관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구조 및 수리계산서

- 1구간 · 2구간 - [4/6권]

2021. 04

서울터널주식회사

관리번호

사본번호

서 울 제 물 포 터 널　민 간 투 자 사 업

구조 및 수리계산서Ⅳ

2015. 12

서울터널주식회사

전 체 목 차

Ⅰ권

Ⅰ 지하차도공

제1장 시점측 지하차도

제2장 시점측 영업소

Ⅱ권

제3장 RAMP A

Ⅲ권

제4장 RAMP B

Ⅳ권

제5장 RAMP C

Ⅴ권

제6장 RAMP D

제7장 중점검토사항

Ⅵ권

Ⅱ 교량공

제1장 신당보도육교

제2장 신강고가차도교

Ⅲ 수리계산서

제1장 집수정 용량 계산서

제2장 초기우수처리시설 용량 계산서

제3장 교량 배수시설 계산서

제4장 노면 배수 수리계산서

Ⅳ 방수문 계산서

제1장 방수문 계산서

목 차

Ⅰ 지하차도공

제5장 RAMP C

1. U-TYPE

U1 ····· 5

U2 ····· 91

U3 ····· 167

U4 ····· 239

U5 ····· 311

U6 ····· 387

접속슬래브 ····· 465

2. BOX

B1 ····· 475

B2 ····· 619

B3 ····· 759

B4 ····· 893

3. 집수정

집수정 본체 ····· 1041

집수정 거더 ····· 1113

4. 집수정 마감벽 ····· 1133

5. 내부계단 및 월류벽 ····· 1161

6. 가압장 ····· 1169

7. 샤프트 ····· 1325

8. 자립식 옹벽 ····· 1347

9. 공동구 받침

공동구 받침 ····· 1363

하수박스 받침 ····· 1383

10. 방수문 ····· 1403

방수문 본체 ····· 1405

방수문 마감벽 ····· 1507

11. 변압실 및 예비발전기실 ····· 1609

변압실 및 예비발전기실 본체 ····· 1611

변압실 및 예비발전기실 마감벽 ····· 1675

제 5 장 RAMP-C

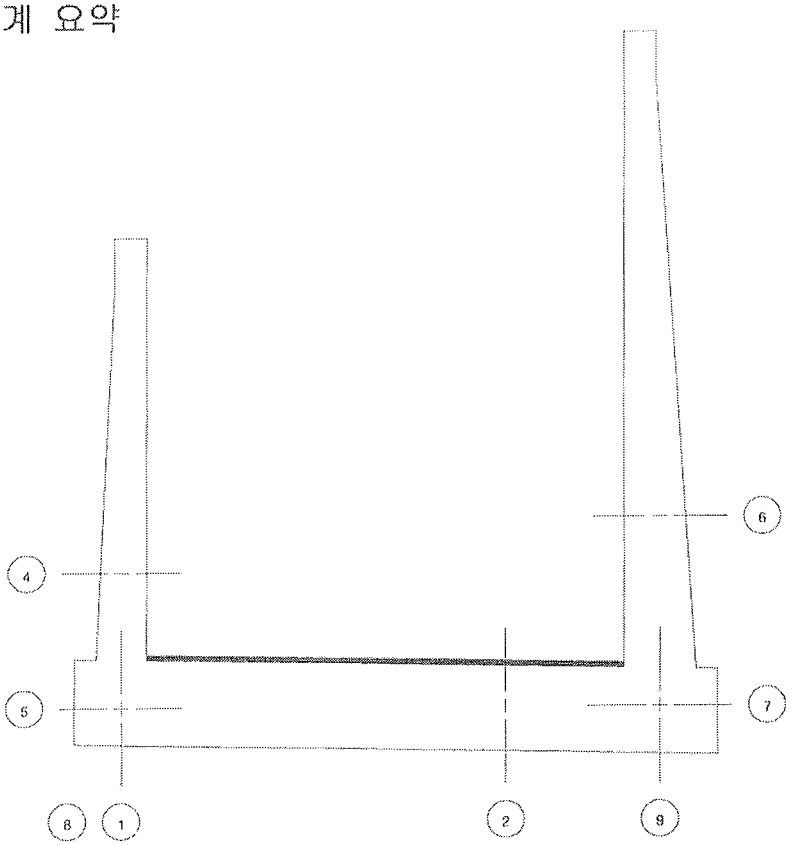
5.1 U-TYPE

U1

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
21. 안정검토

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	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	977.00	1843.80	2668.73	H29 - 8.0EA	5139.20	1.89
		중앙부(상면)	2	1000	1120	139.88	597.54	368.40	H16 - 8.0EA	1588.80	4.27
		중앙부(하면)	2	1000	1100	1723.14	1843.80	4789.02	H29 - 8.0EA	5139.20	1.07
		우측	3	1000	1069	2366.43	2817.91	6898.10	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.19
		우측(배수구단면)	3	1000	986	2075.51	2300.21	7433.4	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.11
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	535	383.80	634.33	2190.12	H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	3715.60	1.65
		하부	5	1000	600	822.94	970.14	4302.95	H29 - 8.0EA	5139.20	1.18
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	727	971.20	1435.70	4136.42	H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	6285.20	1.48
		하부	7	1000	869	2249.51	2252.42	8304.17	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.00
부상방지턱		좌측	8	1000	1120	42.32	300.64	111.23	H16 - 4.0EA	794.40	7.10
		우측	9	1000	1120	98.39	300.64	258.89	H16 - 4.0EA	794.40	3.06

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	1972.0	1986.0	O.K	1479.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1275.3	1986.0	O.K	956.5	1986.0	O.K
		하부	5	1363.6	1986.0	O.K	1022.7	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1726.2	1986.0	O.K	1294.7	1986.0	O.K
		하부	7	1800.0	1986.0	O.K	1447.1	1986.0	O.K
부상 방지턱		좌측	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	9	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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	714.5	202.6	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	459.2	1011.27	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	694.4	440.2	965.31	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	3	575.5	471.2	799.99	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	347.2	218.7	482.61	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	389.7	282.3	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	471.9	393.0	656.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	564.5	537.2	784.73	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
부상 방지턱		좌측	8	727.5	139.4	727.46	-	-	-	-	-	O.K
		우측	9	727.5	245.6	727.46	-	-	-	-	-	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
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H29 - 8.0EA	125	468.888	O.K	3.75
		중앙부 (상면)	2	1120	H16 - 8.0EA	125	448.338	O.K	3.59
		중앙부 (하면)	2	1100	H29 - 8.0EA	125	212.415	O.K	1.70
		우측	3	1069	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	222.679	O.K	1.78
		우측(배수 구단면)	3	986	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	209.400	O.K	1.68
좌측벽체	1층	중앙부	4	535	H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	385.450	O.K	3.08
		하부	5	600	H29 - 8.0EA	125	215.329	O.K	1.72
우측벽체	1층	중앙부	6	727	H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	320.943	O.K	2.57
		하부	7	869	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	153.653	O.K	1.23
부상방지턱		좌측	8	1120	H16 - 4.0EA	250	2010.546	O.K	8.04
		우측	9	1120	H16 - 4.0EA	250	898.901	O.K	3.60

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 5.919M(좌) , 8.972M(우), 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) = 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)

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°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

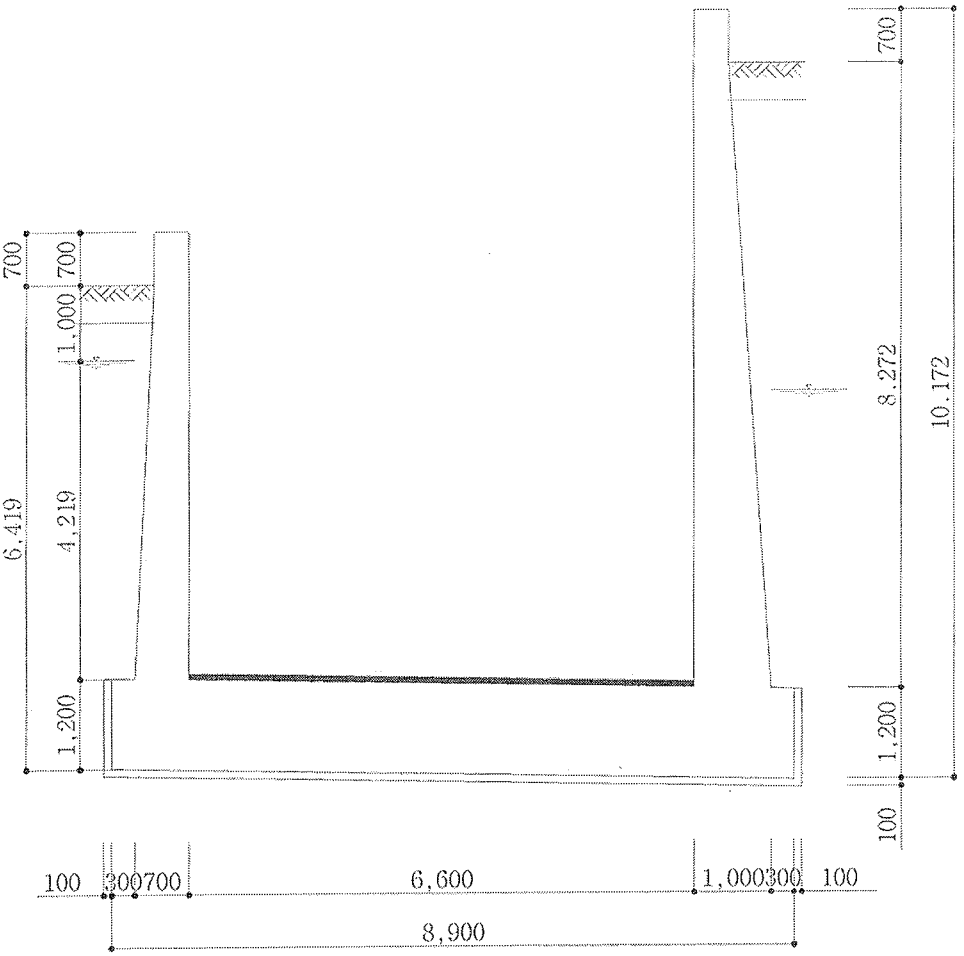
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
4,219
6,419
1,200
700
8,272
10,172
1,200
100
100
300
700
6,600
1,000
300
100
8,900

