부 (외측)	44	-890.64	-	-	-	-890.64	
		장부 (내측)	45	1997.77	-	-	-	1997.77	
		중앙부 (외측)	46	-947.22	-	-	-	-947.22	
		중앙부 (내측)	47	69.25	-	-	-	69.25	
		하부 (외측)	48	-3367.10	-	-	-	-3367.10	
		하부 (내측)	49	-	-	-	-	-	
	2 층	장부 (외측)	50	-2670.81	-	-	-	-2670.81	
		장부 (내측)	51	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	52	-726.23	-	-	-	-726.23	
		중앙부 (내측)	53	449.75	-	-	-	449.75	
		하부 (외측)	54	-	-	-	-	-	
		하부 (내측)	55	1455.79	-	-	-	1455.79	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1267	1396.56	1916.92	3318.55	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.37
		좌측 (하면)	1	1000	1120	620.51	2090.39	1650.69	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.37
		중앙부 (상면)	2	1000	1059	237.32	2620.14	662.65	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	7773.20	11.04
		중앙부 (하면)	2	1000	1120	181.14	2090.39	477.44	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	11.54
		우측 (상면)	3	1000	1233	1106.05	3727.29	2688.71	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	3.37
		우측 (하면)	3	1000	1120	613.71	2299.84	1632.38	H32 - 8.0EA	6353.60	3.75
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	1233	3498.49	3727.29	8903.04	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.07
		좌측 (하면)	4	1000	1120	1849.59	2299.84	5056.03	H32 - 8.0EA	6353.60	1.24
		중앙부	5	1000	1120	1828.06	2090.39	4994.68	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.14
		우측 (상면)	6	1000	1233	3358.00	3727.29	8520.99	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.11
		우측 (하면)	6	1000	1120	1021.83	2090.39	2741.88	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.05
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	1275	2936.50	4591.87	7118.72	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	1.56
		좌측 (하면)	7	1000	1417	3592.15	5642.20	7835.41	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.57
		중앙부 (상면)	8	1000	1275	1418.94	4591.87	3349.14	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	3.24
		중앙부 (하면)	8	1000	1250	2307.83	4922.12	5652.98	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	2.13
		우측	9	1000	1250	2105.73	4922.12	5138.75	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	2.34
	2경간	좌측 (상면)	10	1000	1275	2009.42	4591.87	4791.17	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	2.29
		좌측 (하면)	10	1000	1250	4887.90	4922.12	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.01
		중앙부	11	1000	1275	3310.83	4591.87	8082.11	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	1.39
		우측 (상면)	12	1000	1275	3259.71	4591.87	7949.69	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	#######	1.41
		우측 (하면)	12	1000	1387	5181.90	6741.22	#######	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.30

중간슬래브	1경간	좌측(상면)	13	1000	1237	3425.39	4864.52	8677.22	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.42
		좌측(하면)	13	1000	1087	2697.83	3252.04	7788.42	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.21
		중앙부(상면)	14	1000	1070	430.51	4144.44	1194.99	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	9.63
		중앙부(하면)	14	1000	1087	434.20	3252.04	1186.49	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	7.49
		우측(상면)	15	1000	1070	1957.34	4144.44	5639.28	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	2.12
		우측(하면)	15	1000	1087	2443.89	3252.04	7008.57	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.33
	2경간	좌측(상면)	16	1000	1070	2765.95	4144.44	8142.99	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.50
		좌측(하면)	16	1000	1087	2664.66	3252.04	7685.91	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.22
		중앙부(상면)	17	1000	1070	89.00	4144.44	245.13	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	46.57
		중앙부(하면)	17	1000	1087	385.77	3252.04	1053.03	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	8.43
		우측(상면)	18	1000	1237	3593.08	4864.52	9133.27	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	#######	1.35
		우측(하면)	18	1000	1087	2804.29	3252.04	8118.70	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	9530.40	1.16
좌측벽체	1층	상부(외측)	19	1000	1467	3137.94	4601.88	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	1.47
		상부(내측)	19	1000	1320	2327.67	3690.63	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	#######	1.59
		중앙부(외측)	20	1000	1300	669.47	5583.93	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	8.34
		중앙부(내측)	20	1000	1320	999.13	6215.79	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	#######	6.22
	2층	상부(외측)	21	1000	1467	2013.00	3443.49	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9192.80	1.71
		상부(내측)	21	1000	1320	1068.28	4371.67	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	9192.80	4.09
		중앙부(외측)	22	1000	1300	551.79	6116.95	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	11.09
		중앙부(내측)	22	1000	1320	846.88	6008.68	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	#######	7.09
		하부(외측)	23	1000	1467	1126.45	7192.77	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	#######	6.38
		하부(내측)	23	1000	1320	1091.80	5123.37	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	#######	4.69
		상부(외측)	24	1000	1467	2582.68	6214.03	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9257.20	2.41
		상부(내측)	24	1000	1320	2799.84	5119.14	-	H29 - 8.0EA	9257.20	1.83

우측벽체	1층	중앙부(외측)	25	1000	1300	1248.30	5730.52	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9257.20	4.59
		중앙부(내측)	25	1000	1320	556.24	3790.25	-	H29 - 8.0EA	9257.20	6.81
		하부(외측)	26	1000	1387	4666.91	9417.48	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	2.02
		하부(내측)	26	1000	1320	2878.61	4690.67	-	H29 - 8.0EA	#######	1.63
	2층	상부(외측)	27	1000	1433	3818.79	6749.31	-	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	#######	1.77
		상부(내측)	27	1000	1320	1355.26	6419.19	-	H29 - 8.0EA	#######	4.74
		중앙부(외측)	28	1000	1300	1036.66	5935.91	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9257.20	5.73
		중앙부(내측)	28	1000	1320	1065.68	6077.81	-	H29 - 8.0EA	9257.20	5.70
		하부(외측)	29	1000	1467	805.49	6511.31	-	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9257.20	8.08
		하부(내측)	29	1000	1320	1833.15	5759.77	-	H29 - 8.0EA	9257.20	3.14

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	653.7	1151.39	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		중앙부	2	687.9	678.3	1108.61	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	3	692.8	472.8	1116.50	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
	2경간	좌측	4	692.8	1491.4	1540.18	2.00	374.33	H16	150	397.20	0.K
		중앙부	5	727.5	399.7	1172.33	2.00	-	H16	300	397.20	0.K
		우측	6	692.8	1501.4	1540.18	2.00	379.04	H16	150	397.20	0.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	828.3	993.3	1559.06	2.00	129.37	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	8	828.3	1001.8	1559.06	2.00	136.02	H19	300	573.00	0.K
		우측	9	811.9	1077.4	1528.15	2.00	212.38	H19	300	573.00	0.K
	2경간	좌측	10	828.3	2192.1	2289.80	2.00	534.69	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	11	828.3	837.1	1559.06	2.00	6.90	H19	300	573.00	0.K
		우측	12	828.3	1718.1	2289.80	2.00	348.87	H19	150	573.00	0.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	695.0	1569.0	1921.21	2.00	408.43	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	14	695.0	1577.8	1921.21	2.00	412.55	H19	150	573.00	0.K
		우측	15	695.0	1523.7	1921.21	2.00	387.23	H19	150	573.00	0.K
	2경간	좌측	16	695.0	689.6	1308.10	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	17	695.0	642.8	1308.10	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		우측	18	695.0	775.0	1308.10	2.00	74.82	H19	300	573.00	0.K
좌측벽체	1층	상부	19	923.4	1068.7	2413.17	2.00	55.90	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	20	927.3	1538.3	2417.06	2.00	235.01	H19	150	573.00	0.K
	2층	상부	21	888.5	916.3	1633.41	2.00	21.40	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	22	896.2	483.4	1641.12	2.00	-	H19	300	573.00	0.K
		하부	23	897.7	957.8	1642.62	2.00	46.19	H19	300	573.00	0.K
우측벽체	1층	상부	24	971.2	1304.0	2460.95	2.00	128.01	H19	150	573.00	0.K
		중앙부	25	978.3	1663.6	2468.13	2.00	263.57	H19	150	573.00	0.K
		하부	26	919.5	1847.8	2317.59	2.00	380.46	H19	150	573.00	0.K
	2층	상부	27	909.1	1218.6	1634.86	2.00	244.34	H19	300	573.00	0.K
		중앙부	28	940.7	1169.3	1685.60	2.00	175.82	H19	300	573.00	0.K
		하부	29	942.2	1164.9	1687.09	2.00	171.28	H19	300	573.00	0.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1266.67	100.00	1396.56	653.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4596.400 x 400.00 = 1838560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 80.112 mm, c = 80.112 / β1 = 80.112 / 0.85 = 94.249 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1266.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03732

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3318.554 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.385]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00363

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 80.112 mm

ΦMn = 0.85 x 4596.400 x 400 x (1266.67 - a/2) = 1916.918 kN.m

≥ Mu (= 1396.560 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.373]

* 전단에 대한 검토 (d = 1100.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1100.00 = 714.471 kN

≥ Vu (= 653.732 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	620.51	653.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02552

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1650.688 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.481]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00513

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 2090.389 kN.m

≥ Mu (= 620.508 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.369]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 653.732 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1059.13	100.00	237.32	678.29

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7773.200 x 400.00 = 3109280.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 135.481 mm, c = 135.481 / β1 = 135.481 / 0.85 = 159.389 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1100.00 - 159.389) / 159.389 = 0.01770

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 662.646 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7773.2 mm² (철근도심 : 140.9 mm) , [사용률 = 11.731]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00734

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 135.481 mm

ΦMn = 0.85 x 7773.200 x 400 x (1059.13 - a/2) = 2620.136 kN.m

≥ Mu (= 237.321 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.040]

* 전단에 대한 검토 (d = 1059.13 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1059.13 = 687.926 kN

≥ Vu (= 678.294 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	181.14	678.29

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02552

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 477.444 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 12.036]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00513

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 2090.389 kN.m

≥ Mu (= 181.135 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.540]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 678.294 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1233.33	100.00	1106.05	472.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1266.67 - 195.420) / 195.420 = 0.01645

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2688.708 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 3.545]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00773

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1233.33 - a/2) = 3727.293 kN.m

≥ Mu (= 1106.045 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.370]

* 전단에 대한 검토 (d = 1066.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1066.67 = 692.820 kN

≥ Vu (= 472.846 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	613.72	472.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02279

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1632.380 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.892]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00567

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1120.00 - a/2) = 2299.841 kN.m

≥ Mu (= 613.715 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.747]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 472.846 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1233.33	100.00	3498.49	1491.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1266.67 - 195.420) / 195.420 = 0.01645

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8903.043 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.070]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00773

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1233.33 - a/2) = 3727.293 kN.m

≥ Mu (= 3498.486 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.065]

* 전단에 대한 검토 (d = 1066.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1066.67 = 692.820 kN

< Vu (= 1491.384 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1491.384-692.820) x 150.00 / (400x1066.67xΦ) x 1000 = 374.327 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1066.67 / 150.00 x 1000 = 1129.813 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1066.67 / 1000 = 3695.042 kN ≥ 1129.813 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (923.760 + 1129.813) = 1540.180 kN ≥ 1491.384 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	1849.59	1491.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6353.600 x 400.00 = 2541440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 110.738 mm, c = 110.738 / β1 = 110.738 / 0.85 = 130.280 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 130.280) / 130.280 = 0.02279

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5056.031 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.257]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00567

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.738 mm

ΦMn = 0.85 x 6353.600 x 400 x (1120.00 - a/2) = 2299.841 kN.m

≥ Mu (= 1849.593 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.243]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

< Vu (= 1491.384 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1491.384-727.461) x 150.00 / (400x1120.00xΦ) x 1000 = 341.037 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1120.00 / 150.00 x 1000 = 1186.304 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1120.00 / 1000 = 3879.794 kN ≥ 1186.304 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (969.948 + 1186.304) = 1617.189 kN ≥ 1491.384 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	1828.06	399.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02552

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4994.684 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.151]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00513

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 2090.389 kN.m

≥ Mu (= 1828.059 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.144]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

≥ Vu (= 399.726 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1233.33	100.00	3358.00	1501.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1266.67 - 195.420) / 195.420 = 0.01645

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8520.991 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.118]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00773

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1233.33 - a/2) = 3727.293 kN.m

≥ Mu (= 3358.003 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.110]

* 전단에 대한 검토 (d = 1066.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1066.67 = 692.820 kN

< Vu (= 1501.430 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1501.430-692.820) x 150.00 / (400x1066.67xΦ) x 1000 = 379.036 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1066.67 / 150.00 x 1000 = 1129.813 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1066.67 / 1000 = 3695.042 kN ≥ 1129.813 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (923.760 + 1129.813) = 1540.180 kN ≥ 1501.430 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	1021.83	1501.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5746.400 x 400.00 = 2298560.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 100.155 mm, c = 100.155 / β1 = 100.155 / 0.85 = 117.830 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02552

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2741.876 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.096]

1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00513

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 100.155 mm

ΦMn = 0.85 x 5746.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 2090.389 kN.m

≥ Mu (= 1021.831 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.046]

* 전단에 대한 검토 (d = 1120.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1120.00 = 727.461 kN

< Vu (= 1501.430 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1501.430-727.461) x 150.00 / (400x1120.00xΦ) x 1000 = 345.522 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1120.00 / 150.00 x 1000 = 1186.304 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1120.00 / 1000 = 3879.794 kN ≥ 1186.304 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (969.948 + 1186.304) = 1617.189 kN ≥ 1501.430 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.28	80.00	2936.50	993.31

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7118.719 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm), [사용률 = 1.614]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00901

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1275.28 - a/2) = 4591.875 kN.m

≥ Mu (= 2936.499 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.564]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.28 = 828.321 kN

< Vu (= 993.307 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (993.307-828.321) x 300.00 / (400x1275.28xΦ) x 1000 = 129.372 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1275.28 / 300.00 x 1000 = 974.316 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.28 / 1000 = 4417.711 kN ≥ 974.316 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.428 + 974.316) = 1559.058 kN ≥ 993.307 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1416.67	100.00	3592.15	993.31

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01389

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7835.411 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.622]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00897

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1416.67 - a/2) = 5642.196 kN.m

≥ Mu (= 3592.149 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.571]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 993.307 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (993.307-811.899) x 300.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 145.126 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1250.00 / 300.00 x 1000 = 955.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 955.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 955.000) = 1528.149 kN ≥ 993.307 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.28	80.00	1418.94	1001.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3349.135 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm), [사용률 = 3.432]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00901

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1275.28 - a/2) = 4591.875 kN.m

≥ Mu (= 1418.938 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.236]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.28 = 828.321 kN

< Vu (= 1001.780 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1001.780-828.321) x 300.00 / (400x1275.28xΦ) x 1000 = 136.017 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1275.28 / 300.00 x 1000 = 974.316 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.28 / 1000 = 4417.711 kN ≥ 974.316 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.428 + 974.316) = 1559.058 kN ≥ 1001.780 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1250.00	100.00	2307.83	1001.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01197

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5652.984 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.248]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01017

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1250.00 - a/2) = 4922.122 kN.m

≥ Mu (= 2307.833 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.133]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 1001.780 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1001.780-811.899) x 300.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 151.905 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1250.00 / 300.00 x 1000 = 955.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 955.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 955.000) = 1528.149 kN ≥ 1001.780 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1250.00	100.00	2105.73	1077.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01197

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5138.749 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.473]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01017

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1250.00 - a/2) = 4922.122 kN.m

≥ Mu (= 2105.726 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.337]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 1077.379 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1077.379-811.899) x 300.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 212.384 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1250.00 / 300.00 x 1000 = 955.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 955.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 955.000) = 1528.149 kN ≥ 1077.379 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.28	80.00	2009.42	2192.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4791.173 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm) , [사용률 = 2.399]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00901

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1275.28 - a/2) = 4591.875 kN.m

≥ Mu (= 2009.419 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.285]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.28 = 828.321 kN

< Vu (= 2192.079 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2192.079-828.321) x 150.00 / (400x1275.28xΦ) x 1000 = 534.688 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1275.28 / 150.00 x 1000 = 1948.633 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.28 / 1000 = 4417.711 kN ≥ 1948.633 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.428 + 1948.633) = 2289.795 kN ≥ 2192.079 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1250.00	100.00	4887.90	2192.08

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1300.00 - 260.560) / 260.560 = 0.01197

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 12609.417 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.008]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01017

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1250.00 - a/2) = 4922.122 kN.m

≥ Mu (= 4887.899 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.007]

* 전단에 대한 검토 (d = 1250.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1250.00 = 811.899 kN

< Vu (= 2192.079 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (2192.079-811.899) x 150.00 / (400x1250.00xΦ) x 1000 = 552.072 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1250.00 / 150.00 x 1000 = 1910.000 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1250.00 / 1000 = 4330.127 kN ≥ 1910.000 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1082.532 + 1910.000) = 2244.399 kN ≥ 2192.079 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.28	80.00	3310.83	837.12

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8082.113 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm), [사용률 = 1.422]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00901

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1275.28 - a/2) = 4591.875 kN.m

≥ Mu (= 3310.832 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.387]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.28 = 828.321 kN

< Vu (= 837.124 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (837.124-828.321) x 300.00 / (400x1275.28xΦ) x 1000 = 6.903 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1275.28 / 300.00 x 1000 = 974.316 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.28 / 1000 = 4417.711 kN ≥ 974.316 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.428 + 974.316) = 1559.058 kN ≥ 837.124 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1400.00	1275.28	80.00	3259.71	1718.13

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 11492.800 x 400.00 = 4597120.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 200.310 mm, c = 200.310 / β1 = 200.310 / 0.85 = 235.659 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 235.659) / 235.659 = 0.01380

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7949.694 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm) , [사용률 = 1.446]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00901

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 200.310 mm

ΦMn = 0.85 x 11492.800 x 400 x (1275.28 - a/2) = 4591.875 kN.m

≥ Mu (= 3259.706 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.409]

* 전단에 대한 검토 (d = 1275.28 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1275.28 = 828.321 kN

< Vu (= 1718.133 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1718.133-828.321) x 150.00 / (400x1275.28xΦ) x 1000 = 348.868 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1275.28 / 150.00 x 1000 = 1948.633 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1275.28 / 1000 = 4417.711 kN ≥ 1948.633 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1104.428 + 1948.633) = 2289.795 kN ≥ 1718.133 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1566.67	1386.67	100.00	5181.90	1718.13

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 15884.000 x 400.00 = 6353600.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 276.845 mm, c = 276.845 / β1 = 276.845 / 0.85 = 325.700 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1466.67 - 325.700) / 325.700 = 0.01051

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 11877.641 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm) , [사용률 = 1.337]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01145

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 276.845 mm

ΦMn = 0.85 x 15884.000 x 400 x (1386.67 - a/2) = 6741.217 kN.m

≥ Mu (= 5181.902 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.301]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

< Vu (= 1718.133 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1718.133-792.413) x 150.00 / (400x1220.00xΦ) x 1000 = 379.393 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 x 1000 = 1864.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 / 1000 = 4226.204 kN ≥ 1864.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1056.551 + 1864.160) = 2190.533 kN ≥ 1718.133 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1236.67	80.00	3425.39	1569.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1286.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01181

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8677.217 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.464]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01028

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1236.67 - a/2) = 4864.516 kN.m

≥ Mu (= 3425.387 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.420]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

< Vu (= 1569.027 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1569.027-694.985) x 150.00 / (400x1070.00xΦ) x 1000 = 408.431 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1070.00 / 150.00 x 1000 = 1634.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1070.00 / 1000 = 3706.589 kN ≥ 1634.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (926.647 + 1634.960) = 1921.205 kN ≥ 1569.027 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	2697.83	1569.03

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01419

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7788.421 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.224]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00877

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1086.67 - a/2) = 3252.044 kN.m

≥ Mu (= 2697.830 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.205]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

< Vu (= 1569.027 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1569.027-705.811) x 150.00 / (400x1086.67xΦ) x 1000 = 397.186 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1086.67 / 150.00 x 1000 = 1660.427 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1086.67 / 1000 = 3764.324 kN ≥ 1660.427 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (941.081 + 1660.427) = 1951.131 kN ≥ 1569.027 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1070.00	80.00	430.51	1577.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00990

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1194.994 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 10.634]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01188

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1070.00 - a/2) = 4144.441 kN.m

≥ Mu (= 430.508 kN.m) ∴ O.K [안전률 9.627]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