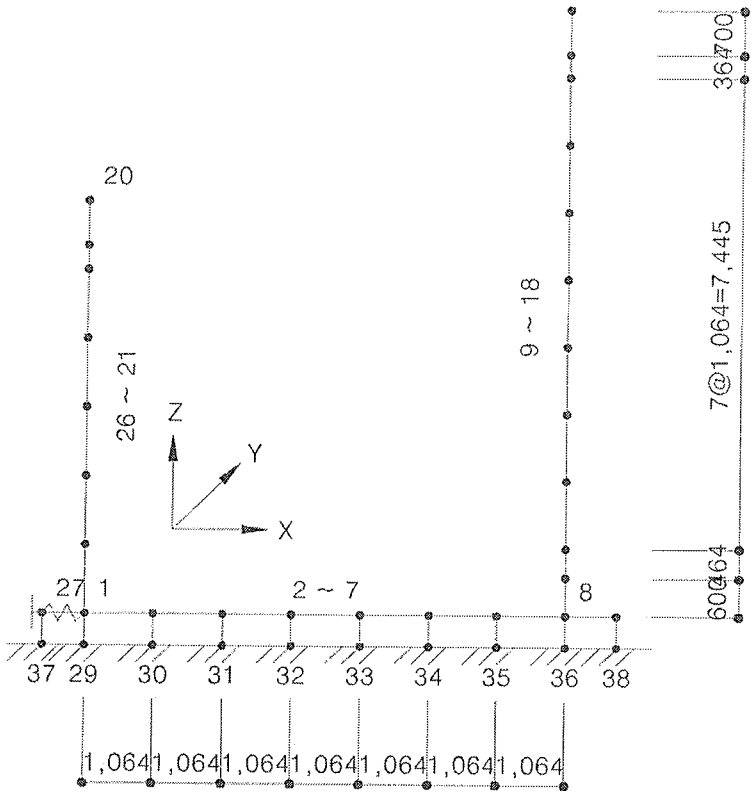
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

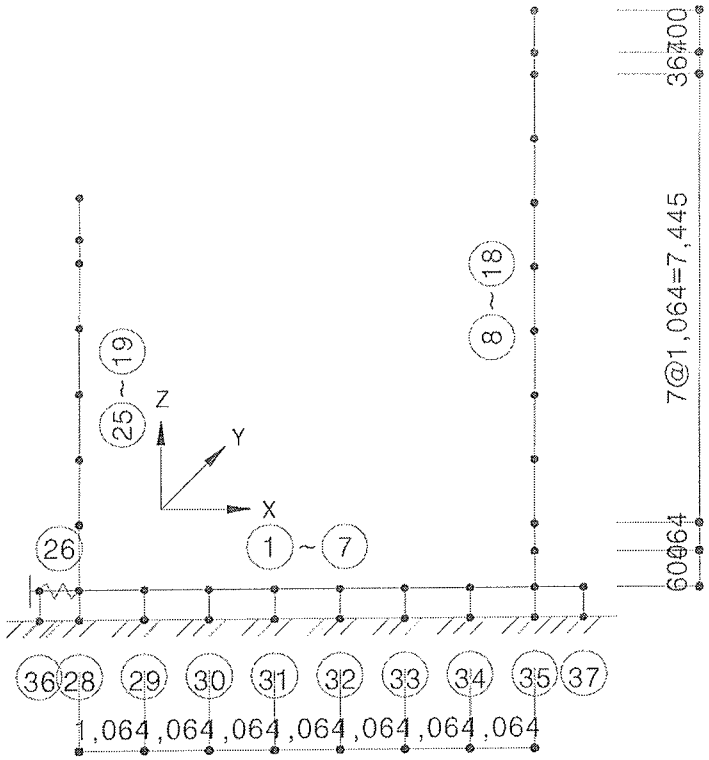
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재상도



2) 단면제원

NO	A (m²)		I (m⁴)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~7,26~27
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	8

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.974 × 1.000	= 0.974	0.07712	10
4	0.904 × 1.000	= 0.904	0.06152	11
5	0.833 × 1.000	= 0.833	0.04818	12
6	0.762 × 1.000	= 0.762	0.03692	13
7	0.692 × 1.000	= 0.692	0.02757	14
8	0.621 × 1.000	= 0.621	0.01995	15
9	0.550 × 1.000	= 0.550	0.01388	16
10	0.479 × 1.000	= 0.479	0.00919	17
11	0.455 × 1.000	= 0.455	0.00787	18
12	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	20
13	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00779	21
14	0.472 × 1.000	= 0.472	0.00878	22
15	0.524 × 1.000	= 0.524	0.01202	23
16	0.576 × 1.000	= 0.576	0.01596	24
17	0.628 × 1.000	= 0.628	0.02069	25
18	0.681 × 1.000	= 0.681	0.02626	26
19	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	

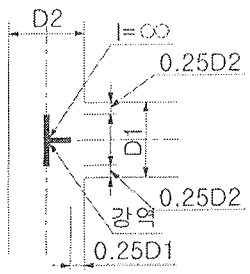
NO	Section(Tapper)	부 재
20	SEC 2 ~ 3	9
21	SEC 3 ~ 4	10
22	SEC 4 ~ 5	11
23	SEC 5 ~ 6	12
24	SEC 6 ~ 7	13
25	SEC 7 ~ 8	14
26	SEC 8 ~ 9	15
27	SEC 9 ~ 10	16
28	SEC 10 ~ 11	17
29	SEC 11 ~ 12	18
30	SEC 12 ~ 13	19
31	SEC 13 ~ 14	20
32	SEC 14 ~ 15	21
33	SEC 15 ~ 16	22
34	SEC 16 ~ 17	23
35	SEC 17 ~ 18	24
36	SEC 18 ~ 19	25

3) 단면좌표

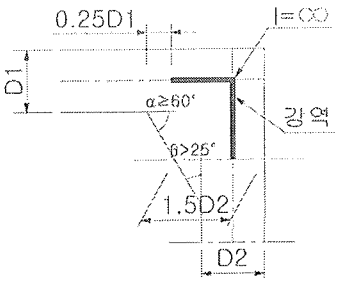
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.650	0.500	20	0.650	7.019
2	1.714	0.500	21	0.650	6.319
3	2.779	0.500	22	0.650	5.933
4	3.843	0.500	23	0.650	4.846
5	4.907	0.500	24	0.650	3.760
6	5.971	0.500	25	0.650	2.673
7	7.036	0.500	26	0.650	1.587
8	8.100	0.500	27	0.000	0.500
9	8.100	1.100	28	8.900	0.500
10	8.100	1.564	29	0.650	0.000
11	8.100	2.627	30	1.714	0.000
12	8.100	3.691	31	2.779	0.000
13	8.100	4.754	32	3.843	0.000
14	8.100	5.818	33	4.907	0.000
15	8.100	6.881	34	5.971	0.000
16	8.100	7.945	35	7.036	0.000
17	8.100	9.008	36	8.100	0.000
18	8.100	9.372	37	0.000	0.000
19	8.100	10.072	38	8.900	0.000

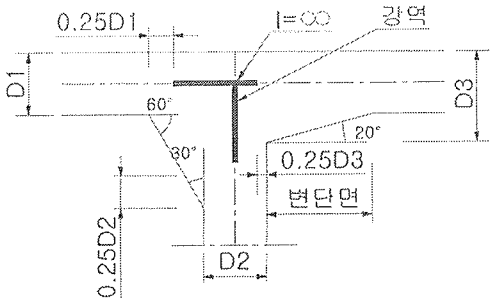
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 1200 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 700 = 425 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

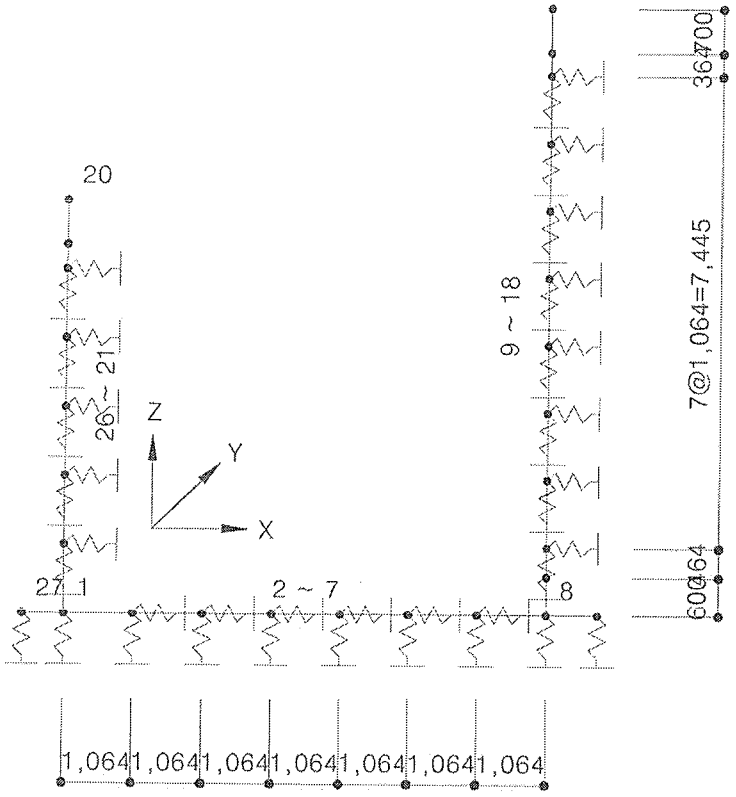
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

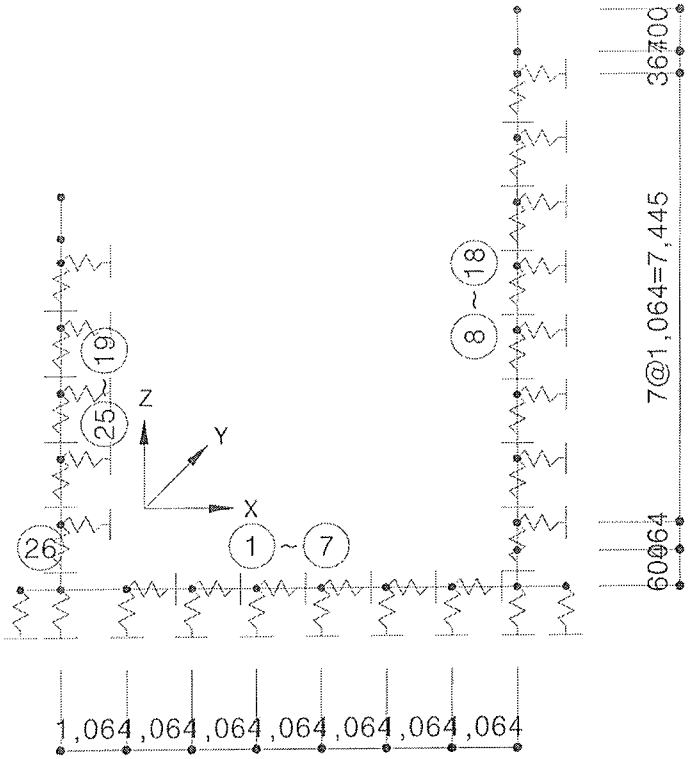
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1~7,26~27
2	1.000 × 1.000 = 1.000	0.08333	8

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
3	0.974 × 1.000 = 0.974	0.07712	10
4	0.904 × 1.000 = 0.904	0.06152	11
5	0.833 × 1.000 = 0.833	0.04818	12
6	0.762 × 1.000 = 0.762	0.03692	13
7	0.692 × 1.000 = 0.692	0.02757	14
8	0.621 × 1.000 = 0.621	0.01995	15
9	0.550 × 1.000 = 0.550	0.01388	16
10	0.479 × 1.000 = 0.479	0.00919	17
11	0.455 × 1.000 = 0.455	0.00787	18
12	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	20
13	0.454 × 1.000 = 0.454	0.00779	21
14	0.472 × 1.000 = 0.472	0.00878	22
15	0.524 × 1.000 = 0.524	0.01202	23
16	0.576 × 1.000 = 0.576	0.01596	24
17	0.628 × 1.000 = 0.628	0.02069	25
18	0.681 × 1.000 = 0.681	0.02626	26
19	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	

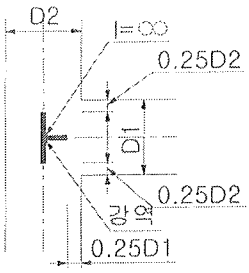
NO	Section(Tapper)	부 재
20	SEC 2 ~ 3	9
21	SEC 3 ~ 4	10
22	SEC 4 ~ 5	11
23	SEC 5 ~ 6	12
24	SEC 6 ~ 7	13
25	SEC 7 ~ 8	14
26	SEC 8 ~ 9	15
27	SEC 9 ~ 10	16
28	SEC 10 ~ 11	17
29	SEC 11 ~ 12	18
30	SEC 12 ~ 13	19
31	SEC 13 ~ 14	20
32	SEC 14 ~ 15	21
33	SEC 15 ~ 16	22
34	SEC 16 ~ 17	23
35	SEC 17 ~ 18	24
36	SEC 18 ~ 19	25

3) 단면좌표

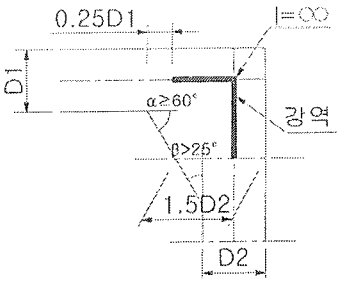
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.650	0.000	15	8.100	6.381
2	1.714	0.000	16	8.100	7.445
3	2.779	0.000	17	8.100	8.508
4	3.843	0.000	18	8.100	8.872
5	4.907	0.000	19	8.100	9.572
6	5.971	0.000	20	0.650	6.519
7	7.036	0.000	21	0.650	5.819
8	8.100	0.000	22	0.650	5.433
9	8.100	0.600	23	0.650	4.346
10	8.100	1.064	24	0.650	3.260
11	8.100	2.127	25	0.650	2.173
12	8.100	3.191	26	0.650	1.087
13	8.100	4.254	27	0.000	0.000
14	8.100	5.318	28	8.900	0.000

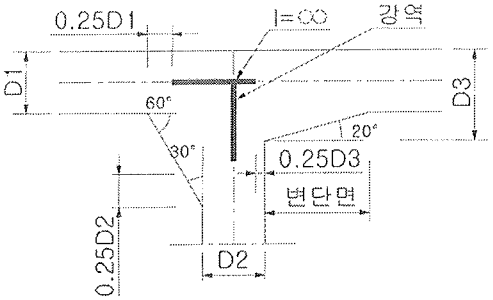
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 1200 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 700 = 425 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

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 = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(8.900 × 8.900) = 8.90 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (8.900 / 0.3)$^{-3/4}$ = 2360.04 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.064/2) = 2023 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 2512 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.064/2 + 0.800/2) = 2200 kN/m	8
Kv4	Kv x (0.000/2 + 0.325/2) = 384 kN/m	27
Kv5	Kv x (0.400/2 + 0.000/2) = 472 kN/m	28
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 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 = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(8.900 × 8.900) = 8.900 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (8.900 / 0.3) $^{-3/4}$ = 4720.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4720.080 = 1573.36 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(6.419 ×9.472) = 7.797 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (7.797 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5212.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 5212.51 = 1737.50 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(6.419 ×9.472) = 7.797 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (7.797 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5212.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 5212.51 = 1737.50 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(6.419 ×9.472) = 7.797 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (7.797 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5212.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 5212.51 = 1737.50 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.064/2 + 1.064/2) = 5546 kN/m	10~17
Kss1	Kss x (1.064/2 + 1.064/2) = 1849 kN/m	
Kh2	Kh x (1.087/2 + 1.087/2) = 5666 kN/m	22~26
Kss2	Kss x (1.087/2 + 1.087/2) = 1889 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 5024 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.064/2 + 1.064/2) = 1675 kN/m	
Kv2	Kv x (0.000/2 + 0.325/2) = 767 kN/m	27
Ksb2	Ksb x (0.000/2 + 0.325/2) = 256 kN/m	
Kv3	Kv x (0.400/2 + 0.000/2) = 944 kN/m	28
Ksb3	Ksb x (0.400/2 + 0.000/2) = 315 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.064/2) = 4046 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.087/2 + 1.087/2) = 5666 kN/m	
Kv2	Kv x (1.064/2 + 0.800/2) = 4400 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.087/2 + 1.087/2) = 5666 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)-좌측

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 토사	: 4.719 × 19.00	=	89.661	kN/m²
	∴ Total We1	=	101.161	kN/m²

② 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)-우측

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 토사	: 7.772 × 19.00	=	147.668	kN/m²
	∴ Total We1	=	159.168	kN/m²

③ 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)-좌측

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 4.219 × 10.00	=	42.190	kN/m²
	∴ Total We2	=	63.190	kN/m²

④ 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)-우측

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 3.823 × 19.00	=	72.637	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.949 × 10.00	=	39.490	kN/m²
	∴ Total We2	=	123.627	kN/m²

3) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.387 × 23.000 × 0.500 = 4.445 kN/m²

Wh2 = 4.445 + 0.114 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.973 × 19.000 × 0.500 = 14.993 kN/m²

Wh4 = 14.993 + 1.087 × 19.000 × 0.500 = 25.315 kN/m²

Wh5 = 25.315 + 1.087 × 19.000 × 0.500 = 35.637 kN/m²

Wh6 = 35.637 + 1.087 × 19.000 × 0.500 = 45.959 kN/m²

Wh7 = 45.959 + 1.087 × 19.000 × 0.500 = 56.281 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.364 × 23.000 × 0.500 = 4.181 kN/m²

Wh2 = 4.181 + 0.136 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.927 × 19.000 × 0.500 = 14.557 kN/m²

Wh4 = 14.557 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 24.662 kN/m²

Wh5 = 24.662 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 34.766 kN/m²

Wh6 = 34.766 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 44.870 kN/m²

Wh7 = 44.870 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 54.974 kN/m²

Wh8 = 54.974 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 65.078 kN/m²

Wh9 = 65.078 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 75.183 kN/m²

Wh10 = 75.183 + 0.464 × 19.000 × 0.500 = 79.587 kN/m²

Wh11 = 79.587 + 0.600 × 19.000 × 0.500 = 85.287 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.387 × 23.000 × 0.500 = 4.445 kN/m²

Wh2 = 4.445 + 0.114 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 10.500 kN/m²

Wh4 = 10.500 + 0.473 × 10.000 × 0.500 = 12.865 kN/m²

Wh5 = 12.865 + 1.087 × 10.000 × 0.500 = 18.297 kN/m²

Wh6 = 18.297 + 1.087 × 10.000 × 0.500 = 23.730 kN/m²

Wh7 = 23.730 + 1.087 × 10.000 × 0.500 = 29.163 kN/m²

Wh8 = 29.163 + 1.087 × 10.000 × 0.500 = 34.595 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.364 × 23.000 × 0.500 = 4.181 kN/m²

Wh2 = 4.181 + 0.136 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.927 × 19.000 × 0.500 = 14.557 kN/m²

Wh4 = 14.557 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 24.662 kN/m²

Wh5 = 24.662 + 1.064 × 19.000 × 0.500 = 34.766 kN/m²

Wh6 = 34.766 + 0.769 × 19.000 × 0.500 = 42.069 kN/m²

Wh7 = 42.069 + 0.295 × 10.000 × 0.500 = 43.543 kN/m²

Wh8 = 43.543 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 48.861 kN/m²

Wh9 = 48.861 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 54.179 kN/m²

Wh10 = 54.179 + 1.064 × 10.000 × 0.500 = 59.497 kN/m²

Wh11 = 59.497 + 0.464 × 10.000 × 0.500 = 61.815 kN/m²

Wh12 = 61.815 + 0.600 × 10.000 × 0.500 = 64.815 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.473 × 10.000 = 4.730 kN/m²

Ww2 = 4.730 + 1.087 × 10.000 = 15.595 kN/m²

Ww3 = 15.595 + 1.087 × 10.000 = 26.460 kN/m²

Ww4 = 26.460 + 1.087 × 10.000 = 37.325 kN/m²

Ww5 = 37.325 + 1.087 × 10.000 = 48.190 kN/m²

- 우측 벽체

Ww6 = 0.295 × 10.000 = 2.948 kN/m²

Ww7 = 2.948 + 1.064 × 10.000 = 13.583 kN/m²

Ww8 = 13.583 + 1.064 × 10.000 = 24.219 kN/m²

Ww9 = 24.219 + 1.064 × 10.000 = 34.854 kN/m²

Ww10 = 34.854 + 0.464 × 10.000 = 39.490 kN/m²

Ww11 = 39.490 + 0.600 × 10.000 = 45.490 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww12 = (6.419 - 1.000) × 10.000 = 54.190 kN/m²

③ 부상방지턱에 작용하는 하중

- Ww13 = (5.219 - 1.000) × 10.000 = 42.190 kN/m²

- Ww14 = (8.272 - 4.323) × 10.000 = 39.490 kN/m²

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$

- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$

- $$\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\ C$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	2.742°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.455

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	2.742°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.391

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.387 × 23.000 × 0.455 = 4.045 kN/m²

Wh2 = 4.045 + 0.114 × 23.000 × 0.455 = 5.232 kN/m²

Wh3 = 5.232 + 0.973 × 19.000 × 0.455 = 13.644 kN/m²

Wh4 = 13.644 + 1.087 × 19.000 × 0.455 = 23.037 kN/m²

Wh5 = 23.037 + 1.087 × 19.000 × 0.455 = 32.430 kN/m²

Wh6 = 32.430 + 1.087 × 19.000 × 0.455 = 41.822 kN/m²

Wh7 = 41.822 + 1.087 × 19.000 × 0.455 = 51.215 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.364 × 23.000 × 0.455 = 3.805 kN/m²

Wh2 = 3.805 + 0.136 × 23.000 × 0.455 = 5.232 kN/m²

Wh3 = 5.232 + 0.927 × 19.000 × 0.455 = 13.247 kN/m²

Wh4 = 13.247 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 22.442 kN/m²

Wh5 = 22.442 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 31.637 kN/m²

Wh6 = 31.637 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 40.832 kN/m²

Wh7 = 40.832 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 50.027 kN/m²

Wh8 = 50.027 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 59.221 kN/m²

Wh9 = 59.221 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 68.416 kN/m²

Wh10 = 68.416 + 0.464 × 19.000 × 0.455 = 72.424 kN/m²

Wh11 = 72.424 + 0.600 × 19.000 × 0.455 = 77.611 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.387 × 23.000 × 0.391 = 3.476 kN/m²