< Vu (= 1577.848 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1577.848-694.985) x 150.00 / (400x1070.00xΦ) x 1000 = 412.552 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1070.00 / 150.00 x 1000 = 1634.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1070.00 / 1000 = 3706.589 kN ≥ 1634.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (926.647 + 1634.960) = 1921.205 kN ≥ 1577.848 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	434.20	1577.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01419

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1186.488 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 8.032]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00877

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1086.67 - a/2) = 3252.044 kN.m

≥ Mu (= 434.196 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.490]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

< Vu (= 1577.848 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1577.848-705.811) x 150.00 / (400x1086.67xΦ) x 1000 = 401.244 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1086.67 / 150.00 x 1000 = 1660.427 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1086.67 / 1000 = 3764.324 kN ≥ 1660.427 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (941.081 + 1660.427) = 1951.131 kN ≥ 1577.848 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1070.00	80.00	1957.34	1523.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00990

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5639.282 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 2.253]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01188

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1070.00 - a/2) = 4144.441 kN.m

≥ Mu (= 1957.344 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.117]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

< Vu (= 1523.667 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1523.667-694.985) x 150.00 / (400x1070.00xΦ) x 1000 = 387.234 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1070.00 / 150.00 x 1000 = 1634.960 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1070.00 / 1000 = 3706.589 kN ≥ 1634.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (926.647 + 1634.960) = 1921.205 kN ≥ 1523.667 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	2443.89	1523.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01419

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7008.570 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.360]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00877

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1086.67 - a/2) = 3252.044 kN.m

≥ Mu (= 2443.892 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.331]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

< Vu (= 1523.667 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1523.667-705.811) x 150.00 / (400x1086.67xΦ) x 1000 = 376.314 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1086.67 / 150.00 x 1000 = 1660.427 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1086.67 / 1000 = 3764.324 kN ≥ 1660.427 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (941.081 + 1660.427) = 1951.131 kN ≥ 1523.667 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1070.00	80.00	2765.95	689.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00990

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8142.991 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.561]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01188

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1070.00 - a/2) = 4144.441 kN.m

≥ Mu (= 2765.951 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.498]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

≥ Vu (= 689.620 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	2664.66	689.62

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01419

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7685.911 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.240]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00877

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1086.67 - a/2) = 3252.044 kN.m

≥ Mu (= 2664.656 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.220]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

≥ Vu (= 689.620 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1070.00	80.00	89.00	642.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 260.560) / 260.560 = 0.00990

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 245.130 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 51.839]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01188

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1070.00 - a/2) = 4144.441 kN.m

≥ Mu (= 89.000 kN.m) ∴ O.K [안전률 46.567]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

≥ Vu (= 642.783 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	385.78	642.78

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01419

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1053.033 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 9.050]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00877

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1086.67 - a/2) = 3252.044 kN.m

≥ Mu (= 385.775 kN.m) ∴ O.K [안전률 8.430]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

≥ Vu (= 642.783 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1366.67	1236.67	80.00	3593.08	775.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1286.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01181

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 9133.272 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.391]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01028

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1236.67 - a/2) = 4864.516 kN.m

≥ Mu (= 3593.076 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.354]

* 전단에 대한 검토 (d = 1070.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1070.00 = 694.985 kN

< Vu (= 775.043 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (775.043-694.985) x 300.00 / (400x1070.00xΦ) x 1000 = 74.820 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1070.00 / 300.00 x 1000 = 817.480 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1070.00 / 1000 = 3706.589 kN ≥ 817.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (926.647 + 817.480) = 1308.095 kN ≥ 775.043 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1086.67	80.00	2804.29	775.04

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 9530.400 x 400.00 = 3812160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 166.107 mm, c = 166.107 / β1 = 166.107 / 0.85 = 195.420 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 195.420) / 195.420 = 0.01419

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8118.696 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm), [사용률 = 1.174]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00877

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 166.107 mm

ΦMn = 0.85 x 9530.400 x 400 x (1086.67 - a/2) = 3252.044 kN.m

≥ Mu (= 2804.289 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.160]

* 전단에 대한 검토 (d = 1086.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1086.67 = 705.811 kN

< Vu (= 775.043 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (775.043-705.811) x 300.00 / (400x1086.67xΦ) x 1000 = 63.710 mm²

Av_use = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1086.67 / 300.00 x 1000 = 830.213 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1086.67 / 1000 = 3764.324 kN ≥ 830.213 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (941.081 + 830.213) = 1328.471 kN ≥ 775.043 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,467	1833.626	3137.937	1711.3

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 2298560.0 x 100.000 + 1838560.0 x 1486.667) / 40092120.0

= 776.410 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.00 mm, ab = k1 x cb = 748.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 17166.600 + 1733.073 - 2298.560 = 16601.113 kN

Mb = Cc x 1092.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9931.403 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 598.237 mm, e = Mu/Pu = 1711.329 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 200.46 mm, a = k1 x c = 170.39 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 170389.207 = 3910.432 kN

∑Csi = 1551.736 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 3910.432 + 1551.736 - 2298.560 = 3163.609 kN

Mn = Cc x 1381.472 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5413.997 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1711.336)| = 0.0070 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 200.458 mm, a = k1 x c = 170.389 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-200.46) / 200.46 = 0.01895

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28823.802 kN ≥ Pn = 3163.609 kN

ΦPn = 0.85 x 3163.609 = 2689.067 kN ≥ Pu = 1833.626 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.711 = 4601.879 kN.m ≥ Mu = 3137.937 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 923.368 kN

< Vu (= 1068.709 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1068.709 - 923.368) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 55.900 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 1986.400 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 1986.400 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1231.157 + 1986.400) = 2413.168 kN ≥ 1068.709 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	1833.626	2327.667	1269.4

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1838560.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1300.000) / 36267120.0

= 706.596 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 15449.940 + 2166.680 - 1838.560 = 15778.060 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7950.347 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.886 mm, e = Mu/Pu = 1269.434 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 191.77 mm, a = k1 x c = 163.00 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 163001.890 = 3740.893 kN

∑Csi = 1518.028 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3740.893 + 1518.028 - 1838.560 = 3420.361 kN

Mn = Cc x 1238.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4341.901 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1269.428)| = 0.0062 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 191.767 mm, a = k1 x c = 163.002 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-191.77) / 191.77 = 0.01765

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28823.802 kN ≥ Pn = 3420.361 kN

ΦPn = 0.85 x 3420.361 = 2907.307 kN ≥ Pu = 1833.626 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.269 = 3690.634 kN.m ≥ Mu = 2327.667 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 937.574 kN

< Vu (= 1068.709 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1068.709 - 937.574) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 49.672 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2016.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2016.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1250.098 + 2016.960) = 2450.294 kN ≥ 1068.709 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,300	1924.01	669.474	348

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2298560.0 x 100.000 + 1838560.0 x 1320.000) / 36267120.0
= 693.404 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.00 mm, ab = k1 x cb = 663.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 15215.850 + 1733.073 - 2298.560 = 14650.363 kN

Mb = Cc x 968.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8157.320 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 556.800 mm, e = Mu/Pu = 347.958 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1011.71 mm, a = k1 x c = 859.95 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 859951.210 = 19735.880 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 982.485 kN

Pn = 19735.880 + 1733.073 - 982.485 = 20486.468 kN

Mn = Cc x 870.024 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7128.300 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=347.952)| = 0.0060 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 1011.707 mm, a = k1 x c = 859.951 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-1011.71) / 1011.71 = 0.00085

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28823.802 kN ≥ Pn = 20486.468 kN

ΦPn = 0.78 x 20486.468 = 16047.733 kN ≥ Pu = 1924.010 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.348 = 5583.931 kN.m ≥ Mu = 669.474 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 927.262 kN
< Vu (= 1538.283 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1538.283 - 927.262) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 235.008 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 1986.400 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 1986.400 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1236.349 + 1986.400) = 2417.062 kN ≥ 1538.283 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	1924.01	999.13	519.3

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1838560.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1300.000) / 36267120.0

= 706.596 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 15449.940 + 2166.680 - 1838.560 = 15778.060 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7950.347 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.886 mm, e = Mu/Pu = 519.296 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 766.49 mm, a = k1 x c = 651.52 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 651515.350 = 14952.277 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 14952.277 + 2166.680 - 1838.560 = 15280.397 kN

Mn = Cc x 994.242 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7934.896 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=519.286)| = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 766.489 mm, a = k1 x c = 651.515 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-766.49) / 766.49 = 0.00217

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28823.802 kN ≥ Pn = 15280.397 kN

ΦPn = 0.78 x 15280.397 = 11969.645 kN ≥ Pu = 1924.010 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.519 = 6215.787 kN.m ≥ Mu = 999.130 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 941.527 kN

< Vu (= 1538.283 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1538.283 - 941.527) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 226.044 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2016.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2016.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1255.370 + 2016.960) = 2454.247 kN ≥ 1538.283 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,467	1024.416	2013.002	1965

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 1838560.0 x 100.000 + 1838560.0 x 1486.667) / 39632120.0

= 784.261 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.00 mm, ab = k1 x cb = 748.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 17166.600 + 1733.073 - 1838.560 = 17061.113 kN

Mb = Cc x 1092.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9486.309 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 556.019 mm, e = Mu/Pu = 1965.024 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 143.04 mm, a = k1 x c = 121.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 121581.316 = 2790.291 kN

∑Csi = 1109.902 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2790.291 + 1109.902 - 1838.560 = 2061.634 kN

Mn = Cc x 1405.876 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4051.172 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1965.030)| = 0.0062 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 143.037 mm, a = k1 x c = 121.581 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-143.04) / 143.04 = 0.02776

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28476.916 kN ≥ Pn = 2061.634 kN

ΦPn = 0.85 x 2061.634 = 1752.389 kN ≥ Pu = 1024.416 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.965 = 3443.486 kN.m ≥ Mu = 2013.002 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 888.507 kN

< Vu (= 916.323 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (916.323 - 888.507) x 300.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 21.397 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1300.00 / 300.00 = 993.200 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 993.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1184.676 + 993.200) = 1633.407 kN ≥ 916.323 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	1024.416	1068.276	1042.8

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1838560.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1300.000) / 35807120.0

= 698.973 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 15449.940 + 1733.073 - 1838.560 = 15344.453 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7810.016 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 508.980 mm, e = Mu/Pu = 1042.815 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 264.55 mm, a = k1 x c = 224.87 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 224865.246 = 5160.657 kN

∑Csi = 1609.878 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 5160.657 + 1609.878 - 1838.560 = 4931.975 kN

Mn = Cc x 1207.567 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5143.132 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1042.814)| = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 264.547 mm, a = k1 x c = 224.865 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-264.55) / 264.55 = 0.01197

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28476.916 kN ≥ Pn = 4931.975 kN

ΦPn = 0.85 x 4931.975 = 4192.179 kN ≥ Pu = 1024.416 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.043 = 4371.665 kN.m ≥ Mu = 1068.276 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 902.176 kN

< Vu (= 916.323 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (916.323 - 902.176) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 10.717 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 1008.480 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 1008.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1202.902 + 1008.480) = 1658.536 kN ≥ 916.323 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,300	1203.525	551.794	458.5

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2298560.0 x 100.000 + 1838560.0 x 1320.000) / 36267120.0

= 693.404 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.00 mm, ab = k1 x cb = 663.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 15215.850 + 1733.073 - 2298.560 = 14650.363 kN

Mb = Cc x 968.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8157.320 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 556.800 mm, e = Mu/Pu = 458.482 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 871.24 mm, a = k1 x c = 740.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 740554.523 = 16995.726 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 1696.769 kN

Pn = 16995.726 + 1733.073 - 1696.769 = 17032.030 kN

Mn = Cc x 929.723 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7808.792 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=458.477)| = 0.0048 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 871.241 mm, a = k1 x c = 740.555 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-871.24) / 871.24 = 0.00148

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28823.802 kN ≥ Pn = 17032.030 kN

ΦPn = 0.78 x 17032.030 = 13341.757 kN ≥ Pu = 1203.525 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.458 = 6116.951 kN.m ≥ Mu = 551.794 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 896.223 kN

≥ Vu (= 483.421 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	1203.525	846.878	703.7

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1838560.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1300.000) / 36267120.0

= 706.596 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 15449.940 + 2166.680 - 1838.560 = 15778.060 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7950.347 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.886 mm, e = Mu/Pu = 703.665 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 503.99 mm, a = k1 x c = 428.39 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 428394.241 = 9831.648 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 9831.648 + 2166.680 - 1838.560 = 10159.768 kN

Mn = Cc x 1105.803 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7149.141 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=703.672)| = 0.0067 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 503.993 mm, a = k1 x c = 428.394 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-503.99) / 503.99 = 0.00486

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.840

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28823.802 kN ≥ Pn = 10159.768 kN

ΦPn = 0.84 x 10159.768 = 8539.115 kN ≥ Pu = 1203.525 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.704 = 6008.676 kN.m ≥ Mu = 846.878 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 910.011 kN

≥ Vu (= 483.421 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,467	1238.196	1126.451	909.8

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 2298560.0 x 100.000 + 1838560.0 x 1486.667) / 40092120.0

= 776.410 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.00 mm, ab = k1 x cb = 748.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 17166.600 + 1733.073 - 2298.560 = 16601.113 kN

Mb = Cc x 1092.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9931.403 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 598.237 mm, e = Mu/Pu = 909.752 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 505.81 mm, a = k1 x c = 429.94 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 429935.074 = 9867.010 kN

∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 9867.010 + 1733.073 - 2298.560 = 9301.523 kN

Mn = Cc x 1251.699 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8462.077 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=909.752)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 505.806 mm, a = k1 x c = 429.935 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-505.81) / 505.81 = 0.00570

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28823.802 kN ≥ Pn = 9301.523 kN

ΦPn = 0.85 x 9301.523 = 7906.294 kN ≥ Pu = 1238.196 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.910 = 7192.765 kN.m ≥ Mu = 1126.451 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 897.717 kN

< Vu (= 957.767 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (957.767 - 897.717) x 300.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 46.193 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1300.00 / 300.00 = 993.200 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 993.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1196.956 + 993.200) = 1642.617 kN ≥ 957.767 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	1238.196	1091.795	881.8

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1838560.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1300.000) / 36267120.0

= 706.596 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 15449.940 + 2166.680 - 1838.560 = 15778.060 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7950.347 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.886 mm, e = Mu/Pu = 881.763 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 333.60 mm, a = k1 x c = 283.56 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 283555.984 = 6507.610 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 6507.610 + 2166.680 - 1838.560 = 6835.730 kN

Mn = Cc x 1178.222 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6027.516 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=881.766)| = 0.0036 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 333.595 mm, a = k1 x c = 283.556 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-333.60) / 333.60 = 0.00887

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28823.802 kN ≥ Pn = 6835.730 kN

ΦPn = 0.85 x 6835.730 = 5810.370 kN ≥ Pu = 1238.196 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.882 = 5123.368 kN.m ≥ Mu = 1091.795 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 911.528 kN

< Vu (= 957.767 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (957.767 - 911.528) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 35.030 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 1008.480 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 1008.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1215.370 + 1008.480) = 1667.888 kN ≥ 957.767 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,467	2942.784	2582.675	877.6

㉯ 철근비 검토

As = 4118.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 1647200.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 1647200.0 x 100.000 + 2055680.0 x 1486.667) / 39657880.0
= 791.408 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.00 mm, ab = k1 x cb = 748.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pb = 17166.600 + 1937.735 - 1647.200 = 17457.135 kN

Mb = Cc x 1092.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9374.354 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 536.993 mm, e = Mu/Pu = 877.630 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 412.12 mm, a = k1 x c = 350.30 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 350301.615 = 8039.422 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pn = 8039.422 + 1937.735 - 1647.200 = 8329.957 kN

Mn = Cc x 1291.516 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7310.631 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=877.631)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 412.120 mm, a = k1 x c = 350.302 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-412.12) / 412.12 = 0.00768

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28496.342 kN ≥ Pn = 8329.957 kN

ΦPn = 0.85 x 8329.957 = 7080.464 kN ≥ Pu = 2942.784 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.878 = 6214.026 kN.m ≥ Mu = 2582.675 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 971.151 kN

< Vu (= 1303.972 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1303.972 - 971.151) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 128.008 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 1986.400 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 1986.400 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1294.868 + 1986.400) = 2460.951 kN ≥ 1303.972 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2942.784	2799.838	951.4

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 1647200.0 x 1300.000) / 35832880.0
= 692.013 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 1552.692 - 2055.680 = 14946.952 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7940.028 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 531.214 mm, e = Mu/Pu = 951.425 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 350.28 mm, a = k1 x c = 297.73 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 297733.784 = 6832.990 kN

∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 6832.990 + 1552.692 - 2055.680 = 6330.002 kN

Mn = Cc x 1171.133 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6022.582 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=951.434)| = 0.0096 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 350.275 mm, a = k1 x c = 297.734 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-350.28) / 350.28 = 0.00831

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28496.342 kN ≥ Pn = 6330.002 kN

ΦPn = 0.85 x 6330.002 = 5380.502 kN ≥ Pu = 2942.784 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.951 = 5119.144 kN.m ≥ Mu = 2799.838 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 986.092 kN
< Vu (= 1303.972 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1303.972 - 986.092) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 120.409 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2016.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2016.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1314.789 + 2016.960) = 2498.812 kN ≥ 1303.972 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,300	3109.356	1248.298	401.5

㉯ 철근비 검토

As = 4118.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1647200.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1647200.0 x 100.000 + 2055680.0 x 1320.000) / 35832880.0

= 707.987 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.00 mm, ab = k1 x cb = 663.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pb = 15215.850 + 1937.735 - 1647.200 = 15506.385 kN

Mb = Cc x 968.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7672.905 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 494.822 mm, e = Mu/Pu = 401.465 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 892.59 mm, a = k1 x c = 758.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 758701.134 = 17412.191 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1127.763 kN

Pn = 17412.191 + 1937.735 - 1127.763 = 18222.163 kN

Mn = Cc x 920.649 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7315.720 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=401.474)| = 0.0086 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 892.590 mm, a = k1 x c = 758.701 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-892.59) / 892.59 = 0.00137

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28496.342 kN ≥ Pn = 18222.163 kN

ΦPn = 0.78 x 18222.163 = 14274.028 kN ≥ Pu = 3109.356 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.401 = 5730.524 kN.m ≥ Mu = 1248.298 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 978.327 kN

< Vu (= 1663.618 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1663.618 - 978.327) x 150.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 263.573 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1300.00 / 150.00 = 1986.400 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 1986.400 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1304.436 + 1986.400) = 2468.127 kN ≥ 1663.618 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	3109.356	556.236	178.9

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 1647200.0 x 1300.000) / 35832880.0
= 692.013 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 1552.692 - 2055.680 = 14946.952 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7940.028 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 531.214 mm, e = Mu/Pu = 178.891 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1308.35 mm, a = k1 x c = 1112.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1112095.871 = 25522.600 kN

∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 27.461 kN

Pn = 25522.600 + 1552.692 - 27.461 = 27047.831 kN

Mn = Cc x 763.952 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4838.706 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=178.894)| = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 1308.348 mm, a = k1 x c = 1112.096 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-1308.35) / 1308.35 = 0.00003

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28496.342 kN ≥ Pn = 27047.831 kN

ΦPn = 0.78 x 27047.831 = 21187.468 kN ≥ Pu = 3109.356 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.179 = 3790.252 kN.m ≥ Mu = 556.236 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 993.378 kN
< Vu (= 1663.618 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1663.618 - 993.378) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 253.879 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2016.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2016.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1324.504 + 2016.960) = 2506.098 kN ≥ 1663.618 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,387	3142.788	4666.907	1485