Wh2 = 3.476 + 0.114 × 23.000 × 0.391 = 4.497 kN/m²

Wh3 = 4.497 + 0.973 × 19.000 × 0.391 = 11.725 kN/m²

Wh4 = 11.725 + 1.087 × 19.000 × 0.391 = 19.797 kN/m²

Wh5 = 19.797 + 1.087 × 19.000 × 0.391 = 27.868 kN/m²

Wh6 = 27.868 + 1.087 × 19.000 × 0.391 = 35.940 kN/m²

Wh7 = 35.940 + 1.087 × 19.000 × 0.391 = 44.011 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.364 × 23.000 × 0.391 = 3.270 kN/m²

Wh2 = 3.270 + 0.136 × 23.000 × 0.391 = 4.497 kN/m²

Wh3 = 4.497 + 0.927 × 19.000 × 0.391 = 11.384 kN/m²

Wh4 = 11.384 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 19.285 kN/m²

Wh5 = 19.285 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 27.187 kN/m²

Wh6 = 27.187 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 35.088 kN/m²

Wh7 = 35.088 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 42.990 kN/m²

Wh8 = 42.990 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 50.891 kN/m²

Wh9 = 50.891 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 58.793 kN/m²

Wh10 = 58.793 + 0.464 × 19.000 × 0.391 = 62.237 kN/m²

Wh11 = 62.237 + 0.600 × 19.000 × 0.391 = 66.694 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.387 × 23.000 × 0.455 = 4.045 kN/m²

Wh2 = 4.045 + 0.114 × 23.000 × 0.455 = 5.232 kN/m²

Wh3 = 5.232 + 0.500 × 19.000 × 0.455 = 9.555 kN/m²

Wh4 = 9.555 + 0.473 × 10.000 × 0.455 = 11.707 kN/m²

Wh5 = 11.707 + 1.087 × 10.000 × 0.455 = 16.651 kN/m²

Wh6 = 16.651 + 1.087 × 10.000 × 0.455 = 21.594 kN/m²

Wh7 = 21.594 + 1.087 × 10.000 × 0.455 = 26.538 kN/m²

Wh8 = 26.538 + 1.087 × 10.000 × 0.455 = 31.481 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.364 × 23.000 × 0.455 = 3.805 kN/m²

Wh2 = 3.805 + 0.136 × 23.000 × 0.455 = 5.232 kN/m²

Wh3 = 5.232 + 0.927 × 19.000 × 0.455 = 13.247 kN/m²

Wh4 = 13.247 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 22.442 kN/m²

Wh5 = 22.442 + 1.064 × 19.000 × 0.455 = 31.637 kN/m²

Wh6 = 31.637 + 0.769 × 19.000 × 0.455 = 38.283 kN/m²

Wh7 = 38.283 + 0.295 × 10.000 × 0.455 = 39.625 kN/m²

Wh8 = 39.625 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 44.464 kN/m²

Wh9 = 44.464 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 49.303 kN/m²

Wh10 = 49.303 + 1.064 × 10.000 × 0.455 = 54.143 kN/m²

Wh11 = 54.143 + 0.464 × 10.000 × 0.455 = 56.252 kN/m²

Wh12 = 56.252 + 0.600 × 10.000 × 0.455 = 58.982 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.387 × 23.000 × 0.391 = 3.476 kN/m²

Wh2 = 3.476 + 0.114 × 23.000 × 0.391 = 4.497 kN/m²

Wh3 = 4.497 + 0.500 × 19.000 × 0.391 = 8.211 kN/m²

Wh4 = 8.211 + 0.473 × 10.000 × 0.391 = 10.060 kN/m²

Wh5 = 10.060 + 1.087 × 10.000 × 0.391 = 14.309 kN/m²

Wh6 = 14.309 + 1.087 × 10.000 × 0.391 = 18.557 kN/m²

Wh7 = 18.557 + 1.087 × 10.000 × 0.391 = 22.805 kN/m²

Wh8 = 22.805 + 1.087 × 10.000 × 0.391 = 27.053 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.364 × 23.000 × 0.391 = 3.270 kN/m²

Wh2 = 3.270 + 0.136 × 23.000 × 0.391 = 4.497 kN/m²

Wh3 = 4.497 + 0.927 × 19.000 × 0.391 = 11.384 kN/m²

Wh4 = 11.384 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 19.285 kN/m²

Wh5 = 19.285 + 1.064 × 19.000 × 0.391 = 27.187 kN/m²

Wh6 = 27.187 + 0.769 × 19.000 × 0.391 = 32.898 kN/m²

Wh7 = 32.898 + 0.295 × 10.000 × 0.391 = 34.051 kN/m²

Wh8 = 34.051 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 38.210 kN/m²

Wh9 = 38.210 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 42.368 kN/m²

Wh10 = 42.368 + 1.064 × 10.000 × 0.391 = 46.527 kN/m²

Wh11 = 46.527 + 0.464 × 10.000 × 0.391 = 48.340 kN/m²

Wh12 = 48.340 + 0.600 × 10.000 × 0.391 = 50.686 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × γcon'c × KH

① 하부슬래브

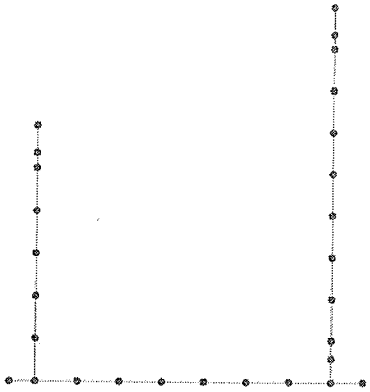
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.063 = 1.890	fb = 1.200×25.000×0.154 = 4.620

② 측벽

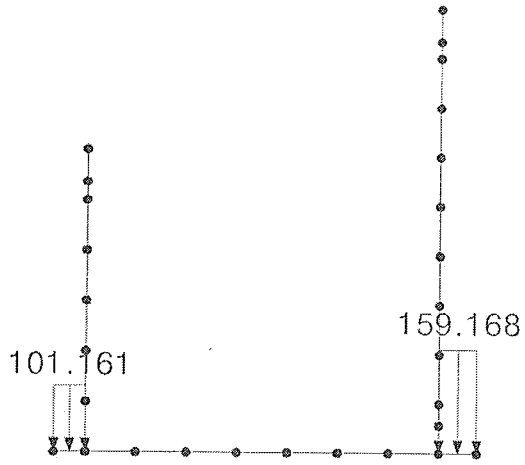
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.474×25.000×0.063 = 0.747	f3 = 0.474×25.000×0.154 = 1.826
f4 = 0.545×25.000×0.063 = 0.858	f4 = 0.545×25.000×0.154 = 2.098
f5 = 0.616×25.000×0.063 = 0.970	f5 = 0.616×25.000×0.154 = 2.370
f6 = 0.686×25.000×0.063 = 1.081	f6 = 0.686×25.000×0.154 = 2.642
f7 = 0.757×25.000×0.063 = 1.192	f7 = 0.757×25.000×0.154 = 2.915
f8 = 0.828×25.000×0.063 = 1.304	f8 = 0.828×25.000×0.154 = 3.187
f9 = 0.898×25.000×0.063 = 1.415	f9 = 0.898×25.000×0.154 = 3.459
f10 = 0.969×25.000×0.063 = 1.526	f10 = 0.969×25.000×0.154 = 3.731
f11 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f11 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f12 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f12 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

10. 하 중 재 하 (상시)

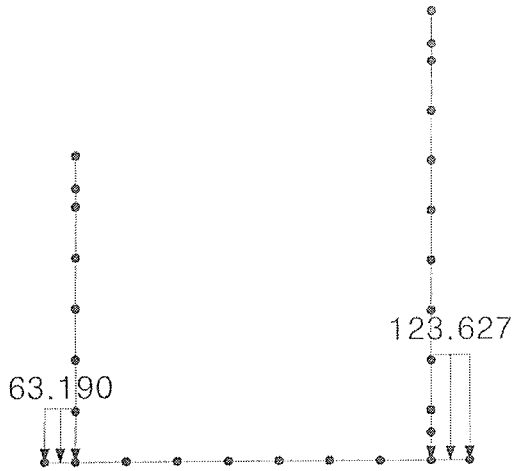
1) CASE1 - 구체자중(SW)



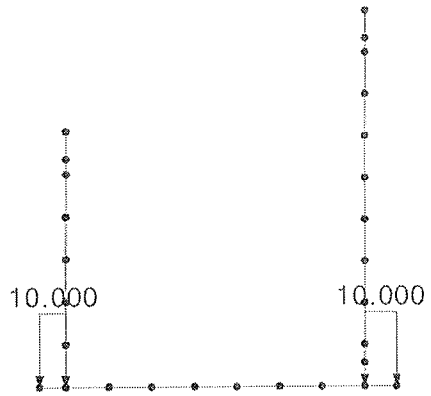
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



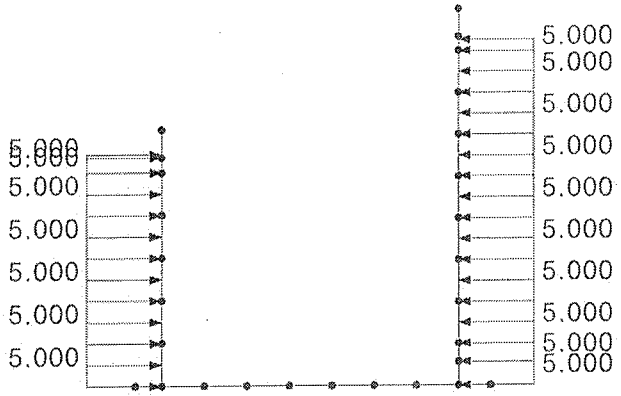
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



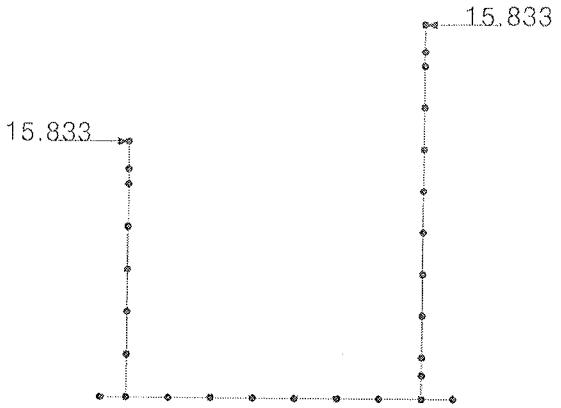
4) CASE4 - 상재활하중(LIVEA)



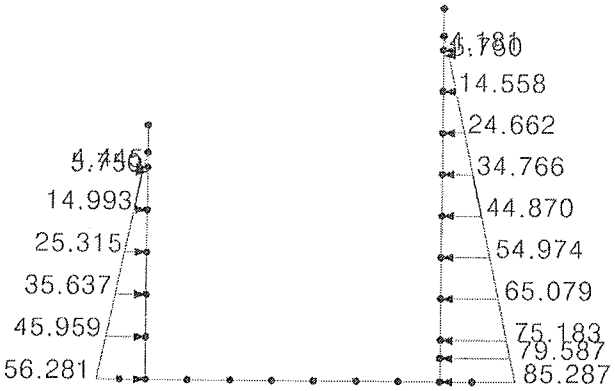
5) CASE5 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