㉯ 철근비 검토

As = 15884.000 mm² (인장중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm
3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm
Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0150) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N
Cs = As x fy = 6353600.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N
Xp = (35955000.0 x 783.33 + 6353600.0 x 180.000 + 2055680.0 x 1486.667) / 44364280.0
= 729.517 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 832.00 mm, ab = k1 x cb = 707.20 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 707200.000 = 16230.240 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN
Pb = 16230.240 + 1937.735 - 6353.600 = 11814.375 kN
Mb = Cc x 1033.067 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12806.691 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 1083.992 mm, e = Mu/Pu = 1484.958 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 641.39 mm, a = k1 x c = 545.18 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 545182.343 = 12511.935 kN
∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 6353.600 kN
Pn = 12511.935 + 1937.735 - 6353.600 = 8096.070 kN
Mn = Cc x 1114.075 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12022.284 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1484.953)| = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm
c = 641.391 mm, a = k1 x c = 545.182 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-641.39) / 641.39 = 0.00386
→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 32045.438 kN ≥ Pn = 8096.070 kN
ΦPn = 0.78 x 8096.070 = 6341.922 kN ≥ Pu = 3142.788 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 1.485 = 9417.485 kN.m ≥ Mu = 4666.907 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 919.474 kN
< Vu (= 1847.786 kN) , 전단보강 필요.
Req Av = (1847.786 - 919.474) x 150.00 / (400.0 x 1220.00 x Φ) = 380.456 mm²
Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
Vs = 573.000 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 = 1864.160 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 = 4226.204 kN ≥ 1864.160 kN ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (1225.965 + 1864.160) = 2317.594 kN ≥ 1847.786 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	3142.788	2878.607	915.9

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 15884.000 mm² (압축중심 = 180.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

3단 : H32- 4.0EA, d1 = 300.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0150) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 6353600.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 6353600.0 x 1220.000) / 40539280.0

= 750.059 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 5989.062 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 5989.062 - 2055.680 = 19383.322 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9033.035 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 466.021 mm, e = Mu/Pu = 915.941 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 270.03 mm, a = k1 x c = 229.53 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 229525.194 = 5267.603 kN

∑Csi = 2812.960 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 5267.603 + 2812.960 - 2055.680 = 6024.883 kN

Mn = Cc x 1205.237 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5518.460 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=915.945)| = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 270.030 mm, a = k1 x c = 229.525 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-270.03) / 270.03 = 0.01167

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 32045.438 kN ≥ Pn = 6024.883 kN

ΦPn = 0.85 x 6024.883 = 5121.150 kN ≥ Pu = 3142.788 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.916 = 4690.669 kN.m ≥ Mu = 2878.607 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 994.841 kN

< Vu (= 1847.786 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1847.786 - 994.841) x 150.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 323.085 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 150.00 = 2016.960 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 2016.960 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1326.454 + 2016.960) = 2507.561 kN ≥ 1847.786 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,433	2056.773	3818.786	1856.7

㉯ 철근비 검토

As = 9530.400 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0105) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 3812160.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 3812160.0 x 133.333 + 2055680.0 x 1486.667) / 41822840.0
= 758.656 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 860.00 mm, ab = k1 x cb = 731.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 731000.000 = 16776.450 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pb = 16776.450 + 1937.735 - 3812.160 = 14902.025 kN

Mb = Cc x 1067.833 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11218.280 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 752.802 mm, e = Mu/Pu = 1856.688 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 315.32 mm, a = k1 x c = 268.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 268019.716 = 6151.052 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pn = 6151.052 + 1937.735 - 3812.160 = 4276.628 kN

Mn = Cc x 1299.323 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7940.336 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1856.682)| = 0.0065 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 315.317 mm, a = k1 x c = 268.020 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-315.32) / 315.32 = 0.01095

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30128.938 kN ≥ Pn = 4276.628 kN

ΦPn = 0.85 x 4276.628 = 3635.134 kN ≥ Pu = 2056.773 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.857 = 6749.309 kN.m ≥ Mu = 3818.786 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1266.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1266.67 = 909.059 kN
< Vu (= 1218.552 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1218.552 - 909.059) x 300.00 / (400.0 x 1266.67 x Φ) = 244.337 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1266.67 / 300.00 = 967.733 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1266.67 = 4387.862 kN ≥ 967.733 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1212.078 + 967.733) = 1634.859 kN ≥ 1218.552 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(상부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2056.773	1355.264	658.9

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 9530.400 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0105) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 3812160.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 3812160.0 x 1266.667) / 37997840.0

= 723.309 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 3593.437 - 2055.680 = 16987.697 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8529.340 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 502.089 mm, e = Mu/Pu = 658.927 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 543.62 mm, a = k1 x c = 462.08 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 462078.552 = 10604.703 kN

∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 10604.703 + 3593.437 - 2055.680 = 12142.460 kN

Mn = Cc x 1088.961 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8000.960 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=658.924) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 543.622 mm, a = k1 x c = 462.079 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-543.62) / 543.62 = 0.00428

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.80 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0043-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.802

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 30128.938 kN ≥ Pn = 12142.460 kN

ΦPn = 0.80 x 12142.460 = 9741.876 kN ≥ Pu = 2056.773 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.659 = 6419.189 kN.m ≥ Mu = 1355.264 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 947.335 kN

< Vu (= 1218.552 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1218.552 - 947.335) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 205.467 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 1008.480 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 1008.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1263.113 + 1008.480) = 1703.695 kN ≥ 1218.552 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	100	1,300	2235.882	1036.663	463.6

㉯ 철근비 검토

As = 4118.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 1647200.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 1647200.0 x 100.000 + 2055680.0 x 1320.000) / 35832880.0
= 707.987 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 780.00 mm, ab = k1 x cb = 663.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 663000.000 = 15215.850 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pb = 15215.850 + 1937.735 - 1647.200 = 15506.385 kN

Mb = Cc x 968.500 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7672.905 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 494.822 mm, e = Mu/Pu = 463.648 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 814.09 mm, a = k1 x c = 691.97 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 691973.877 = 15880.800 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1474.774 kN

Pn = 15880.800 + 1937.735 - 1474.774 = 16343.762 kN

Mn = Cc x 954.013 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7577.731 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=463.647)| = 0.0016 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 100.00 = 1300.000 mm

c = 814.087 mm, a = k1 x c = 691.974 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1300.00-814.09) / 814.09 = 0.00179

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28496.342 kN ≥ Pn = 16343.762 kN

ΦPn = 0.78 x 16343.762 = 12802.614 kN ≥ Pu = 2235.882 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.464 = 5935.911 kN.m ≥ Mu = 1036.663 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 940.697 kN
< Vu (= 1169.261 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1169.261 - 940.697) x 300.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 175.818 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1300.00 / 300.00 = 993.200 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 993.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1254.263 + 993.200) = 1685.597 kN ≥ 1169.261 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(중앙부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2235.882	1065.679	476.6

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 1647200.0 x 1300.000) / 35832880.0
= 692.013 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 1552.692 - 2055.680 = 14946.952 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7940.028 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 531.214 mm, e = Mu/Pu = 476.626 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 844.03 mm, a = k1 x c = 717.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 717428.741 = 16464.990 kN

∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 1738.854 kN

Pn = 16464.990 + 1552.692 - 1738.854 = 16278.828 kN

Mn = Cc x 961.286 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7758.990 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=476.631)| = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 844.034 mm, a = k1 x c = 717.429 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-844.03) / 844.03 = 0.00169

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28496.342 kN ≥ Pn = 16278.828 kN

ΦPn = 0.78 x 16278.828 = 12751.749 kN ≥ Pu = 2235.882 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.477 = 6077.812 kN.m ≥ Mu = 1065.679 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 955.170 kN
< Vu (= 1169.261 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1169.261 - 955.170) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 162.191 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 1008.480 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 1008.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1273.559 + 1008.480) = 1711.530 kN ≥ 1169.261 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,567	100	1,467	2270.553	805.489	354.8

㉯ 철근비 검토

As = 4118.000 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1566.7 x 1000.0 = 35955000.0 N

Cs = As x fy = 1647200.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (35955000.0 x 783.33 + 1647200.0 x 100.000 + 2055680.0 x 1486.667) / 39657880.0
= 791.408 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 880.00 mm, ab = k1 x cb = 748.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 748000.000 = 17166.600 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 1647.200 kN

Pb = 17166.600 + 1937.735 - 1647.200 = 17457.135 kN

Mb = Cc x 1092.667 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9374.354 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 536.993 mm, e = Mu/Pu = 354.754 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1138.34 mm, a = k1 x c = 967.59 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 967585.754 = 22206.093 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 712.653 kN

Pn = 22206.093 + 1937.735 - 712.653 = 23431.175 kN

Mn = Cc x 982.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8312.268 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=354.752)| = 0.0019 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1566.67 - 100.00 = 1466.667 mm

c = 1138.336 mm, a = k1 x c = 967.586 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1466.67-1138.34) / 1138.34 = 0.00087

→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.

최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28496.342 kN ≥ Pn = 23431.175 kN

ΦPn = 0.78 x 23431.175 = 18354.421 kN ≥ Pu = 2270.553 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.355 = 6511.311 kN.m ≥ Mu = 805.489 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1300.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1300.00 = 942.191 kN
< Vu (= 1164.860 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1164.860 - 942.191) x 300.00 / (400.0 x 1300.00 x Φ) = 171.284 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1300.00 / 300.00 = 993.200 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1300.00 = 4503.332 kN ≥ 993.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1256.255 + 993.200) = 1687.091 kN ≥ 1164.860 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(하부)_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,320	2270.553	1833.154	807.4

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1400.0 x 1000.0 = 32130000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (32130000.0 x 700.00 + 2055680.0 x 80.000 + 1647200.0 x 1300.000) / 35832880.0
= 692.013 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 792.00 mm, ab = k1 x cb = 673.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 673200.000 = 15449.940 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 15449.940 + 1552.692 - 2055.680 = 14946.952 kN

Mb = Cc x 983.400 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7940.028 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 531.214 mm, e = Mu/Pu = 807.360 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 456.03 mm, a = k1 x c = 387.63 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 387626.381 = 8896.025 kN

∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 8896.025 + 1552.692 - 2055.680 = 8393.037 kN

Mn = Cc x 1126.187 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6776.224 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=807.363)| = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 456.031 mm, a = k1 x c = 387.626 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-456.03) / 456.03 = 0.00568

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 28496.342 kN ≥ Pn = 8393.037 kN

ΦPn = 0.85 x 8393.037 = 7134.082 kN ≥ Pu = 2270.553 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.807 = 5759.773 kN.m ≥ Mu = 1833.154 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1320.00 = 956.686 kN

< Vu (= 1164.860 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1164.860 - 956.686) x 300.00 / (400.0 x 1320.00 x Φ) = 157.708 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 1320.00 / 300.00 = 1008.480 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1320.00 = 4572.614 kN ≥ 1008.480 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1275.582 + 1008.480) = 1713.046 kN ≥ 1164.860 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

10) 상부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

11) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

18) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

19) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

21) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

22) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

23) 중간슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

24) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

25) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

26) 중간슬래브 : 1경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

27) 중간슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

28) 중간슬래브 : 2경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

29) 중간슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

30) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

31) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

32) 중간슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

33) 중간슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

34) 좌측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

35) 좌측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

36) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

37) 좌측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

38) 좌측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

39) 좌측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

40) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

41) 좌측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

42) 좌측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

43) 좌측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

44) 우측벽체 : 1층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

45) 우측벽체 : 1층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

46) 우측벽체 : 1층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

47) 우측벽체 : 1층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

48) 우측벽체 : 1층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

49) 우측벽체 : 1층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

50) 우측벽체 : 2층(상부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

51) 우측벽체 : 2층(상부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

52) 우측벽체 : 2층(중앙부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

53) 우측벽체 : 2층(중앙부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

54) 우측벽체 : 2층(하부)_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

55) 우측벽체 : 2층(하부)_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1400 × 0.0020 = 2800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

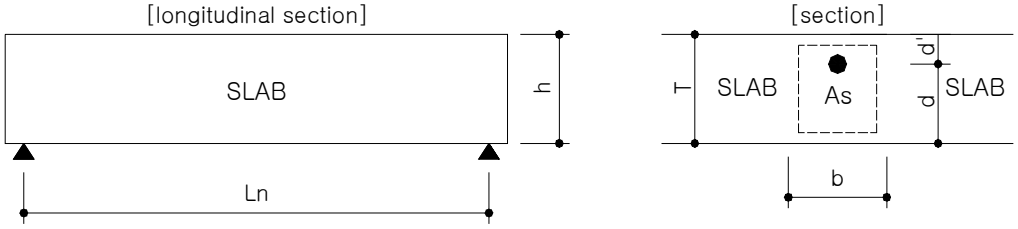
17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

17.1 거더 검토

(1) 거더 : JOINT 5

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 3450.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 2650.0 mm
- 단면 폭 : b = 1600.0 mm
- 단면 높이 : h = 1400.0 mm
- 유효높이 : d = 1250.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1400.0 mm

- Ln / d = 2.12 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 4112.643 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 4112.64 \times 2.65^2 / 10 = 2888.104$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 4112.64 \times 2.65^2 / 14 = 2062.931$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 4112.64 \times 2.65 \times 1.15 / 2 = 6266.640$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 397.50 mm

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

= 6266.640 - 0.397 × 4112.643 = 4631.864 kN

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1600.00	1400.00	1250.00	150.00	2888.10	4631.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1600.000 = 36720.000 x a

T = C 이므로, a = 138.423 mm, c = 138.423 / β1 = 138.423 / 0.85 = 162.850 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1250.00 - 162.850) / 162.850 = 0.02003

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7009.633 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.813]

1단 : H32 - 16.0 EA (= 12707.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00635

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 138.423 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1250.00 - a/2) = 5101.536 kN.m

≥ Mu (= 2888.104 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.766]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1600.00	2650.00	1250.00	4631.86	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 1600.00 x 1250.00

= 6495.191 kN ≥ Vu(= 4631.864 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1600.00 x 1250.00 = 1299.038 kN

< Vu (= 4631.864 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 100.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H22 - 4.0 EA (=1548.400 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=400.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 4.0 EA (=1146.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=360.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 4839.720 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (4839.720 + 1732.051)

= 4928.828 kN ≥ Vu(= 4631.864 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1600.00	1400.00	1320.00	80.00	2062.93	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1600.000 = 36720.000 x a

T = C 이므로, a = 88.314 mm, c = 88.314 / β1 = 88.314 / 0.85 = 103.899 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1320.00 - 103.899) / 103.899 = 0.03511

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4687.201 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.730]

1단 : H25 - 16.0 EA (= 8107.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00384

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 88.314 mm

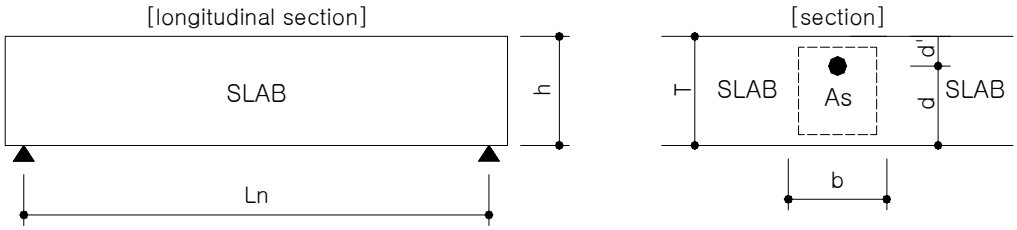
ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1320.00 - a/2) = 3516.795 kN.m

≥ Mu (= 2062.931 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.705]

(2) 거더 : JOINT 49

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 3450.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 2650.0 mm
- 단면 폭 : b = 1600.0 mm
- 단면 높이 : h = 1200.0 mm
- 유효높이 : d = 1070.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1400.0 mm

- Ln / d = 2.48 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 2213.287 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 2213.29 \times 2.65^2 / 10 = 1554.281$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 2213.29 \times 2.65^2 / 14 = 1110.201$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 2213.29 \times 2.65 \times 1.15 / 2 = 3372.497$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

$0.15 \times Ln = 397.50$ mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$

$= 3372.497 - 0.397 \times 2213.287 = 2492.715$ kN

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1600.00	1200.00	1070.00	130.00	1554.28	2492.72

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6193.600 x 400.00 = 2477440.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1600.000 = 36720.000 x a

T = C 이므로, a = 67.468 mm, c = 67.468 / β1 = 67.468 / 0.85 = 79.375 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1070.00 - 79.375) / 79.375 = 0.03744

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4369.539 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6193.6 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.417]

1단 : H22 - 16.0 EA (= 6193.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00362

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 67.468 mm

ΦMn = 0.85 x 6193.600 x 400 x (1070.00 - a/2) = 2182.193 kN.m

≥ Mu (= 1554.281 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.404]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1600.00	2650.00	1070.00	2492.72	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

ΦMax Vn = Φ x 5 x √fck / 6 x b x d

= 0.75 x 5 x √27 / 6 x 1600.00 x 1070.00

= 5559.883 kN ≥ Vu(= 2492.715 kN) ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1600.00 x 1070.00 = 1111.977 kN

< Vu (= 2492.715 kN) , 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

s = 200.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Av = H19 - 4.0 EA (=1146.000 mm²) ≥ 0.0025 x b x s (=800.000 mm²) ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

sh = 150.00 mm ≤ d/5 또한 300 mm ∴ O.K

Avh = H19 - 4.0 EA (=1146.000 mm²) ≥ 0.0015 x b x sh (=360.000 mm²) ∴ O.K

→ Vs = [Av/s x (1+Ln/d)/12 + Avh/sh x (11-Ln/d)/12] x fy x d = 3033.080 kN

* 설계 전단강도

ΦVn = Φ x (Ss + Sc) = 0.75 x (3033.080 + 1482.635)

= 3386.787 kN ≥ Vu(= 2492.715 kN) ∴ O.K

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1600.00	1200.00	1120.00	80.00	1110.20	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 8107.200 x 400.00 = 3242880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1600.000 = 36720.000 x a

T = C 이므로, a = 88.314 mm, c = 88.314 / β1 = 88.314 / 0.85 = 103.899 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 103.899) / 103.899 = 0.02934

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

Mu / Φ = As x fy x (d - a/2) ---------- ①

a = As x fy / (0.85 x fck x b) ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2957.994 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8107.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.741]

1단 : H25 - 16.0 EA (= 8107.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00452

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 88.314 mm

ΦMn = 0.85 x 8107.200 x 400 x (1120.00 - a/2) = 2965.506 kN.m

≥ Mu (= 1110.201 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.671]

17.2 기둥 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.60	1.60	4.36	5.175	3623.26	729.79	18750.35	3776.69	상시(ULT)	69
					2957.31	3522.84	15304.05	18230.70	상시(ULT)	11
W1(2층)	1.00	1.40	3.74	-	3380.80	2654.44	3380.80	2654.44	상시	6
					1343.71	3730.48	1343.71	3730.48	지진(붕괴)	10

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 1400 × 27

= 15120000 N = 15120.00 kN ≥ 3380.80 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 기둥 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,600	1,600	80	1,473	18750.355	3776.688	201.4

* 철근비 검토

Ag = 2560000.00 mm² , Ast = 88950.40 mm² , Puse = 0.03475

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 180.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0347) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 884.00 mm, ab = k1 x cb = 751.40 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 751.400 x 1600.000 = 27591.408 kN

∑Csi = 14051.386 kN, ∑Tsi = 12415.284 kN

Pb = 27591.408 + 14051.386 - 12415.284 = 29227.510 kN

Mb = Cc x 424.300 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27338.144 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 935.357 mm, e = Mu/Pu = 201.420 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1559.13 mm, a = k1 x c = 1325.26 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1325.3 x 1600.0 = 48663.664 kN

∑Csi = 20198.740 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 48663.664 + 20198.740 - 0.000 = 68862.403 kN

Mn = Cc x 137.368 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 13870.890 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=201.429)| = 0.0095 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 1559.133 mm, a = k1 x c = 1325.263 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-1559.13) / 1559.13 = -0.00008

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73832.599 kN ≥ Pn = 68862.403 kN

ΦPn = 0.65 x 68862.403 = 44760.562 kN ≥ Pu = 18750.355 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.201 = 9015.653 kN.m ≥ Mu = 3776.688 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,600	1,600	80	1,473	15304.053	18230.697	1191.2

* 철근비 검토

Ag = 2560000.00 mm² , Ast = 88950.40 mm² , Puse = 0.03475

- 1단 : H32 - 60EA (As=47652.000 mm²), d1 = 80.000 mm

- 2단 : H32 - 52EA (As=41298.400 mm²), d2 = 180.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0347) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 884.00 mm, ab = k1 x cb = 751.40 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 751.400 x 1600.000 = 27591.408 kN

∑Csi = 14051.386 kN, ∑Tsi = 12415.284 kN

Pb = 27591.408 + 14051.386 - 12415.284 = 29227.510 kN

Mb = Cc x 424.300 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27338.144 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 935.357 mm, e = Mu/Pu = 1191.233 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 786.66 mm, a = k1 x c = 668.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 668.7 x 1600.0 = 24553.082 kN