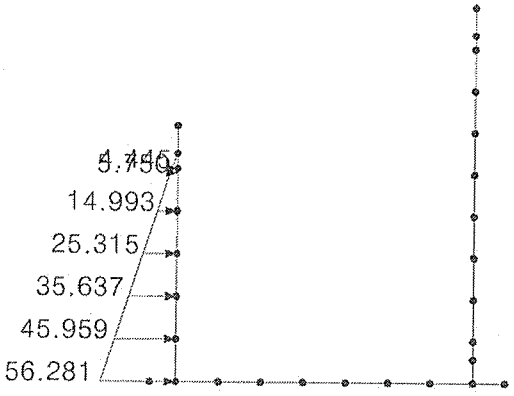
6) CASE6 - 충돌하중(CL)



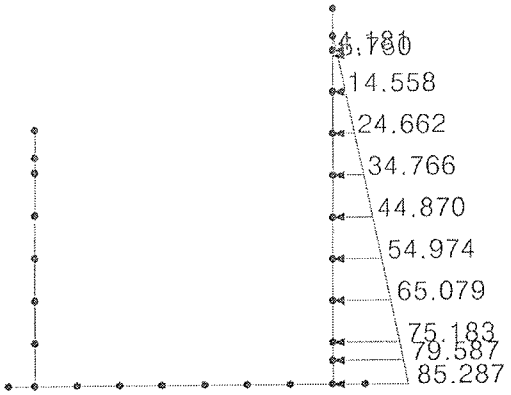
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



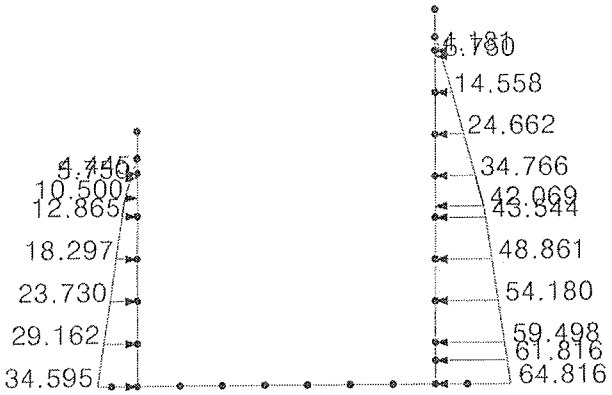
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



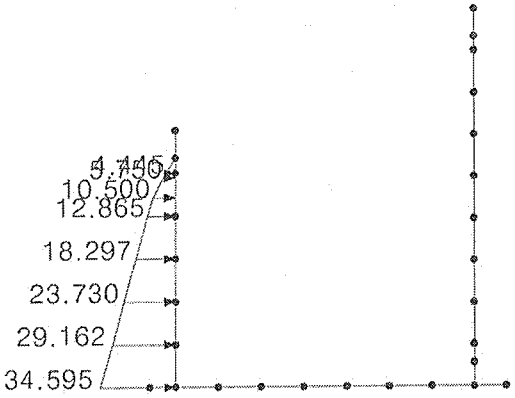
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



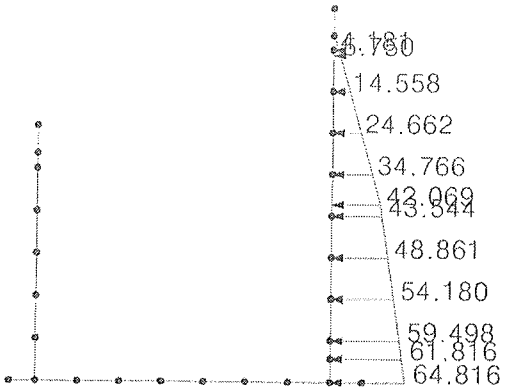
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



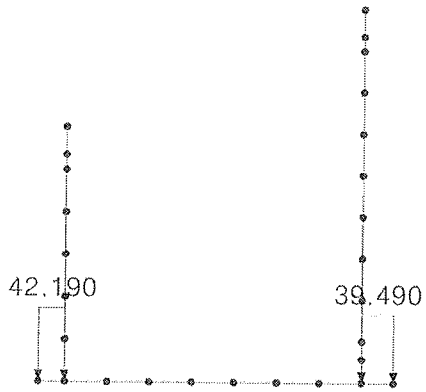
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



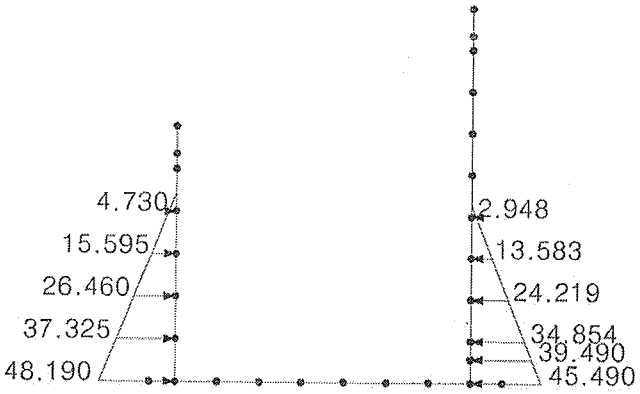
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



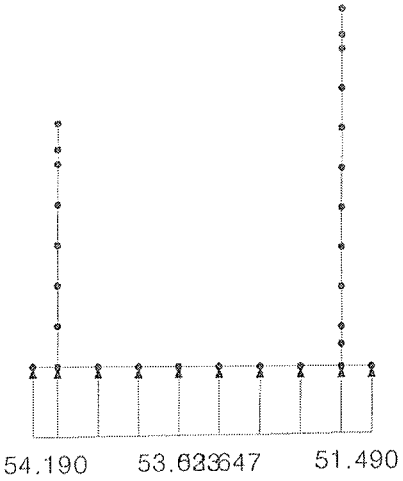
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



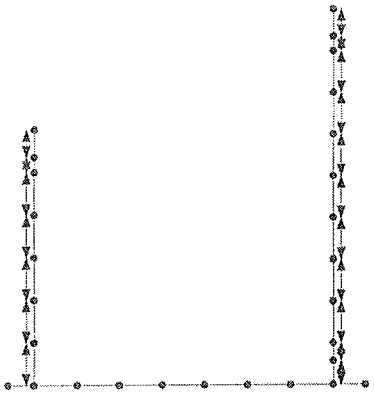
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

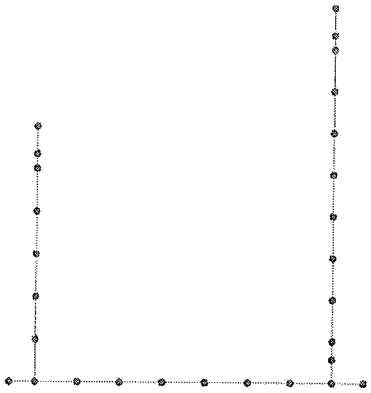


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

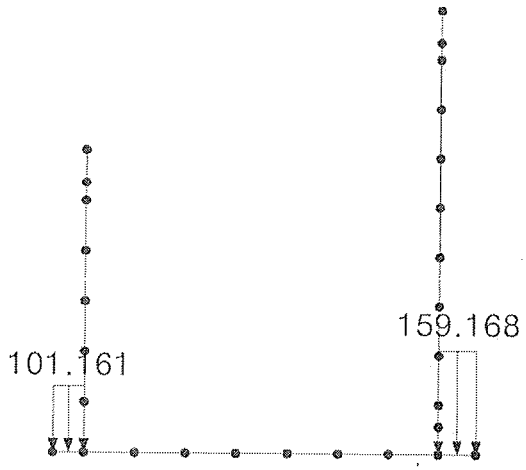


11. 하중 재하 (기능수행)

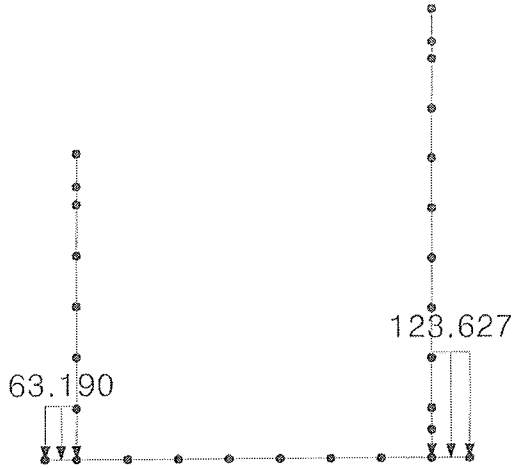
1) CASE1 - 구체자중(SW)



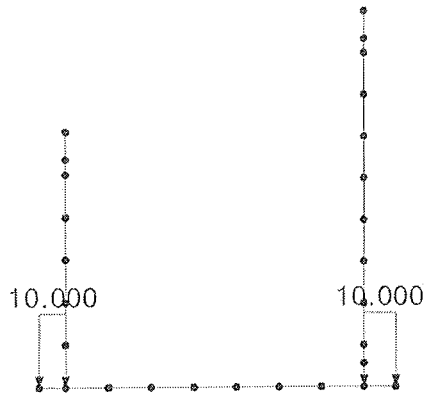
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



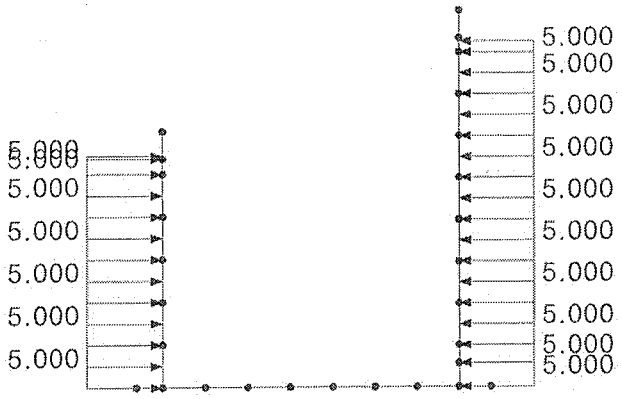
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



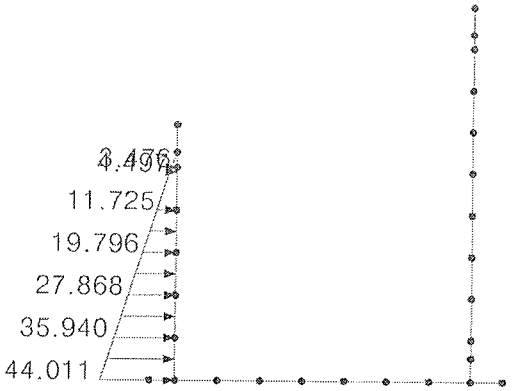
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