∑Csi = 13197.510 kN, ∑Tsi = 14496.456 kN

Pn = 24553.082 + 13197.510 - 14496.456 = 23254.136 kN

Mn = Cc x 465.672 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 27701.302 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1191.242)| = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1600.00 - 80.00 = 1520.000 mm

c = 786.655 mm, a = k1 x c = 668.657 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1520.00-786.66) / 786.66 = 0.00280

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.70 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0028-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.703

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 73832.599 kN ≥ Pn = 23254.136 kN

ΦPn = 0.70 x 23254.136 = 16350.284 kN ≥ Pu = 15304.053 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.191 = 19477.002 kN.m ≥ Mu = 18230.697 kN.m ∴ O.K

3) 전단 검토

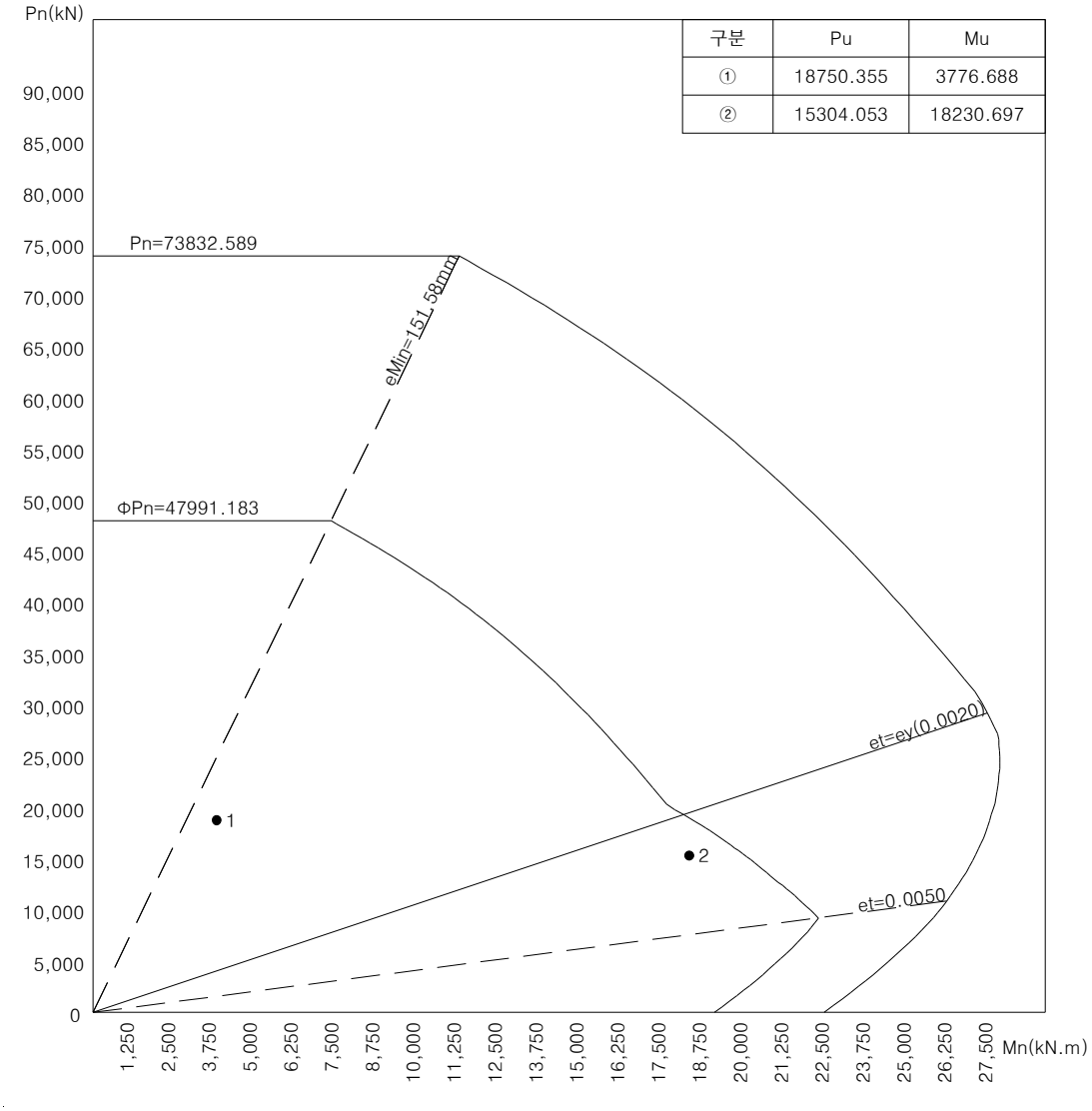
① 기둥에 발생하는 최대전단력
- V = 6257.952 kN

② 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)
- Vn = Vmax/Φ = 8343.935 kN

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs
- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d
  h = 1600.000 mm, d' = 126.667 mm
  Zs = ∑(인장철근들의 면적 x 거리) / ∑(면적)
     = 506.033 mm
  d = h/2 + Zs
     = 1600.000/2 + 506.033
     = 1306.033 mm
- 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc
  Vc = 1/6 x √(fck) x b x d
     = 1/6 x √(27) x 1600.000 x 1306.033
     = 1809.692 kN
- 필요철근 전단력 Vs
  Vc/2 = 904.846 ≤ Vn > Vc = 1809.692 ∴ 전단 철근 필요
  Vs = 6534.243 kN

④ 필요철근량 계산 Av
  Av = Vs x s / (fy x d) = 1876.171 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s ; 전단 철근 필요시
  띠철근의 수직 간격 S = 150.00 mm d = 1306.033 mm fy = 400 MPa
  사용철근량 : H25 x 4EA = 2026.800 mm²
  AvUse = 2026.800 mm² ≥ 1876.171 mm² ∴ O.K

4) PM 상관도


Pn(kN)
구분 Pu Mu
① 18750.355 3776.688
② 15304.053 18230.697
90,000
85,000
80,000
75,000
70,000
65,000
60,000
55,000
50,000
45,000
40,000
35,000
30,000
25,000
20,000
15,000
10,000
5,000
0
Pn=73832.589
eMin=151.58mm
ΦPn=47991.183
et=ey(0.0020)
et=0.0050
1
2
1,250
2,500
3,750
5,000
6,250
7,500
8,750
10,000
11,250
12,500
13,750
15,000
16,250
17,500
18,750
20,000
21,250
22,500
23,750
25,000
26,250
27,500
Mn(kN.m)

(3) 2층 벽체 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,287	3380.802	2654.436	785.1

* 철근비 검토

As = 9530.400 mm² (인장중심 = 113.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 180.00 mm
Asf = 9530.400 mm² (압축중심 = 113.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 180.00 mm
ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0136) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 772.00 mm, ab = k1 x cb = 656.20 mm
Cc = 0.85 x 27.0 x 656200.000 = 15059.790 kN, ∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN
Pb = 15059.790 + 3593.437 - 3812.160 = 14841.067 kN
Mb = Cc x 958.567 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9945.353 kN.m
eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 670.124 mm, e = Mu/Pu = 785.150 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 644.66 mm, a = k1 x c = 547.96 mm 를 사용.
Cc = 0.85 x 27.0 x 547961.861 = 12575.725 kN
∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN
Pn = 12575.725 + 3593.437 - 3812.160 = 12357.002 kN
Mn = Cc x 1012.686 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9702.116 kN.m
- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=785.151)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm
c = 644.661 mm, a = k1 x c = 547.962 mm
εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020
εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-644.66) / 644.66 = 0.00314
→ 계수축력이 0.10*fck*Ag보다 작으므로 εt는 최소허용변형률 이상이어야 한다.
최소허용변형률은 fy가 400 MPa 이하이므로 0.00400를 적용한다.
εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.78 를 적용한다.
Φ = 0.650 + (0.0040-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.783

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31453.500 kN ≥ Pn = 12357.002 kN
ΦPn = 0.78 x 12357.002 = 9679.652 kN ≥ Pu = 3380.802 kN ∴ O.K
ΦMn = ΦPn x 0.785 = 7599.976 kN.m ≥ Mu = 2654.436 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1286.67 = 979.867 kN
< Vu (= 1440.955 kN) , 전단보강 필요.
Req Av = (1440.955 - 979.867) x 150.00 / (400.0 x 1286.67 x Φ) = 179.179 mm²
Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)
Vs = 397.200 x 400.0 x 1286.67 / 150.00 = 1362.837 kN
Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1286.67 = 4457.144 kN ≥ 1362.837 kN ∴ O.K
ΦVn = 0.75 x (1306.489 + 1362.837) = 2001.995 kN ≥ 1440.955 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,400	80	1,287	1343.707	3730.483	2776.3

* 철근비 검토

As = 9530.400 mm² (인장중심 = 113.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 9530.400 mm² (압축중심 = 113.33 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm
2단 : H32- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0136) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 772.00 mm, ab = k1 x cb = 656.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 656200.000 = 15059.790 kN, ∑Csi = 3593.437 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pb = 15059.790 + 3593.437 - 3812.160 = 14841.067 kN

Mb = Cc x 958.567 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9945.353 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 670.124 mm, e = Mu/Pu = 2776.262 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 193.06 mm, a = k1 x c = 164.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 164100.038 = 3766.096 kN

∑Csi = 2142.680 kN, ∑Tsi = 3812.160 kN

Pn = 3766.096 + 2142.680 - 3812.160 = 2096.616 kN

Mn = Cc x 1204.617 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5820.765 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2776.267)| = 0.0045 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1400.00 - 80.00 = 1320.000 mm

c = 193.059 mm, a = k1 x c = 164.100 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1320.00-193.06) / 193.06 = 0.01751

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 31453.500 kN ≥ Pn = 2096.616 kN

ΦPn = 0.85 x 2096.616 = 1782.124 kN ≥ Pu = 1343.707 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.776 = 4947.642 kN.m ≥ Mu = 3730.483 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1286.67 = 893.008 kN

< Vu (= 1440.955 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1440.955 - 893.008) x 150.00 / (400.0 x 1286.67 x Φ) = 212.933 ㎟

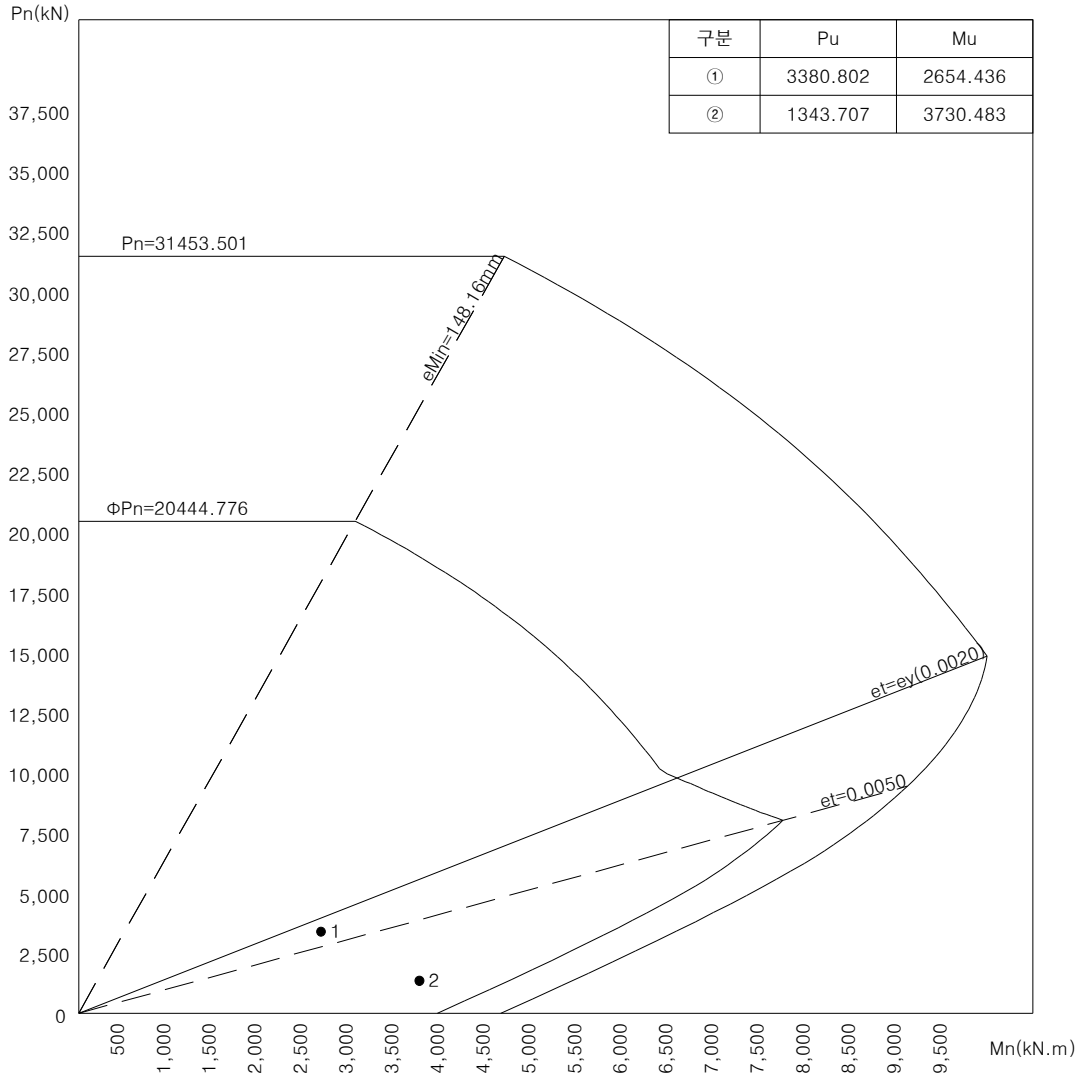
Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1286.67 / 150.00 = 1362.837 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1286.67 = 4457.144 kN ≥ 1362.837 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1190.678 + 1362.837) = 1915.136 kN ≥ 1440.955 kN ∴ O.K

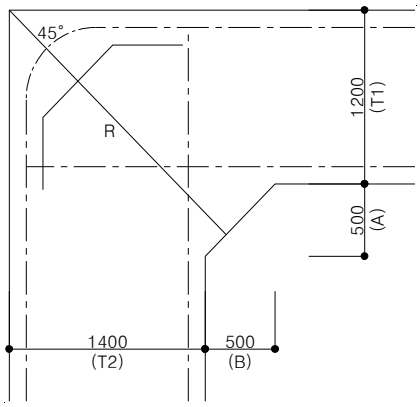
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	3380.802	2654.436
②	1343.707	3730.483

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 745.793 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 745.793 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

= 2192.031 mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 745.79 \times 10^6}{2192.031^2 \times 1000} = 0.776 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 745.79 \times 10^6}{2192.031 \times 180} = 3780.324 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 3780.324 mm² - 2026.800 mm²

= 1753.524 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 1753.524 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 5746.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0051307 + √(2 x 0.0359 + (0.0359)²) = 0.234

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.234 /3 = 0.922

  fs = Mo / (As x d x j) = 11730181.000 / (5746.400 x 1120.000 x 0.922)

  = 1.977 MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 1.977 x 5746.400 = 11361.430 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 4596.4 ㎟

  k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

  = - 7 x 0.0034821 + √(2 x 0.0244 + (0.0244)²) = 0.198

  j = 1 - k / 3 = 1 - 0.198 /3 = 0.934

  fs = Mo / (As x d x j) = 11730181.000 / (4596.400 x 1320.000 x 0.934)

  = 2.070 MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 2.070 x 4596.400 = 9513.639 N

- 보강철근량 산정

  T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

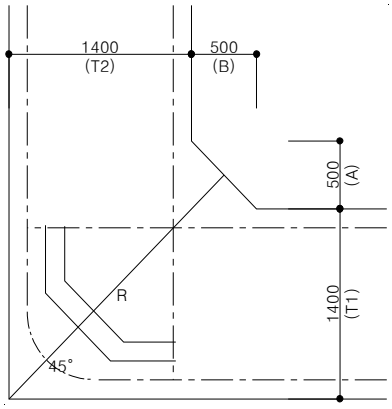
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(11361.430² + 9513.639²) / 180.0

  As = 82.326 ㎟

  사용철근량 : H13 @ 500, 2EA = 506.800 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2489.138 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2489.138 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2489.14 \times 10^6}{2333.452^2 \times 1000} = 2.286 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2489.14 \times 10^6}{2333.452 \times 180} = 11852.434 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 11852.434 mm² - 6353.600 mm²

= 5498.834 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 mm² > Req'd As (= 5498.834 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 11492.8 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0087067 + \sqrt{(2 \times 0.0609 + (0.0609)^2)} = 0.293$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.293 / 3 = 0.902$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 362192829.000 / (11492.800 \times 1320.000 \times 0.902)$

  $= 26.464$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 26.464 \times 11492.800 = 304140.019$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 4596.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0034821 + \sqrt{(2 \times 0.0244 + (0.0244)^2)} = 0.198$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.198 / 3 = 0.934$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 362192829.000 / (4596.400 \times 1320.000 \times 0.934)$

  $= 63.909$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 63.909 \times 4596.400 = 293752.669$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

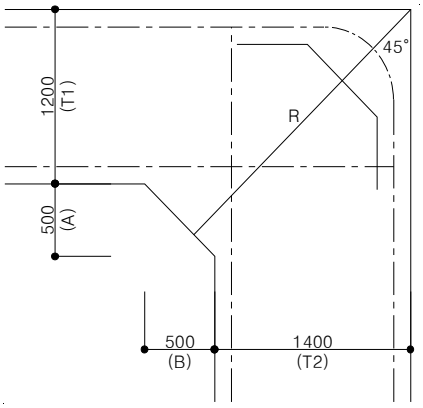
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(304140.019^2 + 293752.669^2)} / 180.0$

  $As = 2349.099$ ㎟

  사용철근량 : H32 @ 500, 2EA = 3176.800 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2828.645 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2828.645 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$= 2192.031$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2828.65 \times 10^6}{2192.031^2 \times 1000} = 2.943 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2828.65 \times 10^6}{2192.031 \times 180} = 14338.022 \text{ mm}$$

Asb = 3176.800 mm²

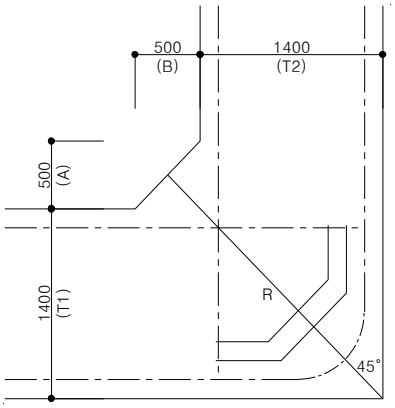
Req'd As = As - Asb
= 14338.022 mm² - 3176.800 mm²
= 11161.222 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 11161.222 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3646.662 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3646.662 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$= 2333.452$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3646.66 \times 10^6}{2333.452^2 \times 1000} = 3.349 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3646.66 \times 10^6}{2333.452 \times 180} = 17364.172 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 17364.172 mm² - 6353.600 mm²

= 11010.572 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA , H32 - 8EA

∴ Total As = 12707.200 mm² > Req'd As (= 11010.572 mm²) ----------> O.K !!!

19. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1267	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	624.658	O.K	4.997
		좌측 (하면)	1	1120	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	42485.637	O.K	339.885
		중앙부 (상면)	2	1059	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	4011.809	O.K	32.094
		중앙부 (하면)	2	1120	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	133361.790	O.K	#######
		우측 (상면)	3	1233	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	1124.306	O.K	8.994
		우측 (하면)	3	1120	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	1233	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	252.227	O.K	2.018
		좌측 (하면)	4	1120	H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	5	1120	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	314.969	O.K	2.520
		우측 (상면)	6	1233	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	268.364	O.K	2.147
		우측 (하면)	6	1120	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	-	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	3061.881	O.K	24.495
		좌측 (하면)	7	1417	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	474.174	O.K	3.793
		중앙부 (상면)	8	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	1664.224	O.K	13.314
		중앙부 (하면)	8	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	757.156	O.K	6.057
		우측	9	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	779.151	O.K	6.233
	2경간	좌측 (상면)	10	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	10	1250	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	235.334	O.K	1.883
		중앙부	11	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	426.382	O.K	3.411
		우측 (상면)	12	1275	H32 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	-	-	-	-

		우측 (하면)	12	1387	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	354.813	O.K	2.839
중간슬래브	1경간	좌측 (상면)	13	1237	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	1635.605	O.K	13.085
		좌측 (하면)	13	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	942.456	O.K	7.540
		중앙부 (상면)	14	1070	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	12717.707	O.K	101.742
		중앙부 (하면)	14	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	2532.048	O.K	20.256
		우측 (상면)	15	1070	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	2489.963	O.K	19.920
		우측 (하면)	15	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	1366.512	O.K	10.932
	2경간	좌측 (상면)	16	1070	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	868.548	O.K	6.948
		좌측 (하면)	16	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	757.434	O.K	6.059
		중앙부 (상면)	17	1070	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (하면)	17	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	2708.428	O.K	21.667
		우측 (상면)	18	1237	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	803.332	O.K	6.427
		우측 (하면)	18	1087	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	796.104	O.K	6.369
좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1467	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	827.977	O.K	6.624
		1층(상부)	19	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	192.887	O.K	1.543
		1층(중앙부)	20	1300	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	1597.889	O.K	12.783
		1층(중앙부)	20	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	3424.254	O.K	27.394
	2층	2층(상부)	21	1467	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	721.676	O.K	5.773
		2층(상부)	21	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	22	1300	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	4176.470	O.K	33.412
		2층(중앙부)	22	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	814.893	O.K	6.519
		2층(하부)	23	1467	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	3606.688	O.K	28.854
		2층(하부)	23	1320	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	520.158	O.K	4.161

우측벽체	1층	1층(상부)	24	1467	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	455.669	O.K	3.645
		1층(상부)	24	1320	H29 - 8.0EA	125	168.097	O.K	1.345
		1층(중앙부)	25	1300	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	342.178	O.K	2.737
		1층(중앙부)	25	1320	H29 - 8.0EA	125	7658.951	O.K	61.272
		1층(하부)	26	1387	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	401.708	O.K	3.214
		1층(하부)	26	1320	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
	2층	2층(상부)	27	1433	H32 - 8.0EA + H32 - 4.0EA	125	280.120	O.K	2.241
		2층(상부)	27	1320	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
		2층(중앙부)	28	1300	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	511.343	O.K	4.091
		2층(중앙부)	28	1320	H29 - 8.0EA	125	1179.240	O.K	9.434
		2층(하부)	29	1467	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		2층(하부)	29	1320	H29 - 8.0EA	125	291.642	O.K	2.333

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 680.191 x 1000000 / [4596.400 x (1266.667 - 255.131/3)]
= 125.237 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1266.7/(7x4596.400)]
= 255.131 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 125.24) - 2.5 x 85.50 = 624.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 125.24) = 670.73 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 624.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 624.66 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 11.730 x 1000000 / [5746.400 x (1120.000 - 262.631/3)]
= 1.977 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5746.400)]
= 262.631 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 1.98) - 2.5 x 64.00 = 52947.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 1.98) = 42485.64 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 42485.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 42485.64 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 156.679 x 1000000 / [7773.200 x (1059.131 - 289.420/3)]
= 20.938 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7773.200/1000.0 + 7x7773.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1059.1/(7x7773.200)]
= 289.420 mm

사용철근량 = 7773.2 mm² (철근도심 : 140.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 20.94) - 2.5 x 85.50 = 4801.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 20.94) = 4011.81 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 4011.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4011.81 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3.737 x 1000000 / [5746.400 x (1120.000 - 262.631/3)]
= 0.630 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5746.400)]
= 262.631 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 0.63) - 2.5 x 64.00 = 166542.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 0.63) = 133361.79 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 133361.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 133361.79 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 796.445 x 1000000 / [9530.400 x (1233.333 - 344.394/3)]
= 74.713 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1233.3/(7x9530.400)]
= 344.394 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 74.71) - 2.5 x 84.00 = 1195.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 74.71) = 1124.31 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1124.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1124.31 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2421.557 x 1000000 / [9530.400 x (1233.333 - 344.394/3)]
= 227.161 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1233.3/(7x9530.400)]
= 344.394 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 227.16) - 2.5 x 84.00 = 252.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 227.16) = 369.78 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 252.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 252.23 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1311.570 x 1000000 / [5746.400 x (1120.000 - 262.631/3)]
= 221.067 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x5746.400)]
= 262.631 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 221.07) - 2.5 x 64.00 = 314.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 221.07) = 379.98 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 314.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 314.97 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2339.868 x 1000000 / [9530.400 x (1233.333 - 344.394/3)]
= 219.498 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1233.3/(7x9530.400)]
= 344.394 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 219.50) - 2.5 x 84.00 = 268.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 219.50) = 382.69 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 268.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.36 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 362.193 x 1000000 / [11492.800 x (1275.283 - 379.620/3)]
= 27.434 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1275.3/(7x11492.800)]
= 379.620 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 27.43) - 2.5 x 64.00 = 3667.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 27.43) = 3061.88 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 3061.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3061.88 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2489.138 x 1000000 / [12707.200 x (1416.667 - 420.891/3)]
= 153.470 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1416.7/(7x12707.200)]
= 420.891 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 153.47) - 2.5 x 84.00 = 474.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 153.47) = 547.34 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 474.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 474.17 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 666.371 x 1000000 / [11492.800 x (1275.283 - 379.620/3)]
= 50.474 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1275.3/(7x11492.800)]
= 379.620 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 50.47) - 2.5 x 64.00 = 1920.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 50.47) = 1664.22 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1664.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1664.22 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1544.686 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]
= 108.566 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]
= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 108.57) - 2.5 x 84.00 = 757.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 108.57) = 773.72 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 757.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 757.16 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1510.337 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]
= 106.152 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]
= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 106.15) - 2.5 x 84.00 = 779.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 106.15) = 791.32 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 779.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 779.15 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3354.679 x 1000000 / [12707.200 x (1250.000 - 390.933/3)]
= 235.778 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1250.0/(7x12707.200)]
= 390.933 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 235.78) - 2.5 x 84.00 = 235.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 235.78) = 356.27 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 235.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 235.33 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2364.054 x 1000000 / [11492.800 x (1275.283 - 379.620/3)]
= 179.064 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x11492.800/1000.0 + 7x11492.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1275.3/(7x11492.800)]
= 379.620 mm

사용철근량 = 11492.8 mm² (철근도심 : 124.7 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 179.06) - 2.5 x 64.00 = 426.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 179.06) = 469.11 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 426.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 426.38 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3646.662 x 1000000 / [15884.000 x (1386.667 - 455.137/3)]
= 185.902 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1386.7/(7x15884.000)]
= 455.137 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 185.90) - 2.5 x 84.00 = 354.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 185.90) = 451.85 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 354.81 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 354.81 mm) ∴ O.K

17) 중간슬래브 1경간(좌측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 722.553 x 1000000 / [12707.200 x (1236.667 - 388.455/3)]
= 51.357 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1236.7/(7x12707.200)]
= 388.455 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 51.36) - 2.5 x 64.00 = 1884.51 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 51.36) = 1635.60 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1635.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1635.60 mm) ∴ O.K

18) 중간슬래브 1경간(좌측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 832.484 x 1000000 / [9530.400 x (1086.667 - 319.862/3)]
= 89.129 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1086.7/(7x9530.400)]
= 319.862 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 89.13) - 2.5 x 64.00 = 1018.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 89.13) = 942.46 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 942.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 942.46 mm) ∴ O.K

19) 중간슬래브 1경간(중앙부)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 79.837 x 1000000 / [12707.200 x (1070.000 - 356.320/3)]
= 6.605 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1070.0/(7x12707.200)]
= 356.320 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 6.60) - 2.5 x 64.00 = 15737.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 6.60) = 12717.71 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 12717.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 12717.71 mm) ∴ O.K

20) 중간슬래브 1경간(중앙부)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 309.860 x 1000000 / [9530.400 x (1086.667 - 319.862/3)]
= 33.175 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1086.7/(7x9530.400)]
= 319.862 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 33.17) - 2.5 x 64.00 = 3005.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 33.17) = 2532.05 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2532.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2532.05 mm) ∴ O.K

21) 중간슬래브 1경간(우측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 407.775 x 1000000 / [12707.200 x (1070.000 - 356.320/3)]
= 33.735 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1070.0/(7x12707.200)]
= 356.320 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 33.74) - 2.5 x 64.00 = 2952.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 33.74) = 2489.96 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2489.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2489.96 mm) ∴ O.K

22) 중간슬래브 1경간(우측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 574.147 x 1000000 / [9530.400 x (1086.667 - 319.862/3)]
= 61.470 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1086.7/(7x9530.400)]
= 319.862 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 61.47) - 2.5 x 64.00 = 1548.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 61.47) = 1366.51 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1366.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1366.51 mm) ∴ O.K

23) 중간슬래브 2경간(좌측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1169.013 x 1000000 / [12707.200 x (1070.000 - 356.320/3)]
= 96.713 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1070.0/(7x12707.200)]
= 356.320 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 96.71) - 2.5 x 64.00 = 925.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 96.71) = 868.55 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 868.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 868.55 mm) ∴ O.K

24) 중간슬래브 2경간(좌측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1035.839 x 1000000 / [9530.400 x (1086.667 - 319.862/3)]
= 110.901 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1086.7/(7x9530.400)]
= 319.862 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 110.90) - 2.5 x 64.00 = 786.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 110.90) = 757.43 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 757.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 757.43 mm) ∴ O.K

25) 중간슬래브 2경간(중앙부)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 289.681 x 1000000 / [9530.400 x (1086.667 - 319.862/3)]
= 31.014 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1086.7/(7x9530.400)]
= 319.862 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 31.01) - 2.5 x 64.00 = 3225.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 31.01) = 2708.43 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 2708.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2708.43 mm) ∴ O.K

26) 중간슬래브 2경간(우측)_좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1471.136 x 1000000 / [12707.200 x (1236.667 - 388.455/3)]
= 104.564 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1236.7/(7x12707.200)]
= 388.455 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 130.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 104.56) - 2.5 x 64.00 = 844.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 104.56) = 803.33 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 803.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 803.33 mm) ∴ O.K

27) 중간슬래브 2경간(우측)우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 985.524 x 1000000 / [9530.400 x (1086.667 - 319.862/3)]
= 105.514 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1086.7/(7x9530.400)]
= 319.862 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 105.51) - 2.5 x 64.00 = 835.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 105.51) = 796.10 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 796.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 796.10 mm) ∴ O.K

28) 좌측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 793.348 x 1000000 / [5746.400 x (1466.667 - 305.623/3)]
= 101.158 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x5746.400)]
= 305.623 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 101.16) - 2.5 x 84.00 = 827.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 101.16) = 830.38 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 827.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 827.98 mm) ∴ O.K

29) 좌측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1668.547 x 1000000 / [4596.400 x (1320.000 - 261.043/3)]
= 294.417 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4596.400)]
= 261.043 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 294.42) - 2.5 x 65.50 = 192.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 294.42) = 285.31 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 192.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 192.89 mm) ∴ O.K

30) 좌측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 363.945 x 1000000 / [5746.400 x (1300.000 - 285.662/3)]
= 52.569 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x5746.400)]
= 285.662 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 52.57) - 2.5 x 84.00 = 1787.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 52.57) = 1597.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1597.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1597.89 mm) ∴ O.K

31) 좌측벽체 1층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 139.024 x 1000000 / [4596.400 x (1320.000 - 261.043/3)]
= 24.531 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4596.400)]
= 261.043 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 24.53) - 2.5 x 65.50 = 4116.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 24.53) = 3424.25 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 3424.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3424.25 mm) ∴ O.K

32) 좌측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 709.119 x 1000000 / [4596.400 x (1466.667 - 276.718/3)]
= 112.248 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x4596.400)]
= 276.718 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 112.25) - 2.5 x 85.50 = 721.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 112.25) = 748.34 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 721.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 721.68 mm) ∴ O.K

33) 좌측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 139.243 x 1000000 / [5746.400 x (1300.000 - 285.662/3)]
= 20.113 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x5746.400)]
= 285.662 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 20.11) - 2.5 x 84.00 = 5010.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 20.11) = 4176.47 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 4176.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4176.47 mm) ∴ O.K

34) 좌측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 584.190 x 1000000 / [4596.400 x (1320.000 - 261.043/3)]
= 103.081 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4596.400)]
= 261.043 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 103.08) - 2.5 x 65.50 = 854.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 103.08) = 814.89 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 814.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 814.89 mm) ∴ O.K

35) 좌측벽체 2층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 182.656 x 1000000 / [5746.400 x (1466.667 - 305.623/3)]
= 23.290 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x5746.400)]
= 305.623 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 23.29) - 2.5 x 84.00 = 4298.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 23.29) = 3606.69 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 3606.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3606.69 mm) ∴ O.K

36) 좌측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 870.096 x 1000000 / [4596.400 x (1320.000 - 261.043/3)]
= 153.529 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x4596.400)]
= 261.043 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 153.53) - 2.5 x 65.50 = 520.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 153.53) = 547.13 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 520.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 520.16 mm) ∴ O.K

37) 우측벽체 1층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 890.638 x 1000000 / [4118.000 x (1466.667 - 263.385/3)]
= 156.852 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1466.7/(7x4118.000)]
= 263.385 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 156.85) - 2.5 x 85.50 = 455.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 156.85) = 535.54 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 455.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 455.67 mm) ∴ O.K

38) 우측벽체 1층(상부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1997.773 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 316.411 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 316.41) - 2.5 x 65.50 = 168.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 316.41) = 265.48 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 168.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 168.10 mm) ∴ O.K

39) 우측벽체 1층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 947.220 x 1000000 / [4118.000 x (1300.000 - 246.453/3)]
= 188.873 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x4118.000)]
= 246.453 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 188.87) - 2.5 x 85.50 = 342.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 188.87) = 444.74 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 342.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 342.18 mm) ∴ O.K

40) 우측벽체 1층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 69.248 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 10.968 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 10.97) - 2.5 x 65.50 = 9409.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 10.97) = 7658.95 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 7658.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 7658.95 mm) ∴ O.K

41) 우측벽체 1층(하부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3367.099 x 1000000 / [15884.000 x (1386.667 - 455.137/3)]
= 171.651 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x15884.000/1000.0 + 7x15884.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1386.7/(7x15884.000)]
= 455.137 mm

사용철근량 = 15884.0 mm² (철근도심 : 180.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
3단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 171.65) - 2.5 x 84.00 = 401.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 171.65) = 489.37 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 401.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 401.71 mm) ∴ O.K

42) 우측벽체 2층(상부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2670.814 x 1000000 / [9530.400 x (1433.333 - 375.660/3)]
= 214.233 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9530.400/1000.0 + 7x9530.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1433.3/(7x9530.400)]
= 375.660 mm

사용철근량 = 9530.4 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 4.0 EA (= 3176.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 214.23) - 2.5 x 84.00 = 280.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 214.23) = 392.10 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 280.12 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 280.12 mm) ∴ O.K

43) 우측벽체 2층(중앙부)_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 726.232 x 1000000 / [4118.000 x (1300.000 - 246.453/3)]
= 144.809 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1300.0/(7x4118.000)]
= 246.453 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 144.81) - 2.5 x 85.50 = 511.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 144.81) = 580.07 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 511.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 511.34 mm) ∴ O.K

44) 우측벽체 2층(중앙부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 449.751 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 71.232 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 71.23) - 2.5 x 65.50 = 1310.30 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 71.23) = 1179.24 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 1179.24 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1179.24 mm) ∴ O.K

45) 우측벽체 2층(하부)_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1455.789 x 1000000 / [5139.200 x (1320.000 - 274.294/3)]
= 230.570 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1320.0/(7x5139.200)]
= 274.294 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (280 / 230.57) - 2.5 x 65.50 = 291.64 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (280 / 230.57) = 364.31 mm
건조환경이므로 Kcr = 280 적용

Sa는 작은 값인 291.64 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 291.64 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 4.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.20 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 4.900 / 28

T = 0.175 m < 1.200 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

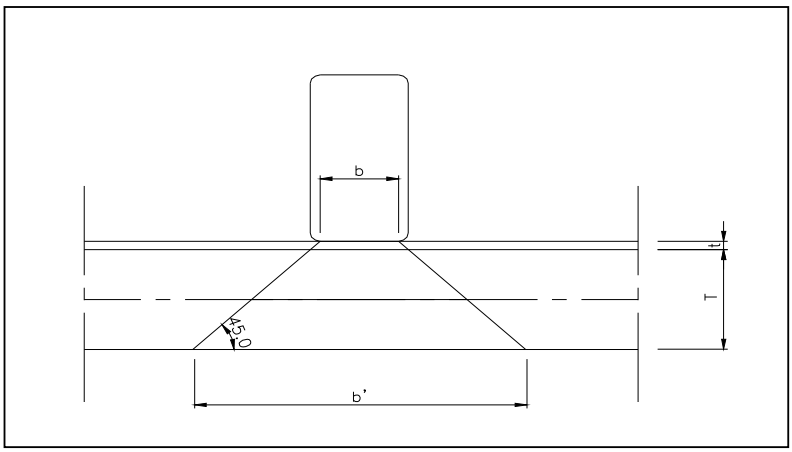
1) 고정하중

- 구체자중 = 2354.958 / 17.100 = 137.717 kN/m²
- 상재고정하중 = 10.000 kN/m²
- 상부연직하중 = 191.088 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 11.000 kN/m²
- 상재활하중 = 10.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

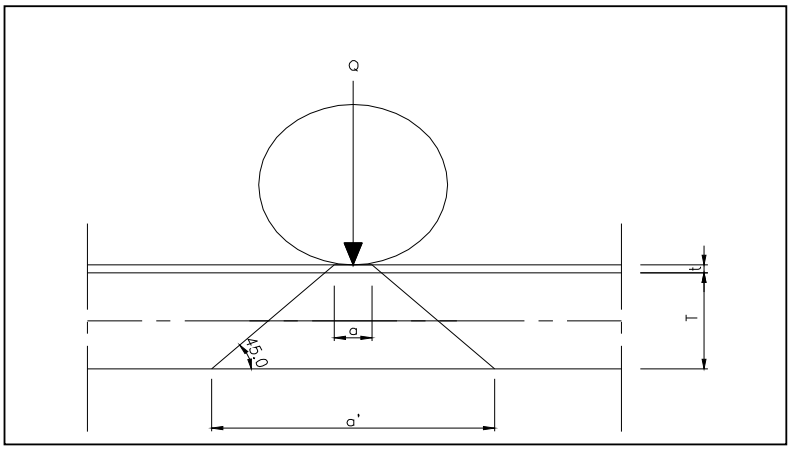


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1400 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.400 + 0.040) × cot 45°

= 3.380 m



a' = 0.200 + 2 × (1.400 + 0.040) × cot 45°

= 3.080 m

Qz = 96.0 / (3.380 × 3.080)= 9.222 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 137.72 + 10.00 + 191.09 + 21.00 + 0.92 + 9.22

= 369.946 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 400.000 kN/m² ≥ Qmax = 369.946 kN/m² ..... O.K

20.1 부력검토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.050 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소도피 H = 9.6 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	17.100	×	1.200	×	25.000	=	513.000	kN/m
- 하부슬래브	:	17.100	×	1.400	×	25.000	=	598.500	kN/m
- 1층 좌측외벽	:	1.400	×	4.362	×	25.000	=	152.670	kN/m
- 2층 좌측외벽	:	1.400	×	4.240	×	25.000	=	148.400	kN/m
- 1층 우측외벽	:	1.400	×	4.362	×	25.000	=	152.670	kN/m
- 2층 우측외벽	:	1.400	×	4.240	×	25.000	=	148.400	kN/m
- 1층 중간벽체 1	:	(1.200 × 1.200) × 4.362 / 2.250 × 25.0					=	69.792	kN/m
- 2층 중간벽체 1		1.400	×	4.240	×	25.000	=	148.400	kN/m
- 중간슬래브 1	:	1.200	×	9.400	×	25.000	=	282.000	kN/m
- 중간슬래브 2	:	1.200	×	3.500	×	25.000	=	105.000	kN/m
- 헌치 1	:	0.500 × 0.500 × 1/2 × 8EA × 25.0					=	25.000	kN/m
						∴ Σ	=	2343.832	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500	×	18.000	×	###	=	207.000	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상	:	0.500	×	18.000	×	###	=	171.000	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하	:	9.050	×	18.000	×	###	=	1629.000	kN/m
- 지하수 자중	:	9.050	×	18.000	×	###	=	1629.000	kN/m
- 방수 Mortal	:	0.050	×	18.000	×	###	=	19.350	kN/m
						∴ Σ	=	3655.350	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 0.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 0.000 \times 9.100 \times ##### + 9.100^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 150.702$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 150.702 = 150.702 kN/m