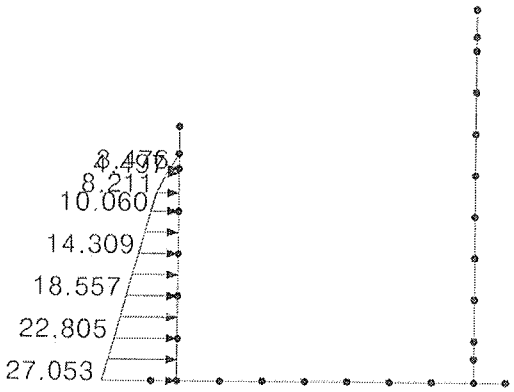
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



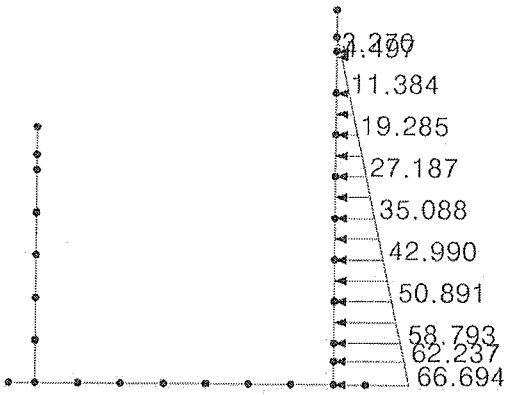
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



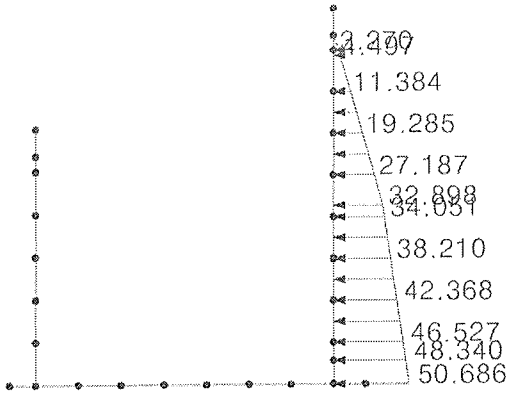
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



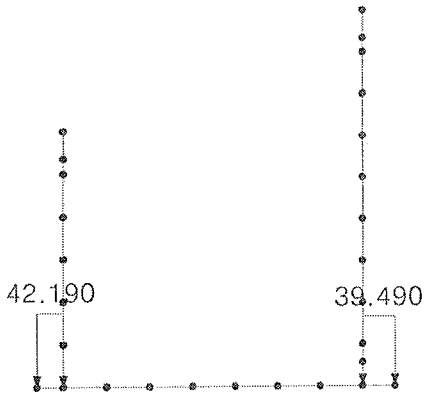
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



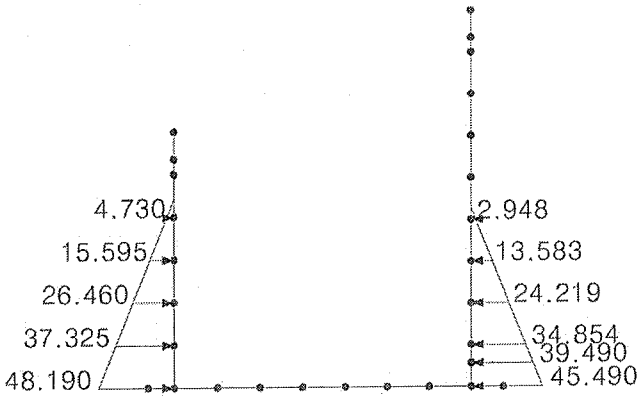
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



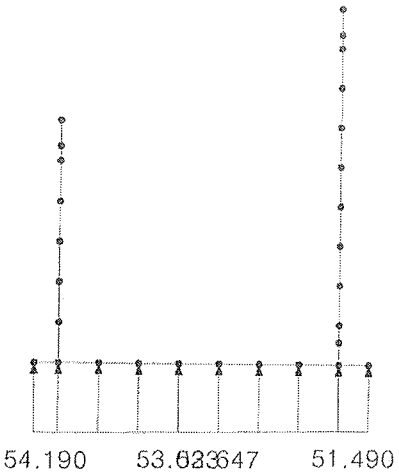
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



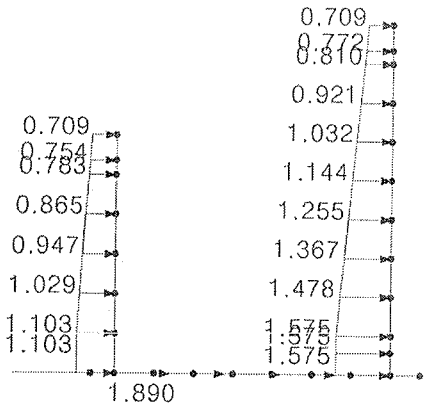
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



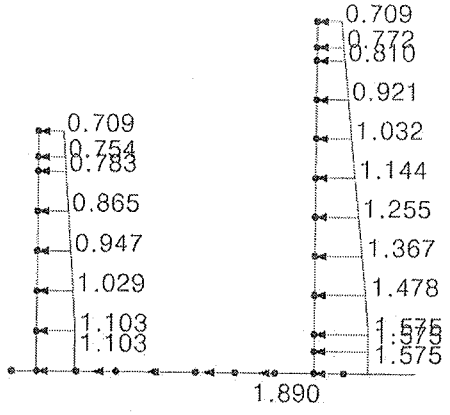
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

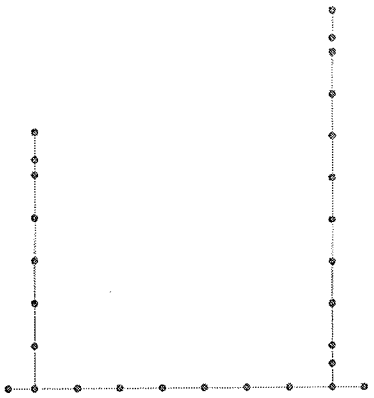


14) CASE14 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

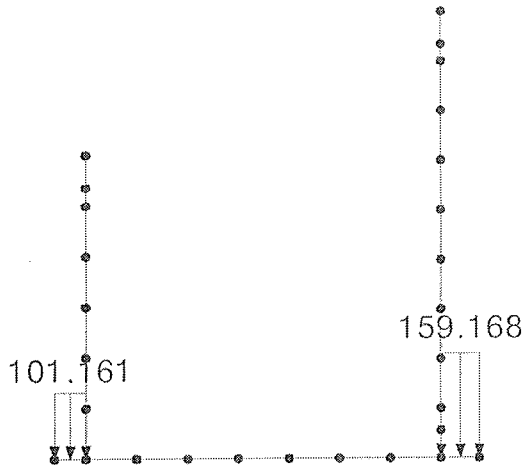


12. 하중 재하 (붕괴방지)

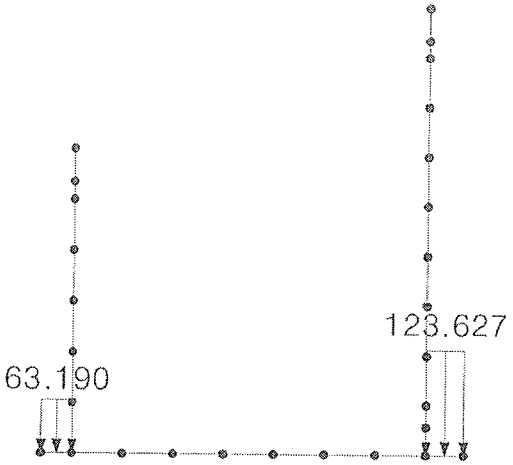
1) CASE1 - 구체자중(SW)



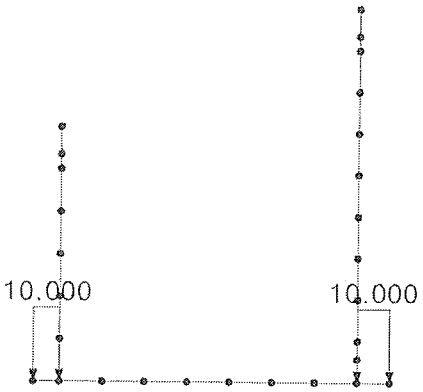
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



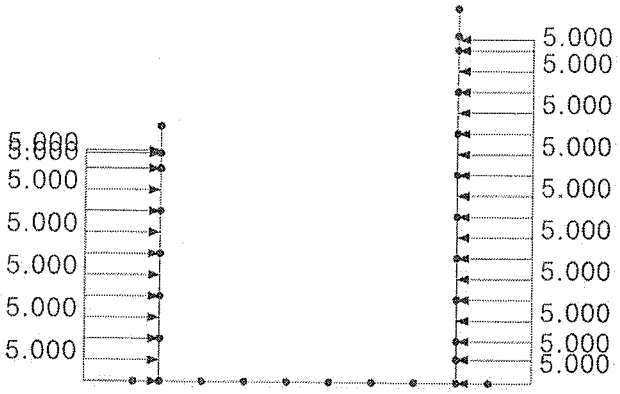
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



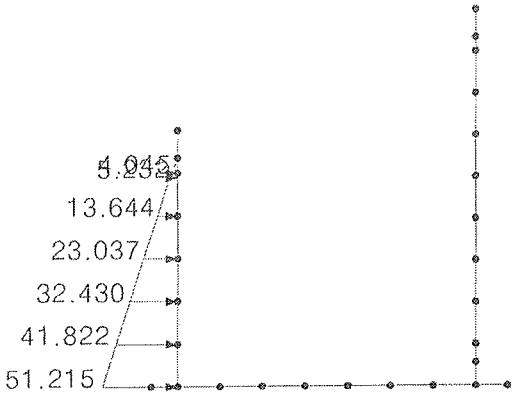
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



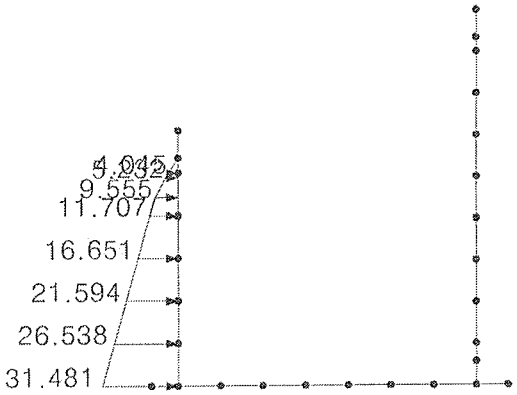
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



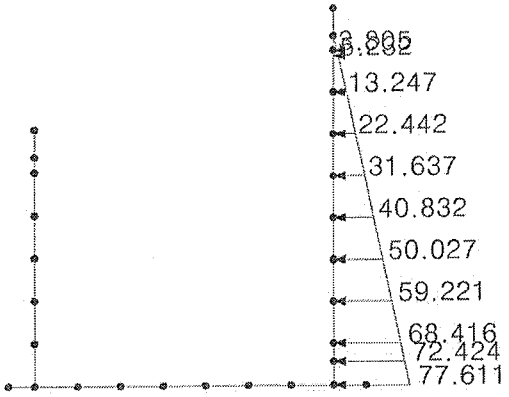
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