(3) 저항력

R = 2343.832 + 3655.350 + 150.702 = 6149.884 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 18.000 × 23.000 × 10.000

= 4140.000 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 6149.884 / 4140.000

= 1.485 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

2. 시공중 부력검토

▣ 시공중(시공단계별 한계수위 검토)

: 시공시 부력에 대한 안전률 Fs = 1.1 (R/B)

일반적으로 굴착저면의 배수에 의해 부력의 영향이 없는 것으로 전제하며 우기등의 특별한 경우

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{598.500}{18.000 \times 10.000 \times 1.100} = 3.023 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.023 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1830.832}{18.000 \times 10.000 \times 1.100} = 9.247 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 9.247 m 이하유지

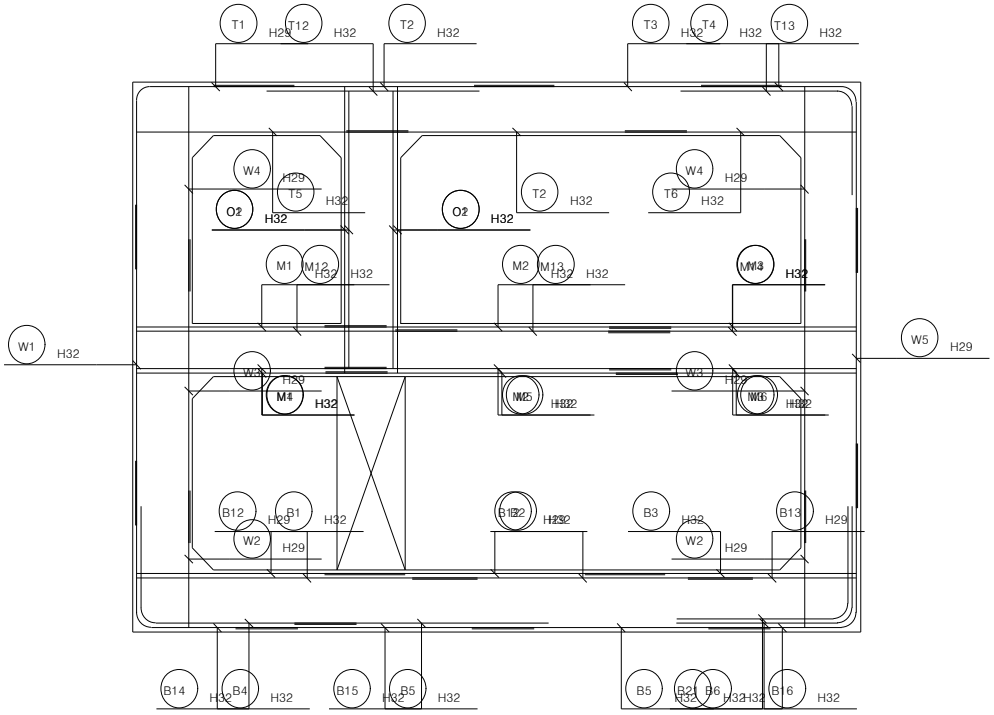
- 3단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2343.832}{18.000 \times 10.000 \times 1.100} = 11.838 \text{ m}$$

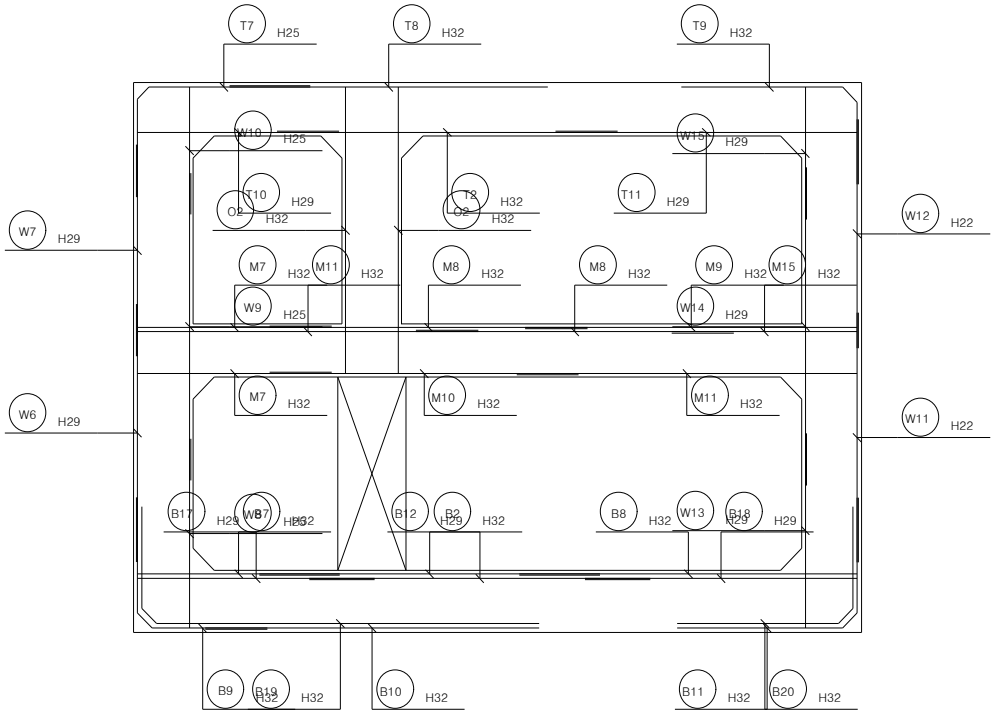
∴ 구조물 저면으로 부터 11.838 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)



▣ 해석결과요약

■ 단면 휨 설계

단면위치	깊이 H(mm)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
(1)펌프실 수직지점부(상단)	1467	H19@200 + H19@200	858.140	1306.953	1.52	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	1300	H13@200 + H13@200	138.144	520.795	3.77	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	1300	H19@200 + H19@200	277.143	1144.599	4.13	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	1300	H16@200 + H16@200	554.834	812.106	1.46	O.K
(5)펌프실 수평지점부	1300	H29@200 + H29@200	1746.765	2498.717	1.43	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	1467	H25@200 + H25@200	1811.235	2278.399	1.26	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	1300	H22@200 + H22@200	929.134	1561.292	1.68	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	1467	H25@200 + H25@200	1804.548	2278.399	1.26	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	1300	H19@200 + H19@200	298.70	1164.081	3.90	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	1300	H29@200 + H29@200	1004.156	2498.717	2.49	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단	1467	H25@200 + H25@200	475.962	2278.399	4.79	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	1300	H22@200 + H22@200	766.901	1561.292	2.04	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단	1467	H25@200 + H25@200	1878.075	2278.399	1.21	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	1300	H19@200 + H19@200	667.145	1164.081	1.75	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	1300	H29@200 + H29@200	1736.073	2498.717	1.44	O.K

■ 사용성 검토

구 분	사용모멘트	사용철근량	필요간격	평균배근간격	비 고
(1)펌프실 수직지점부(상단)	536.337	H19@200 + H19@200	318.891	100.000	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	86.340	H13@200 + H13@200	1085.026	100.000	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	173.215	H19@200 + H19@200	1180.410	100.000	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	346.771	H16@200 + H16@200	344.247	100.000	O.K
(5)펌프실 수평지점부	1091.728	H29@200 + H29@200	297.327	100.000	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	1132.022	H25@200 + H25@200	230.729	100.000	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	580.708	H22@200 + H22@200	427.839	100.000	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	1127.842	H25@200 + H25@200	232.393	100.000	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	186.687	H19@200 + H19@200	1114.661	100.000	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	627.598	H29@200 + H29@200	675.655	100.000	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단	297.476	H25@200 + H25@200	1366.844	100.000	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	580.708	H22@200 + H22@200	427.839	100.000	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단	1173.797	H25@200 + H25@200	214.750	100.000	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	580.708	H19@200 + H19@200	271.804	100.000	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	195.308	H29@200 + H29@200	2287.679	100.000	O.K

■ 전단철근 검토

구 분	ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
	kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
(1)펌프실 수직지점부(상단)	779.4	412.5	1287.20	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	792.4	169.6	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	779.4	520.1	1287.20	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	792.4	210.8	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(5)펌프실 수평지점부	779.4	515.7	1287.20	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	779.4	1018.8	1287.20	1.67	99.74	H13	150	211.59	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	792.4	450.6	1308.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	779.4	1135.2	1287.20	1.67	148.25	H13	150	211.59	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	792.4	210.9	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	779.4	821.5	1033.30	1.67	35.05	H13	300	211.59	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)	779.4	1018.8	1287.20	1.67	99.74	H13	150	211.59	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	792.4	569.8	1308.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)	779.4	1135.2	1287.20	1.67	148.25	H13	150	211.59	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	792.4	205.0	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	779.4	814.2	1033.30	1.67	29.00	H13	300	211.59	O.K

1. 설계조건

가. 형식 : 지중 2 련 집수정 마감벽

나. 설 계 하 중

1) 사 하 중
① 콘크리트자중 : 25.00 kN/㎥
② 노면포장하중 : 23.00 kN/㎥
③ 보호몰탈 : 21.50 kN/㎥
④ 지 하 수 : 10.00 kN/㎥

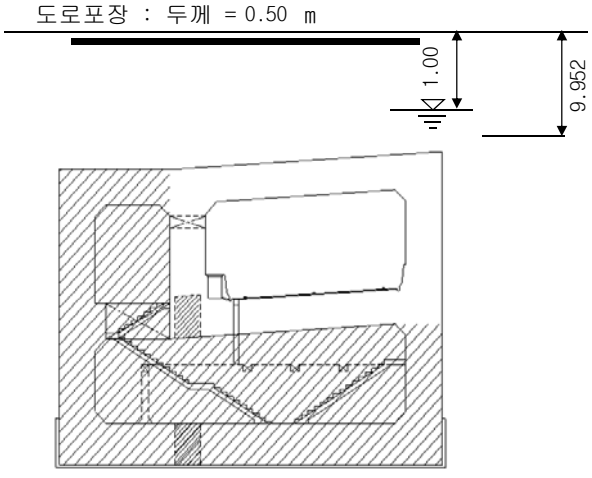
2) 활 하 중 :
① 노 면 활하중 : DB-24

3) 토 사
① 흙의 습윤 단위중량 : γt = 19.0 kN/m³
② 흙의 수중 단위중량 : γsub = 10.0 kN/m³
④ 흙의 내부 마찰각 : Φ = 30°
⑤ 흙의 정지 토압계수 : Ko = 1-SINΦ 0.500

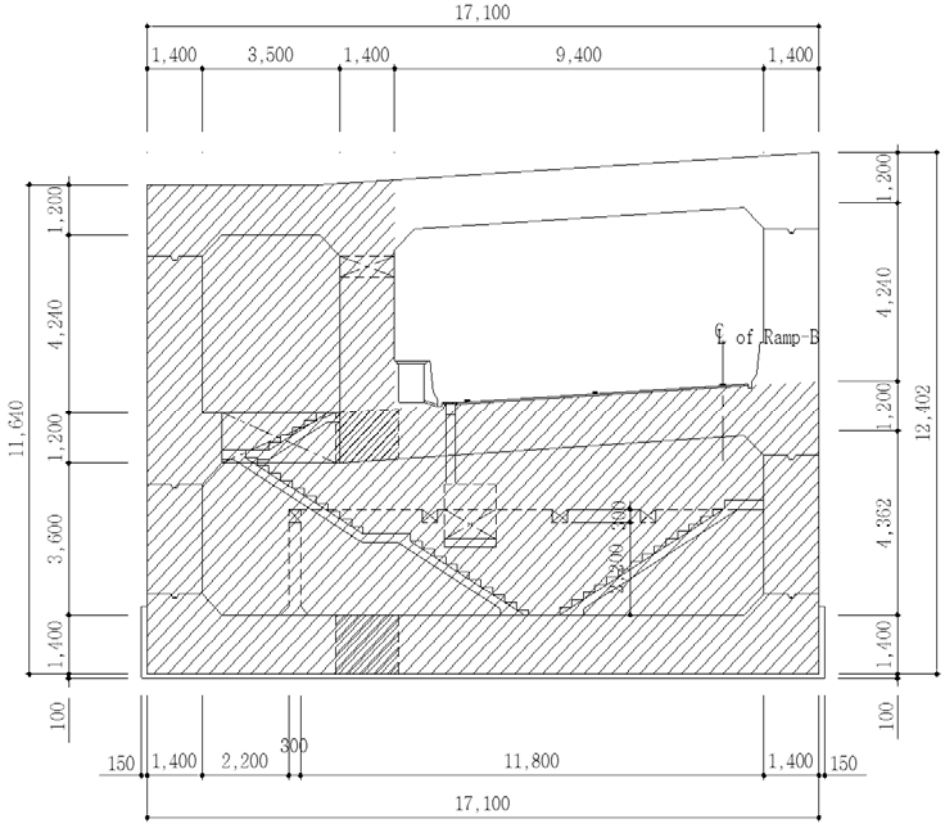
다. 사용재료
1) 콘크리트
① fck = 27 MPa
② E = 27,783 MPa
③ G = 1.00E+04 MPa
④ U = 0.167 (Poisson's ratio)

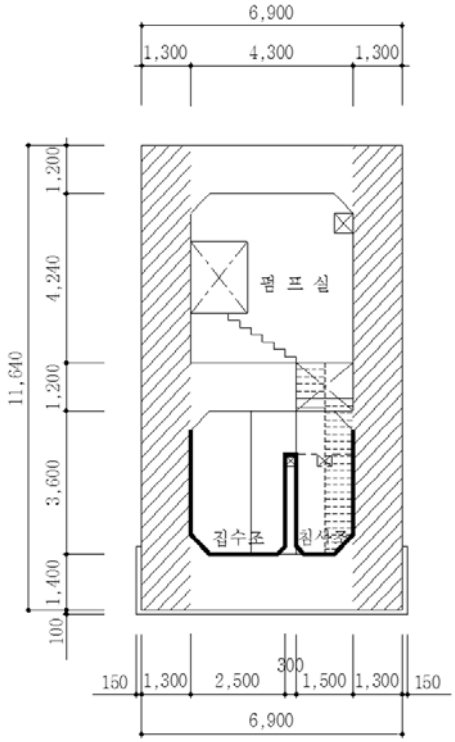
2) 철 근
① 항 복 응 력 fy = 400 MPa
② 탄 성 계 수 Es = 200000 MPa

라. 단면현황

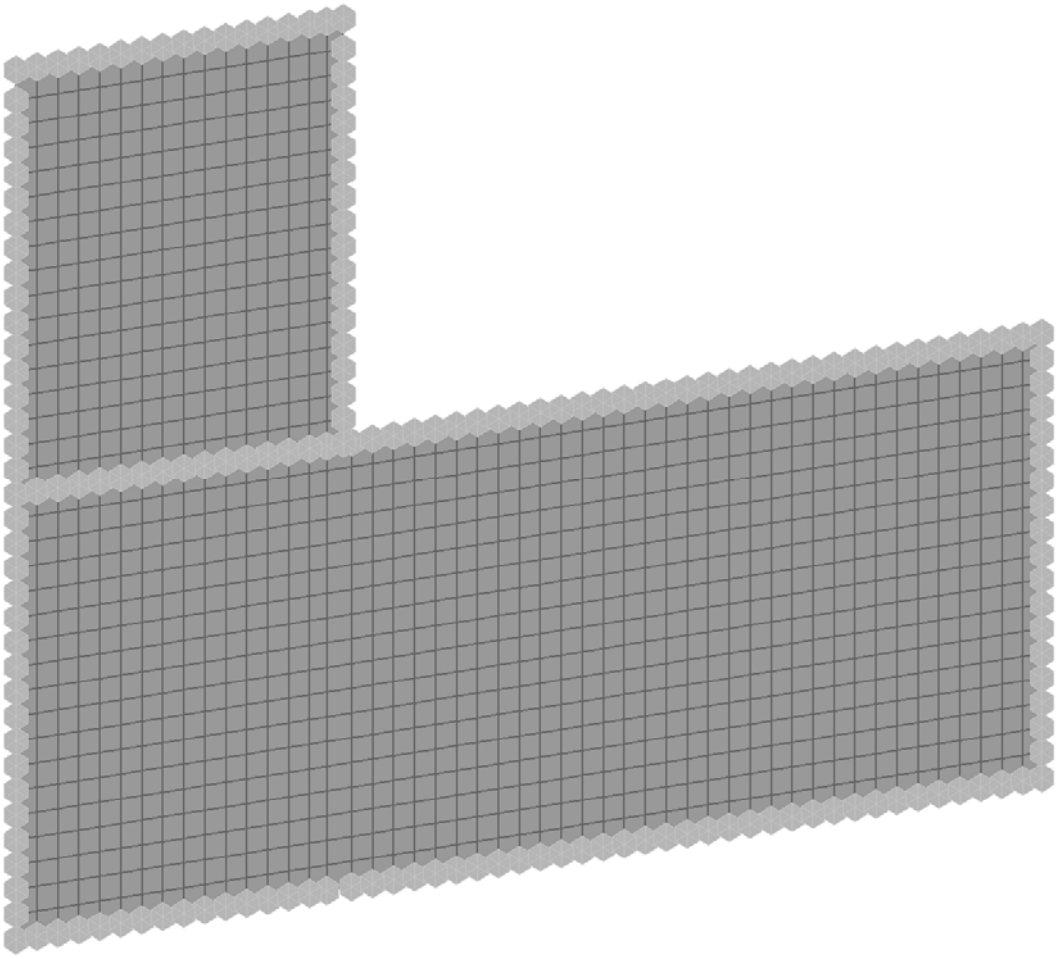


2. 단면가정


17,100
1,400
3,500
1,400
9,400
1,400
1,200
4,240
1,200
3,600
1,400
11,640
1,200
4,240
1,200
4,362
1,400
12,402
100
100
℄ of Ramp-B
300
300
150
1,400
2,200
300
11,800
1,400
150
17,100


6,900
1,300
4,300
1,300
1,200
4,240
1,200
3,600
1,400
11,640
100
펌 프 실
집수조
150
1,300
2,500
300
1,500
1,300
150
6,900

3. Modeling



o INPUT DATA

1) 부 재 종 류 (단위 : m)

※부재 접합부의 강역 :미고려 헌치부의 두께 :미고려

부재번호	B	H	단면2차모멘트	해당부재	비 고
1	1.000	1.300	0.183083	1~1154	

4. 하중산정

4.1 활하중

적용토피= 9.952 m 일 때 W_L = 11.000 kN/m^2

<도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중 (kN/m^2)	토피(m)	활하중 (kN/m^2)
1.0	51.0	5.0	15.0
1.5	39.0	6.0	15.0
2.0	21.0	7.0	15.0
2.5	17.0	8.0	12.0
3.0	15.0	9.0	11.0
4.0	15.0	10.0이상	10.0

4.1.1 활하중에 의한 측압 ------- CASE 1

(1) 정지토압계수

되메움토 : $K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

(2) 활하중에 의한 횡토압

되메움토 : L_h = 11.000 × (1 - n ϕ) = 5.500 kN/m^2

4.2 토압

4.2.1 측면방향 토압

(1) 지하수가 없을경우 ------- CASE 2

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 107.521 kN/m^2

Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 219.529 kN/m^2

(2) 지하수가 있을경우 ------- CASE 3

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 61.872 kN/m^2

Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 120.824 kN/m^2

4.3 수압

4.3.1 수압

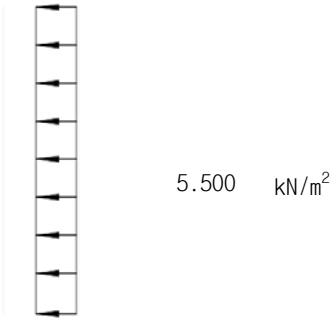
------- CASE 4

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 95.520 kN/m^2

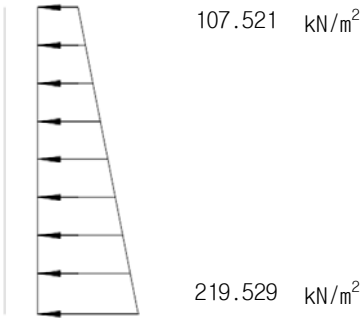
Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 206.540 kN/m^2