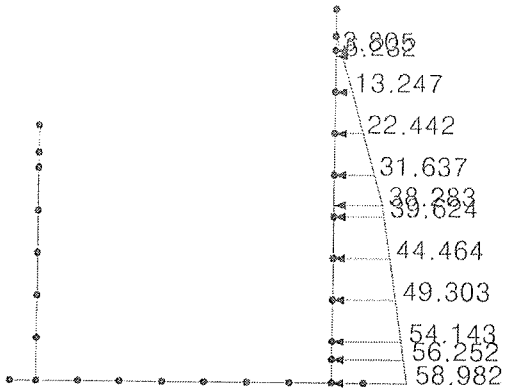
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



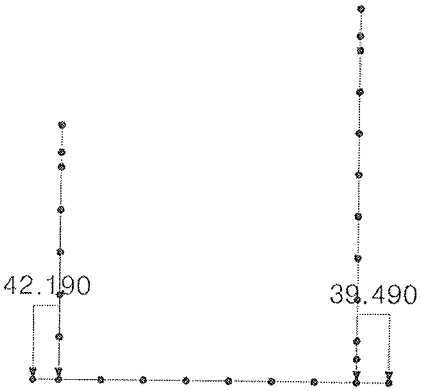
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



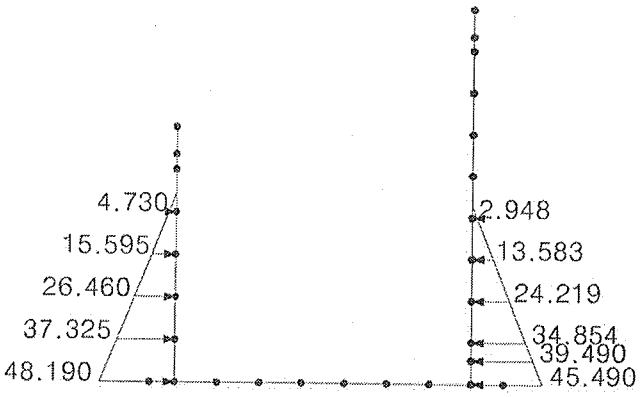
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



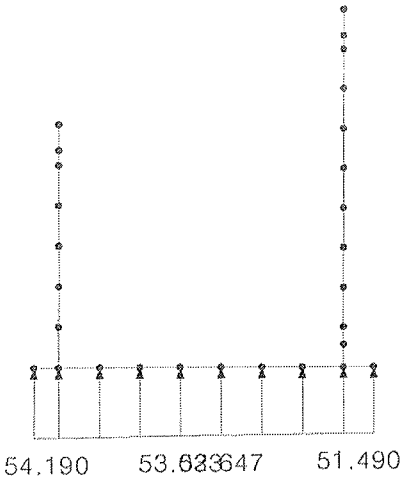
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



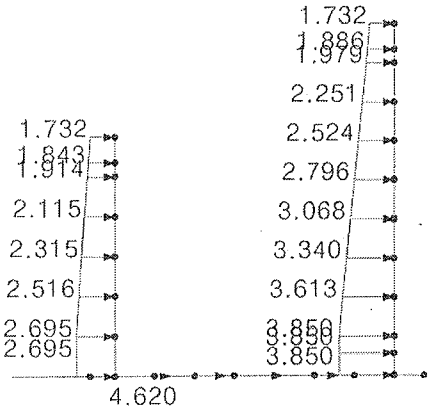
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



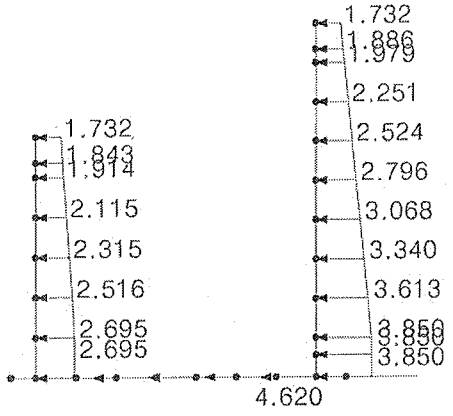
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



14) CASE14 - 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 = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

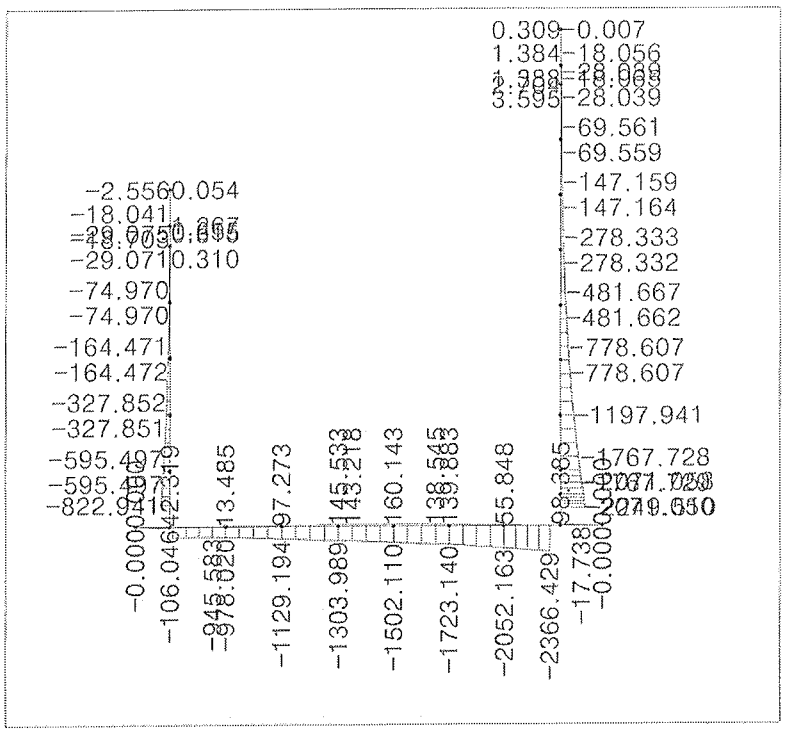
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

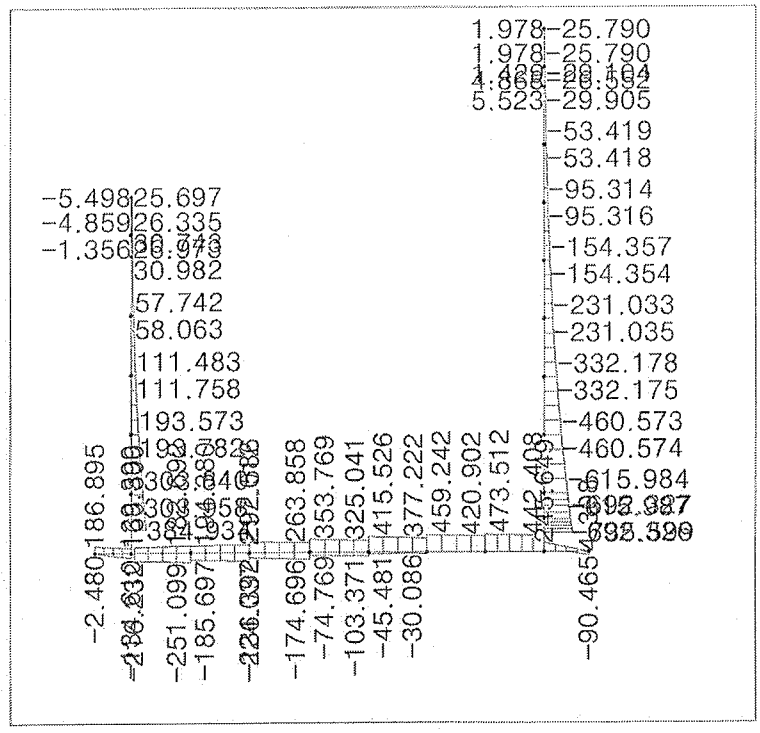
14. 단면력정리

14.1 상시

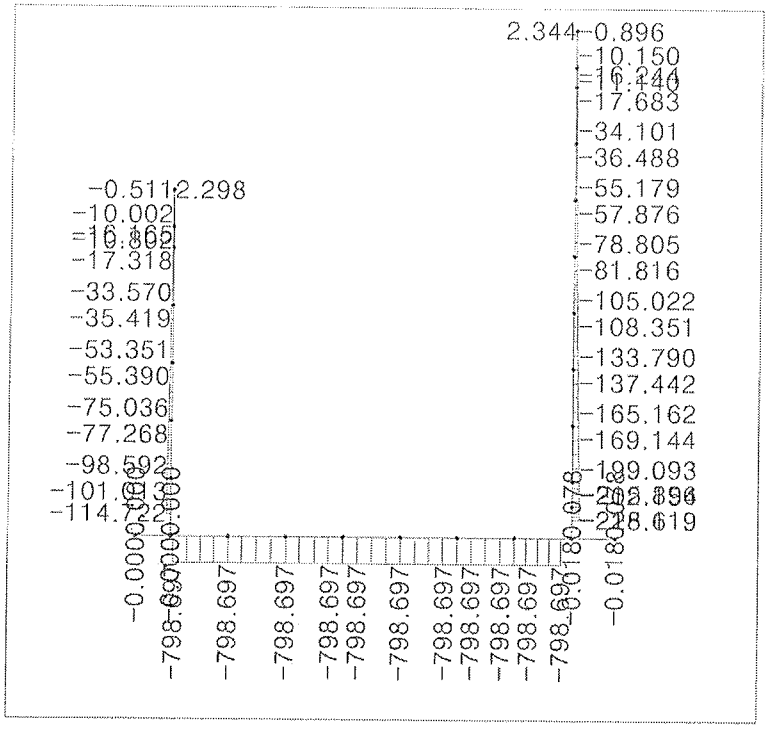
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



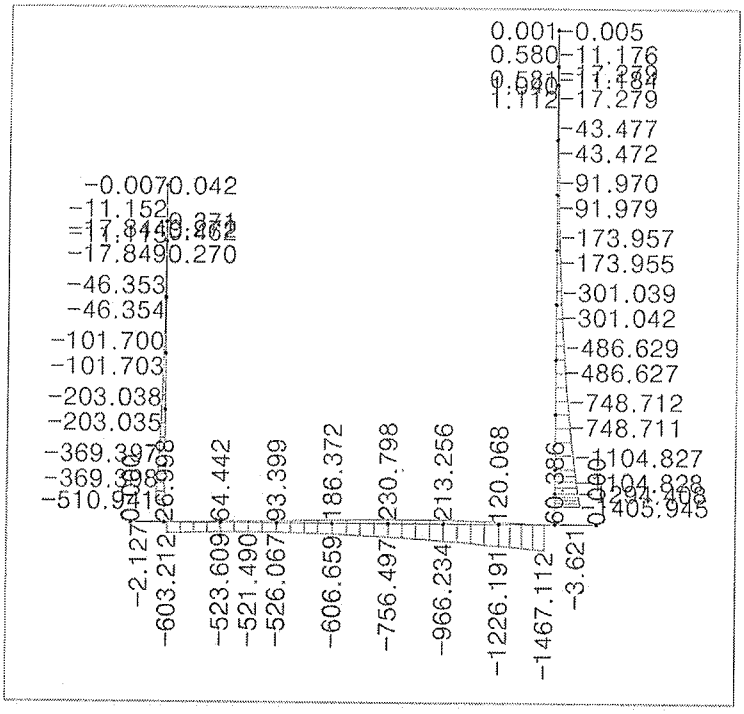
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