5. 하중 재하도

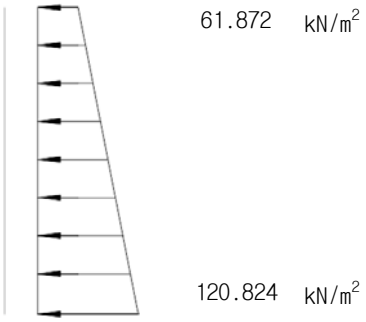
1) CASE 01 : 활하중



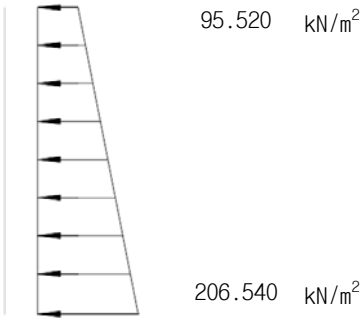
2) CASE 02 : 토압(지하수 무)



3) CASE 03 : 토압(지하수 유)



4) CASE 04 : 수압



6. 하중계수 및 하중조합

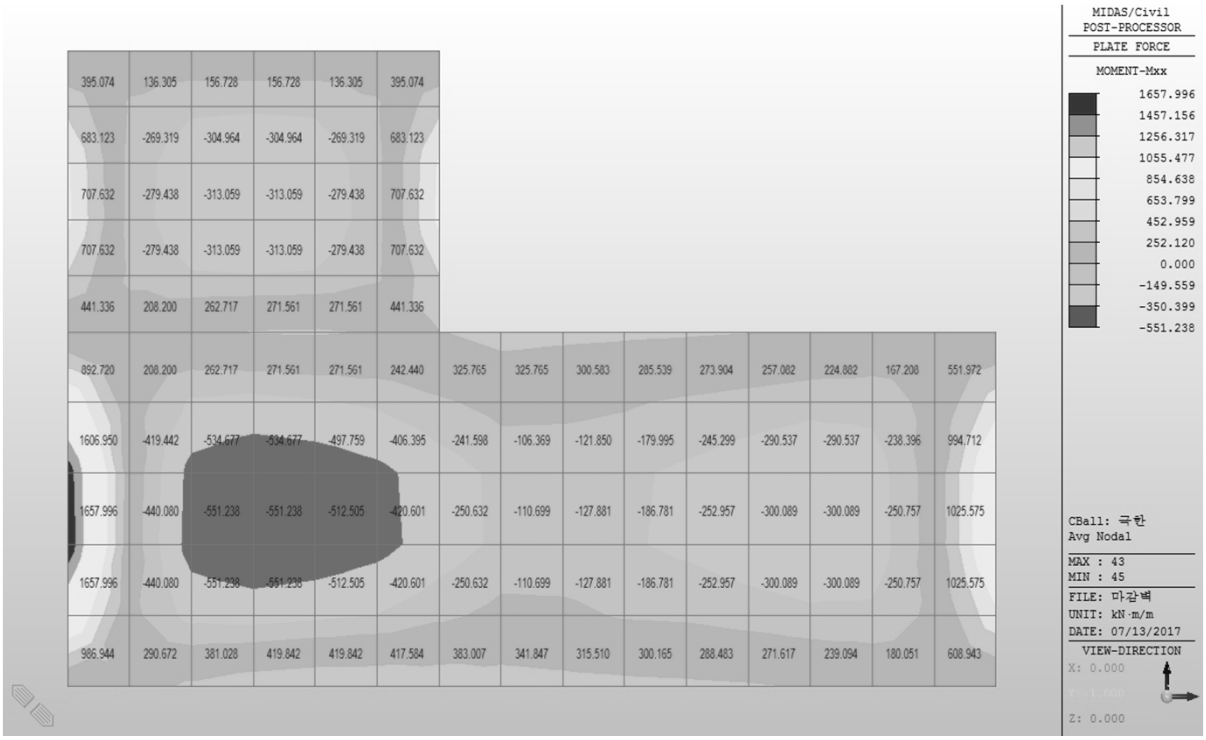
구분	하중 조합	활하중에 의한 측압	토압		수압
			지하수무	지하수유	
		LC1	LC2	LC3	LC4
계수하중	COMB1	1.60	1.60		
	COMB2	1.60		1.60	1.60
사용하중	COMB3	1.00	1.00		
	COMB4	1.00		1.00	1.00

7. 해석 결과

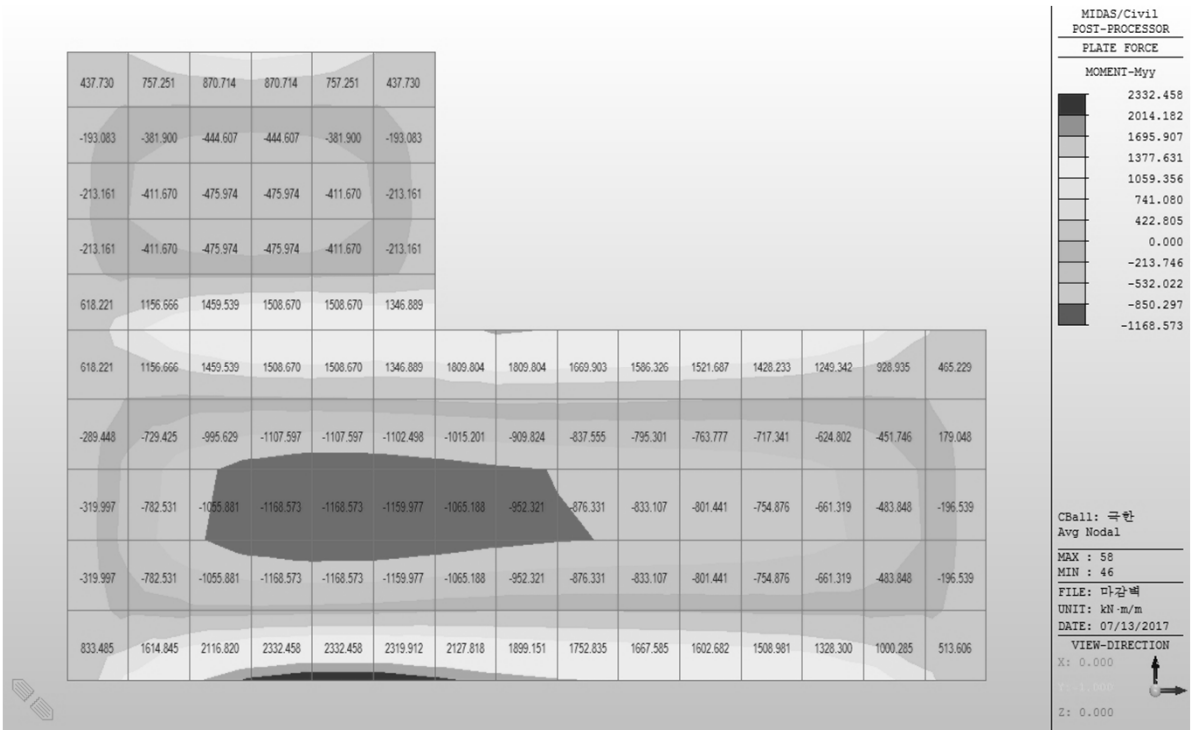
가. 극한하중(상시)

- BMD (KN.m)

Mxx

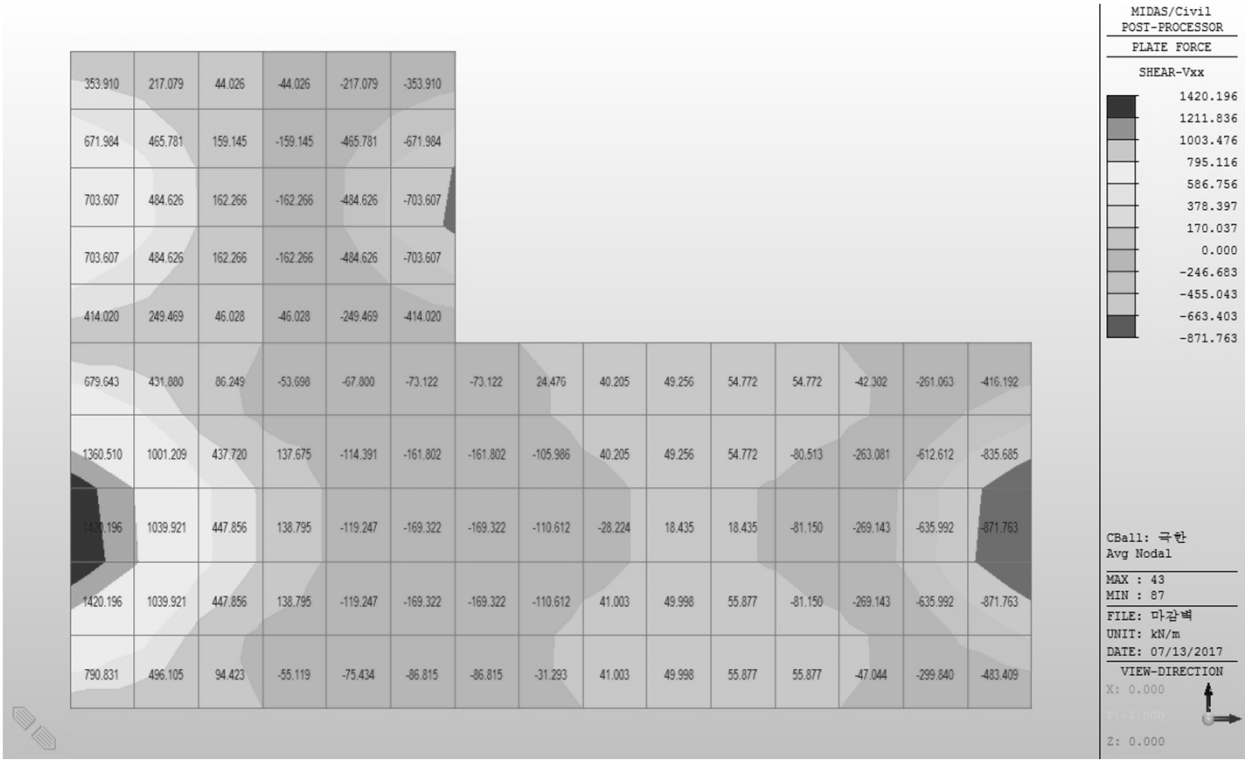


Myy

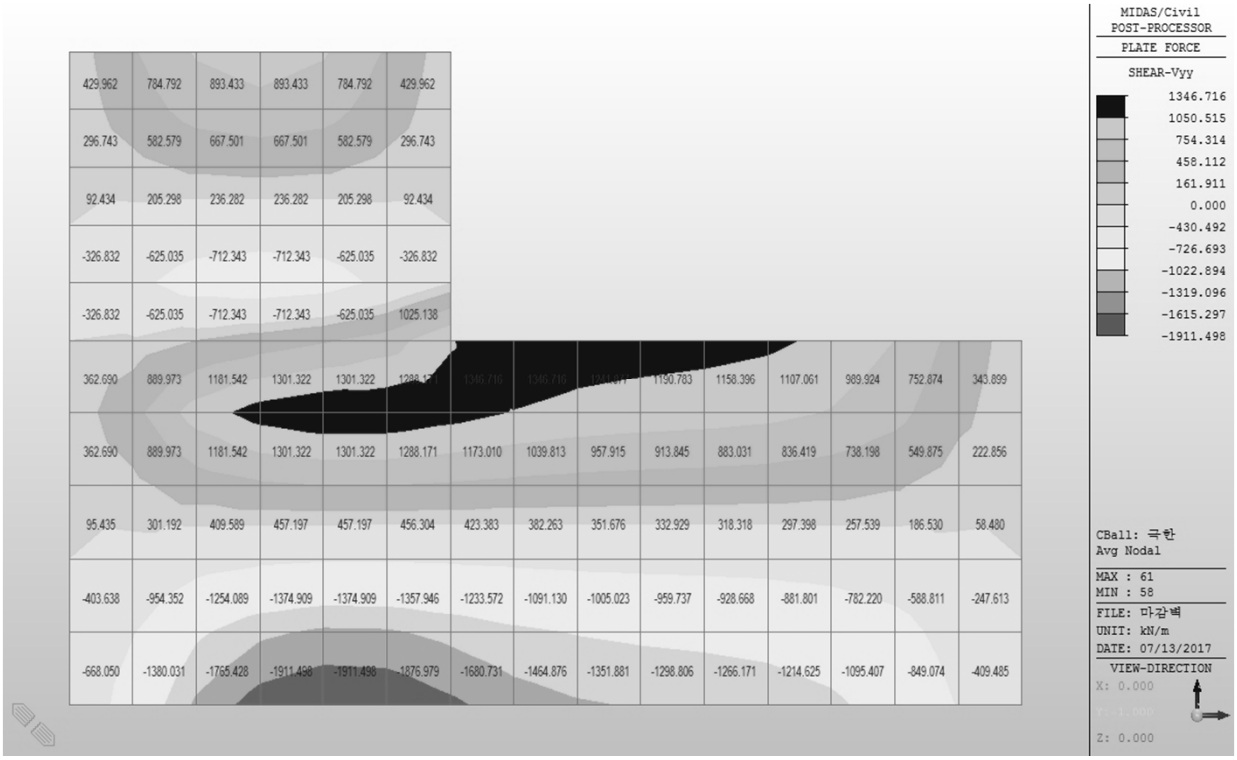


- SFD (KN)

Vxx



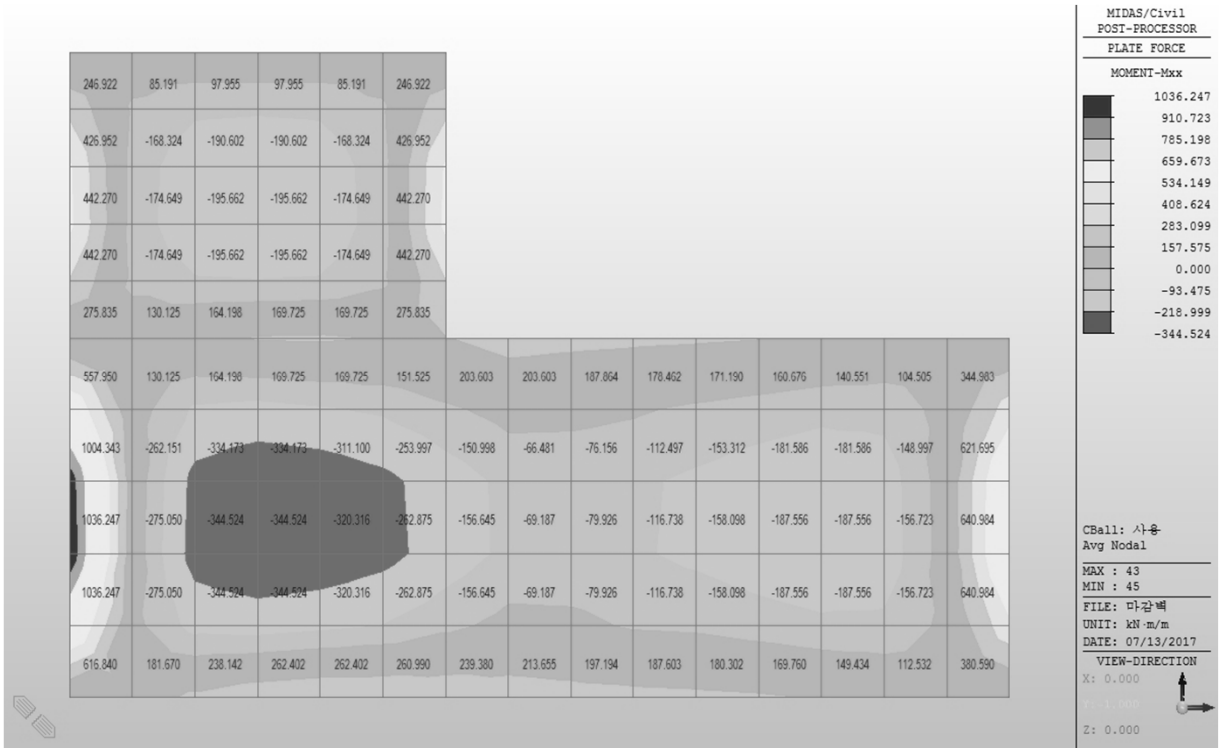
Vyy



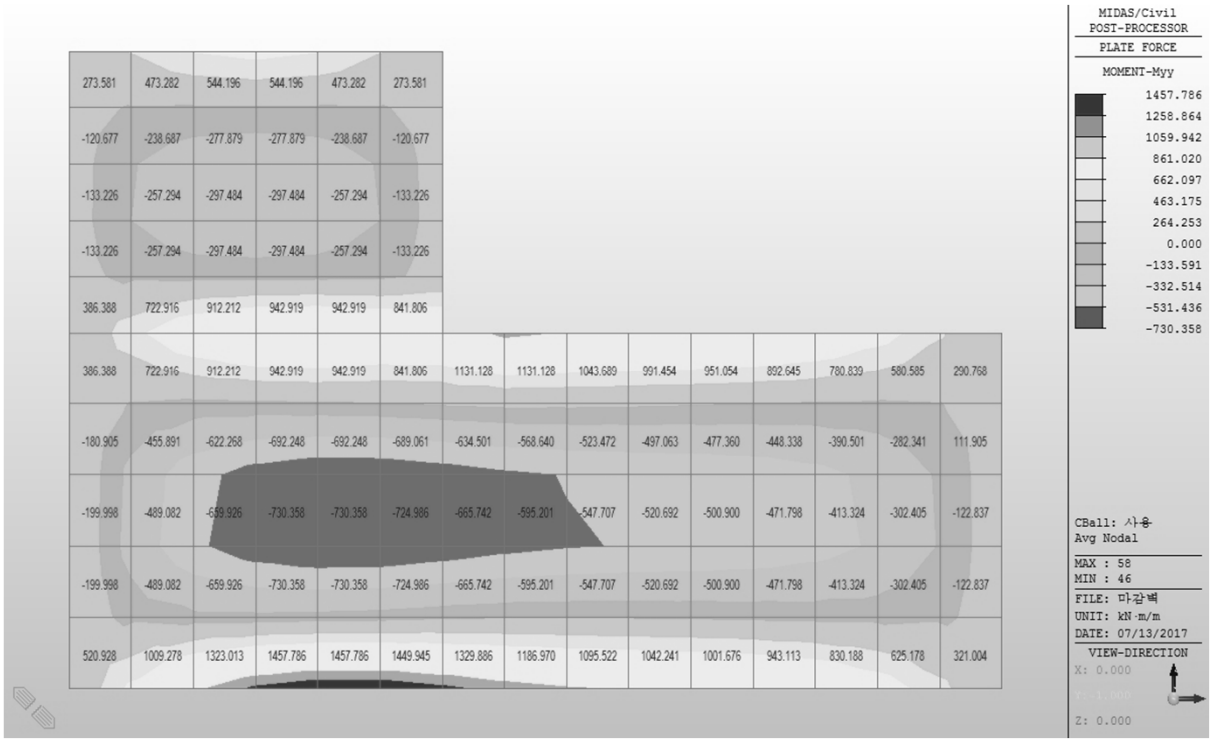
나. 사용하중

- BMD (KN.m)

Mxx



Myy



8. 단면력 정리

※부재 접합부의 강역 : 미고려, 헌치부의 두께 : 미고려에 의한 모멘트값 적용 (단위 : kN, m)

구 분		극한하중	전단력	사용하중	비 고
펌프실	수직지점부(상단)	858.140	654.838	536.337	
	수직중앙부	138.144	286.407	86.340	
	수직지점부(하단)	277.143	202.726	173.215	
	수평중앙부	554.834	318.972	346.771	
	수평지점부	1746.765	1519.510	1091.728	
집수조 우측	수직지점부(상단)	1811.235	1472.701	1132.022	
	수직중앙부	929.134	320.256	580.708	
	수직지점부(하단)	1804.548	1338.684	1127.842	
	수평중앙부	298.700	31.910	186.687	
	수평지점부	1004.156	854.248	627.598	
집수조 좌측	수직지점부(상단)	475.962	1472.701	297.476	
	수직중앙부	766.901	418.490	580.708	
	수직지점부(하단)	1878.075	1370.247	1173.797	
	수평중앙부	667.145	521.855	580.708	
	수평지점부	1736.073	1263.917	195.308	

9. 단면 검토

(1)펌프실 수직지점부(상단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 858.14	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 654.84	kN
단면높이	= 1466.7	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (2865X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 58.7 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1366.67/58.7-1) = 0.0668

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1869.06 ㎟ [p = 0.00122]

(4/3)필요량 = 1869.06 X 4 / 3 = 2492.08 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1366.67 = 4783.35 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1366.67 = 28563.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 19 @ 200 + H 19 @ 200 = 2865.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 2865.00 ㎟ [p = 0.00210]

철근량검토 : 2492.08 < 2865.00 < 28563.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.953 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.953 / 858.14 = 1.52 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3897.114 kN

∴ 654.838 ≤ 779.423 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 175 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1640.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1640.7 / 654.838 = 2.51 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00210 + \sqrt{[\,2 \times 0.0147 + 0.0147^2\,]} = 0.157$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.16 / 3 = 0.948$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 144.491$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 19.1 / 2 = 90$ mm (여기서, d_b = 19)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 319$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 436$ mm

> s = 100.0 mm ∴ O.K

(2)펌프실 수직중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 138.14 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 286.41 kN
단면높이 = 1300.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (1267X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 26.0 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1220/26-1) = 0.1378
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 333.83 ㎟ [p = 0.00027]

(4/3)필요량 = 333.83 X 4 / 3 = 445.11 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1220 = 4270.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1220 = 25498.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 13 @ 200 + H 13 @ 200 = 1267.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1267.00 ㎟ [p = 0.00104]

철근량검토 : 445.11 < 1267.00 < 25498.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 520.795 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 520.795 / 138.144 = 3.77 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 792.413 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3962.066 kN

∴ 286.407 < 792.413 / 2 = 396.207 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00104 + \sqrt{[\,2 \times 0.0073 + 0.0073^2\,]} = 0.114$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.11 / 3 = 0.962$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 58.063$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 12.7 / 2 = 74$ mm (여기서, d_b = 13)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 1172$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 1085$ mm

> s = 100.0 mm ∴ O.K

(3)펌프실 수직지점부(하단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	277.14	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	202.73	kN
단면높이	= 1300.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (2865X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 58.7 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1200/58.7-1) = 0.0583

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 682.66 ㎟ [p = 0.00057]

(4/3)필요량 = 682.66 X 4 / 3 = 910.21 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1200 = 4200.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1200 = 25080.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 19 @ 200 + H 19 @ 200 = 2865.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 2865.00 ㎟ [p = 0.00239]

철근량검토 : 910.21 < 2865.00 < 25080.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1144.599 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1144.599 / 277.143 = 4.13 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3897.114 kN

∴ 202.726 < 779.423 / 2 = 389.712 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00239 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0167 + 0.0167^2\ ]} = 0.167$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.17 / 3 = 0.944$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 53.371$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 19.1 / 2 = 90$ mm (여기서, d_b = 19)

$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc = 1249$ mm

$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ ) = 1180$ mm

> s = 100.0 mm ∴ O.K

(4)펌프실 수평중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 554.83 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 318.97 kN
단면높이 = 1300.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75

c = As·fy/(α·fck·b) = (1986X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 40.7 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1220/40.7-1) = 0.0869

∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1350.62 ㎟ [p = 0.00111]

(4/3)필요량 = 1350.62 X 4 / 3 = 1800.83 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1220 = 4270.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1220 = 25498.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 200 + H 16 @ 200 = 1986.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1986.00 ㎟ [p = 0.00163]

철근량검토 : 1800.83 < 1986.00 < 25498.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 812.106 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 812.106 / 554.834 = 1.46 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 792.413 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3962.066 kN

∴ 318.972 < 792.413 / 2 = 396.207 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00163 + \sqrt{[\,2 \times 0.0114 + 0.0114^2\,]} = 0.14$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.14 / 3 = 0.953$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 150.180$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 15.9 / 2 = 72$ mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 344$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 419$ mm

> s = 100.0 mm ∴ O.K

(5)펌프실 수평지점부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 1746.77 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 1519.51 kN
단면높이 = 1300.0 mm　　φf = 0.85
d' = 100.0 mm　　φs = 0.75

$c = As \cdot fy/(\alpha \cdot fck \cdot b)$ = (6424X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 131.7 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$\varepsilon t = \varepsilon c(d/c-1)$ 에서

$= 0.003 \cdot (d/c-1)$ = 0.003X(1200/131.7-1) = 0.0243

∴ $\varepsilon t \geq 0.005$ 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 4423.38 ㎟ [p = 0.00369]

(4/3)필요량 = 4423.38 X 4 / 3 = 5897.84 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1200 = 4200.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1200 = 25080.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 29 @ 200 + H 29 @ 200 = 6424.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 6424.00 ㎟ [p = 0.00535]

철근량검토 : 4200.00 < 6424.00 < 25080.00 ; O.K

$$\varphi Mn = \varphi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 2498.717 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 2498.717 / 1746.765 = 1.43 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3897.114 kN

∴ 1519.51 > 779.423 : 전단철근 필요

Vs = 1519.51 - 779.423 = 740.087 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1200 = 2078.461 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 411.16 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1640.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1640.7 / 1519.51 = 1.08 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00535 + √ [2 × 0.0375 + 0.0375 ^{2}] = 0.239
j = 1 - k / 3 = 1 - 0 / 3 = 0.92
fs = M / [As · d · j] = 153.936 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 28.6 / 2 = 86 mm (여기서, d_b = 29)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 297 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 409 mm
> s = 100.0 mm ∴ O.K

(6)집수조 우측 수직지점부(상단)

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 1811.24 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 1472.70 kN
단면높이 = 1466.7 mm　　φf = 0.85
d' = 100.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (5067X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 103.9 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1366.67/103.9-1)= 0.0365
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 3999.93 ㎟ [p = 0.00261]

(4/3)필요량 = 3999.93 X 4 / 3 = 5333.24 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1366.67 = 4783.35 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1366.67 = 28563.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 200 + H 25 @ 200 = 5067.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 5067.00 ㎟ [p = 0.00371]

철근량검토 : 4783.35 < 5067.00 < 28563.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 2278.399 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 2278.399 / 1811.235 = 1.26 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3897.114 kN

∴ 1472.701 > 779.423 : 전단철근 필요

Vs = 1472.701 - 779.423 = 693.278 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1200 = 2078.461 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 385.15 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1640.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1640.7 / 1472.701 = 1.11 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00371 + √ [2 × 0.026 + 0.026 ^{2}] = 0.204
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2 / 3 = 0.932
fs = M / [As · d · j] = 175.398 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 231 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 359 mm
> s = 100.0 mm ∴ O.K

(7)집수조 우측 수직중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 929.13 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 320.26 kN
단면높이 = 1300.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75

c = As·fy/(α·fck·b) = (3871X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 79.4 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1220/79.4-1) = 0.0431

∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2276.99 ㎟ [p = 0.00187]

(4/3)필요량 = 2276.99 X 4 / 3 = 3035.99 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1220 = 4270.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1220 = 25498.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 22 @ 200 + H 22 @ 200 = 3871.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3871.00 ㎟ [p = 0.00317]

철근량검토 : 3035.99 < 3871.00 < 25498.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1561.292 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1561.292 / 929.134 = 1.68 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 792.413 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3962.066 kN

∴ 320.256 < 792.413 / 2 = 396.207 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00317 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0222 + 0.0222^2\ ]} = 0.19$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.19 / 3 = 0.937$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 131.231$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 22.2 / 2 = 69$ mm (여기서, $d_b = 22$)

$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc = 428$ mm

$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ ) = 480$ mm

> s = 100.0 mm ∴ O.K

(8)집수조 우측 수직지점부(하단)

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 1804.55 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 1338.68 kN
단면높이 = 1466.7 mm　　φf = 0.85
d' = 100.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (5067X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 103.9 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1366.67/103.9-1)= 0.0365
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 3984.77 ㎟ [p = 0.00260]

(4/3)필요량 = 3984.77 X 4 / 3 = 5313.03 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1366.67 = 4783.35 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1366.67 = 28563.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 200 + H 25 @ 200 = 5067.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 5067.00 ㎟ [p = 0.00371]

철근량검토 : 4783.35 < 5067.00 < 28563.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 2278.399 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 2278.399 / 1804.548 = 1.26 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3897.114 kN

∴ 1338.684 > 779.423 : 전단철근 필요

Vs = 1338.684 - 779.423 = 559.261 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1200 = 2078.461 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 233.03 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 16
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 198.6 X 1.67 = 331.66 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1575.400 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1575.4 / 1338.684 = 1.18 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00371 + √ [2 × 0.026 + 0.026 ^{2}] = 0.204
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2 / 3 = 0.932
fs = M / [As · d · j] = 174.750 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 232 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 361 mm
> s = 100.0 mm ∴ O.K

(9)집수조 우측 수평중앙부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	298.70	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	31.91	kN
단면높이	= 1300.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 80.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (2865X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 58.7 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1220/58.7-1) = 0.0594

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 723.85 ㎟ [p = 0.00059]

(4/3)필요량 = 723.85 X 4 / 3 = 965.13 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1220 = 4270.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1220 = 25498.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 19 @ 200 + H 19 @ 200 = 2865.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 2865.00 ㎟ [p = 0.00235]

철근량검토 : 965.13 < 2865.00 < 25498.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1164.081 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1164.081 / 298.7 = 3.9 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 792.413 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3962.066 kN

∴ 31.91 < 792.413 / 2 = 396.207 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00235 + \sqrt{[\,2 \times 0.0164 + 0.0164^2\,]} = 0.165$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.17 / 3 = 0.945$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 56.519$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 19.1 / 2 = 70$ mm (여기서, d_b = 19)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 1217$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 1115$ mm

> s = 100.0 mm ∴ O.K

(10)집수조 우측 수평지점부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 1004.16	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 854.25	kN
단면높이	= 1300.0	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (6424X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 131.7 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1200/131.7-1) = 0.0243

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2506.80 ㎟ [p = 0.00209]

(4/3)필요량 = 2506.8 X 4 / 3 = 3342.4 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1200 = 4200.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1200 = 25080.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 29 @ 200 + H 29 @ 200 = 6424.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 6424.00 ㎟ [p = 0.00535]

철근량검토 : 3342.40 < 6424.00 < 25080.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 2498.717 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 2498.717 / 1004.156 = 2.49 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck ·B ·D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck ·B ·D = 3897.114 kN

∴ 854.248 > 779.423 : 전단철근 필요

Vs = 854.248 - 779.423 = 74.825 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1200 = 2078.461 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 41.57 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1640.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1640.7 / 854.248 = 1.92 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00535 + √ [2 × 0.0375 + 0.0375 ^{2}] = 0.239
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.24 / 3 = 0.92
fs = M / [As · d · j] = 88.493 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 28.6 / 2 = 86 mm (여기서, d_b = 29)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 676 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 712 mm
> s = 100.0 mm ∴ O.K

(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 475.96 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 1472.70 kN
단면높이 = 1466.7 mm　　φf = 0.85
d' = 100.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (5067X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 103.9 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1366.67/103.9-1)= 0.0365
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1031.09 ㎟ [p = 0.00067]

(4/3)필요량 = 1031.09 X 4 / 3 = 1374.79 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1366.67 = 4783.35 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1366.67 = 28563.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 200 + H 25 @ 200 = 5067.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 5067.00 ㎟ [p = 0.00371]

철근량검토 : 1374.79 < 5067.00 < 28563.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 2278.399 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 2278.399 / 475.962 = 4.79 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3897.114 kN

∴ 1472.701 > 779.423 : 전단철근 필요

Vs = 1472.701 - 779.423 = 693.278 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1200 = 2078.461 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 385.15 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1640.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1640.7 / 1472.701 = 1.11 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00371 + √ [2 × 0.026 + 0.026 ^{2}] = 0.204
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2 / 3 = 0.932
fs = M / [As · d · j] = 46.092 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 1490 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 1367 mm
> s = 100.0 mm ∴ O.K

(12)집수조 좌측 수직중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 766.90 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 418.49 kN
단면높이 = 1300.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75

c = As·fy/(α·fck·b) = (3871X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 79.4 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1220/79.4-1) = 0.0431

∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1873.93 ㎟ [p = 0.00154]

(4/3)필요량 = 1873.93 X 4 / 3 = 2498.57 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1220 = 4270.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1220 = 25498.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 22 @ 200 + H 22 @ 200 = 3871.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3871.00 ㎟ [p = 0.00317]

철근량검토 : 2498.57 < 3871.00 < 25498.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1561.292 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1561.292 / 766.901 = 2.04 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 792.413 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3962.066 kN

∴ 418.49 ≤ 792.413 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 175 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1668.000 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1668 / 418.49 = 3.99 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ 7]
= - 7 × 0.00317 + √ [2 × 0.0222 + 0.0222 ²] = 0.19
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.19 / 3 = 0.937
fs = M / [As · d · j] = 131.231 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 22.2 / 2 = 69 mm (여기서, d_b = 22)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 428 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 480 mm
> s = 100.0 mm ∴ O.K

(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 1878.08 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 1370.25 kN
단면높이 = 1466.7 mm　　φf = 0.85
d' = 100.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (5067X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 103.9 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1366.67/103.9-1)= 0.0365
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 4151.67 ㎟ [p = 0.00271]

(4/3)필요량 = 4151.67 X 4 / 3 = 5535.56 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1366.67 = 4783.35 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1366.67 = 28563.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 200 + H 25 @ 200 = 5067.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 5067.00 ㎟ [p = 0.00371]

철근량검토 : 4783.35 < 5067.00 < 28563.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 2278.399 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 2278.399 / 1878.075 = 1.21 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3897.114 kN

∴ 1370.247 > 779.423 : 전단철근 필요

Vs = 1370.247 - 779.423 = 590.824 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1200 = 2078.461 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 328.24 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1640.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1640.7 / 1370.247 = 1.2 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00371 + √ [2 × 0.026 + 0.026 ^{2}] = 0.204
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2 / 3 = 0.932
fs = M / [As · d · j] = 181.871 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 215 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 346 mm
> s = 100.0 mm ∴ O.K

(14)집수조 좌측 수평중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 100.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 667.15 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 521.86 kN
단면높이 = 1300.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75
c = As·fy/(α·fck·b) = (2865X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 58.7 mm
압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1220/58.7-1) = 0.0594
∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1627.27 ㎟ [p = 0.00133]

(4/3)필요량 = 1627.27 X 4 / 3 = 2169.69 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1220 = 4270.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1220 = 25498.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 19 @ 200 + H 19 @ 200 = 2865.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 2865.00 ㎟ [p = 0.00235]

철근량검토 : 2169.69 < 2865.00 < 25498.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1164.081 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1164.081 / 667.145 = 1.74 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 792.413 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3962.066 kN

∴ 521.855 ≤ 792.413 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 175 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1668.000 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1668 / 521.855 = 3.2 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]

$= -7 \times 0.00235 + \sqrt{[\,2 \times 0.0164 + 0.0164^2\,]} = 0.165$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.17 / 3 = 0.945$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 175.809 MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 19.1 / 2 = 70$ mm (여기서, d_b = 19)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 272$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 358$ mm

> s = 100.0 mm ∴ O.K

(15)집수조 좌측 수평지점부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 1736.07	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 1263.92	kN
단면높이	= 1300.0	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (6424X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 131.7 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1200/131.7-1) = 0.0243

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 4395.38 ㎟ [p = 0.00366]

(4/3)필요량 = 4395.38 X 4 / 3 = 5860.51 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1200 = 4200.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1200 = 25080.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 29 @ 200 + H 29 @ 200 = 6424.0 ㎟ [5 + 5 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 6424.00 ㎟ [p = 0.00535]

철근량검토 : 4200.00 < 6424.00 < 25080.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 2498.717 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 2498.717 / 1736.073 = 1.44 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 779.423 kN
단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 3897.114 kN

∴ 1263.917 > 779.423 : 전단철근 필요

Vs = 1263.917 - 779.423 = 484.494 Kn
1/3 · √fck · B · D = 1/3X√27X1000X1200 = 2078.461 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 600.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 269.16 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 19
간격 = 200.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 286.5 X 1.67 = 478.46 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1640.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1640.7 / 1263.917 = 1.3 : O.K

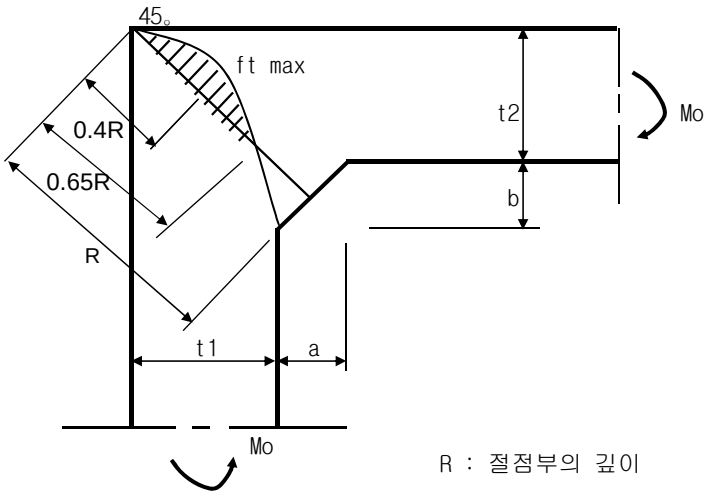
다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = - np + √ [2 np + (np)^2] [∵ n = Es / Ec = 7.2 ≒ **7**]
= - 7 × 0.00535 + √ [2 × 0.0375 + 0.0375 ^{2}] = 0.239
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.24 / 3 = 0.92
fs = M / [As · d · j] = 27.539 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 28.6 / 2 = 86 mm (여기서, d_b = 29)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 2645 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 2288 mm
> s = 100.0 mm ∴ O.K

10. 우 각 부 보 강

1) 벽 체



a = 500 mm

b = 500 mm

t1 = 1300 mm

t2 = 1200 mm

R : 절점부의 깊이

R : 절점부의 깊이

M_0 = 536.337 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck} = 0.675$ MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2 =$ 2122.7 mm

0.65 R = 1379.8 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 536.337 \times 1000 \times 10^3}{2122.7^2 \times 1379.777}$$

= 0.431 MPa < τc 이므로 우각부 보강 필요없음.

2) 하 단

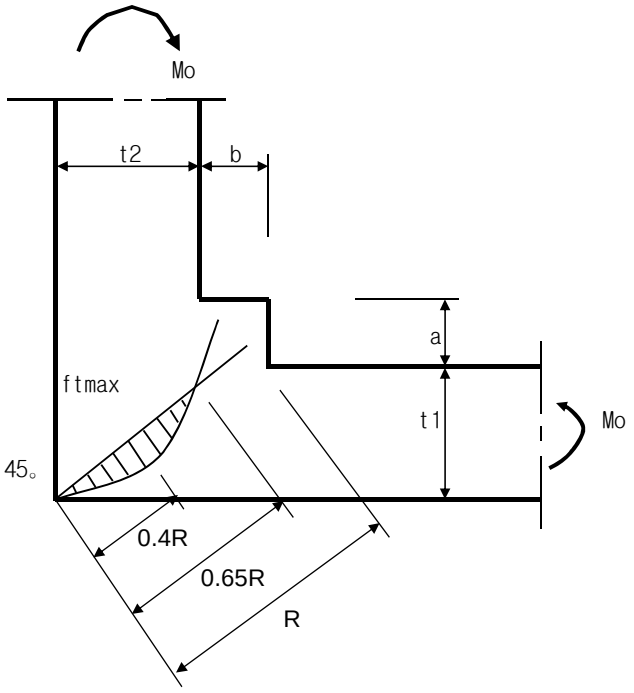
a = 500 mm

b = 500 mm

t1 = 1400 mm

t2 = 1300 mm

R : 절점부의 깊이



M_0 = 1127.842 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck}$ = 0.675 MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2$ = 2264.1 mm

0.65 R = 1471.6 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

$$ftmax = \frac{5\,M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 1127.842 \times 1000 \times 10^3}{2264.051^2 \times 1471.633}$$

= 0.748 MPa > τc 이므로 우각부에 철근으로 보강하여야 한다.

$$Ag = \frac{2\,M_0}{R\ fsa} - \frac{As'}{1}$$

$$= \frac{2 \times 1127.842 \times 10E6}{2264.051 \times 180} - \frac{955}{1}$$

∵ 보강철근 As = 5535.025 - 955.000 = 4580.0 mm²

∵ 사용철근 : H 25 @ 200.0 mm - 2.0 개 = 5067.0 mm²