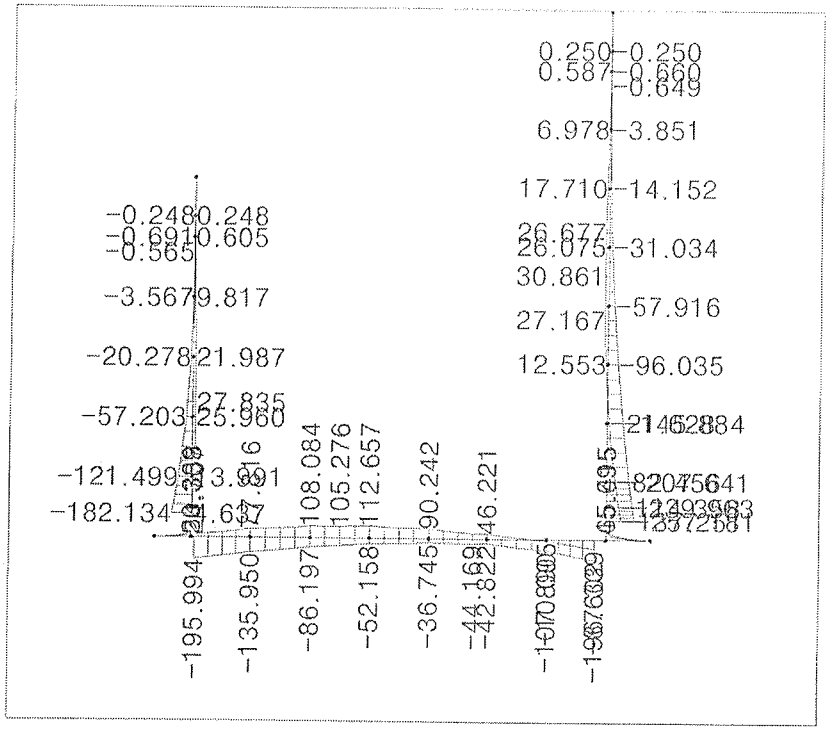


5) 단면력 정리

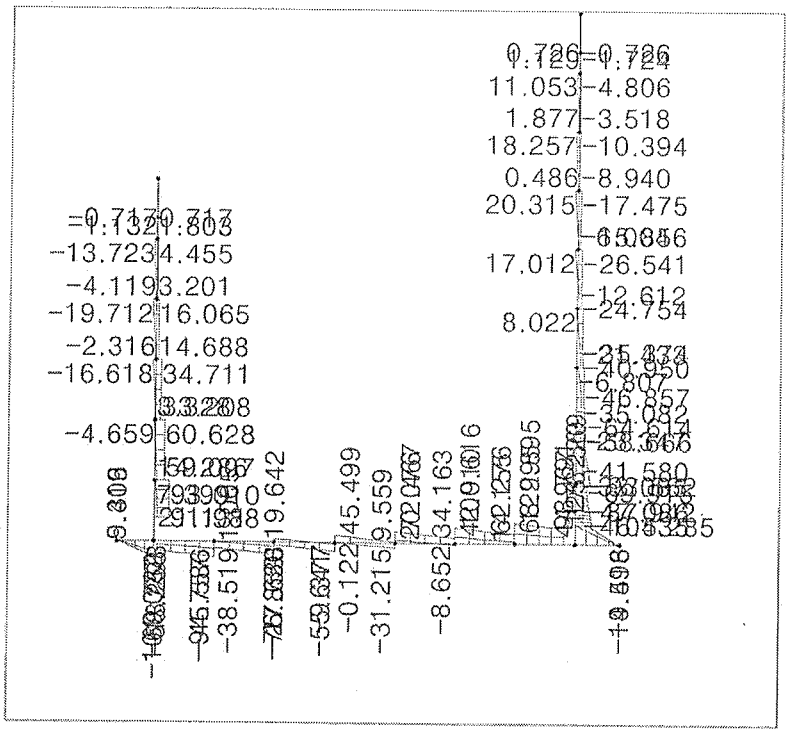
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	977.00	202.63	798.70	603.21	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	139.88	459.24	798.70	213.26	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	1723.14	459.24	798.70	966.23	1000.00	1200.00	
		우측	4	2366.43	440.19	798.70	1467.11	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	383.80	218.68	82.44	237.77	1000.00	634.50	
		하부	6	822.94	282.35	114.72	510.94	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	971.20	392.95	151.02	607.00	1000.00	867.49	
		하부	8	2249.51	537.24	225.62	1405.95	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	9	42.32	139.40	0.00	27.00	1000.00	1200.00	
		우측	10	98.39	245.65	0.08	60.39	1000.00	1200.00	

14.2 지진시(기능수행)

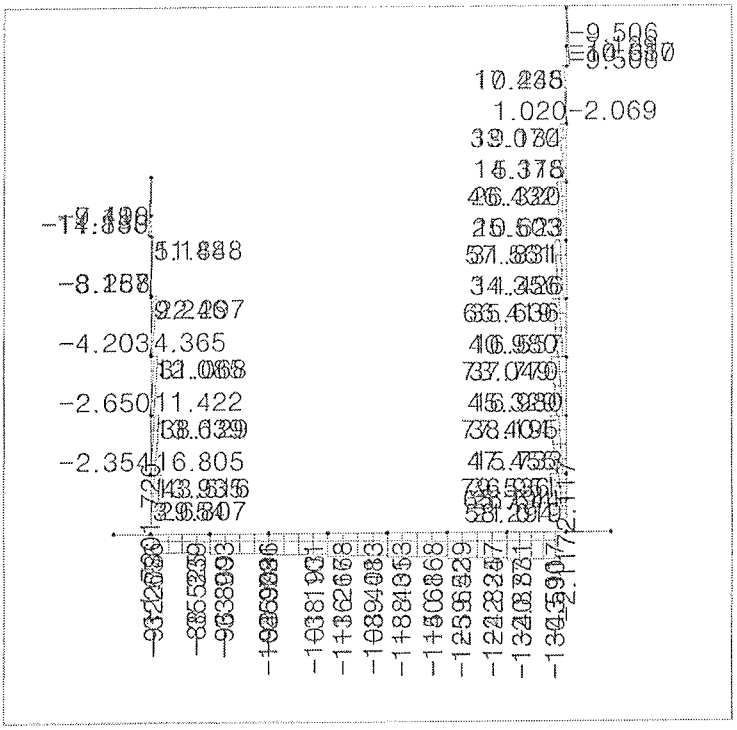
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

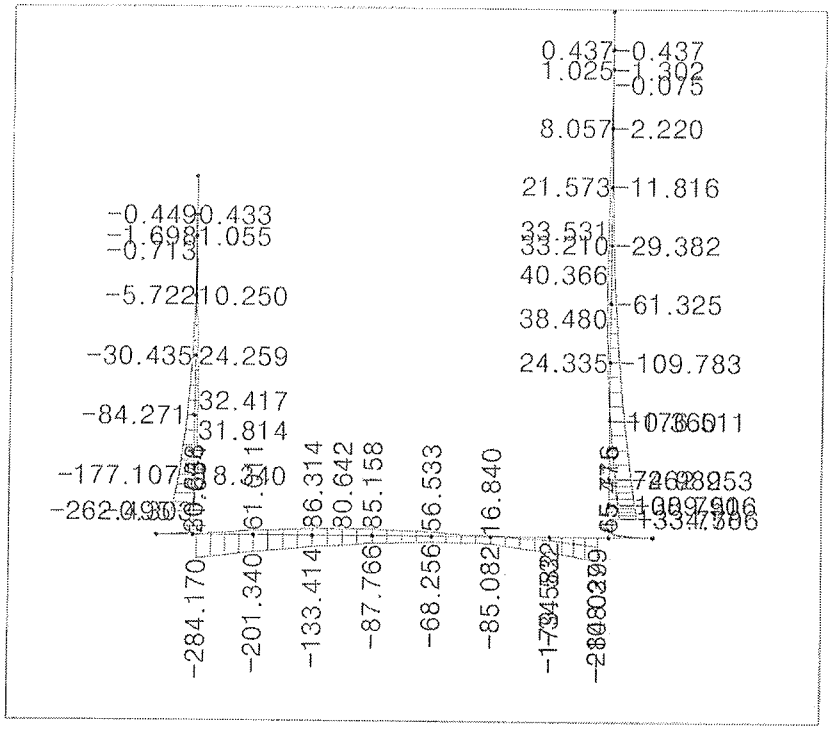


4) 단면력 정리

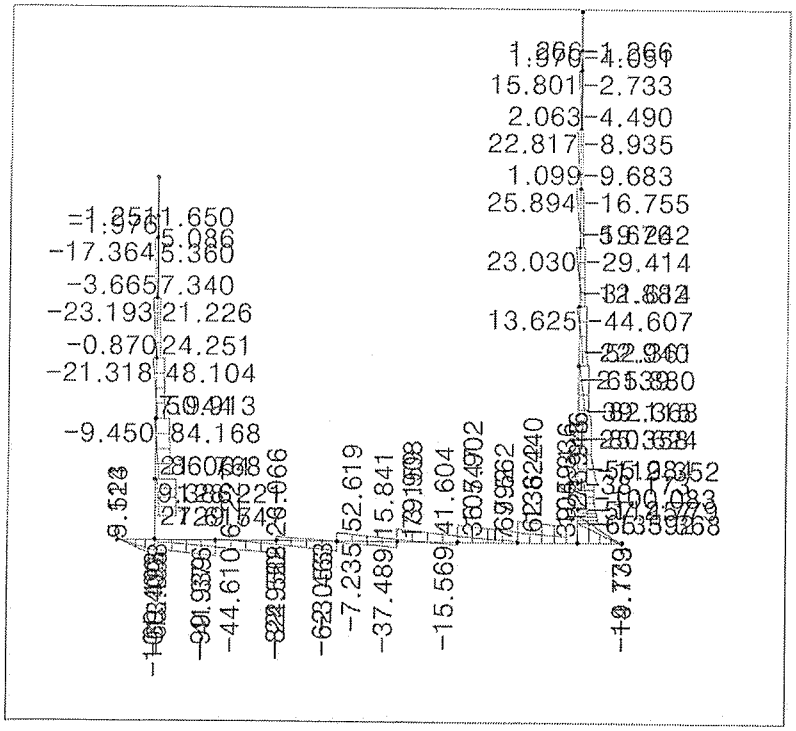
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	195.99	52.42	110.13	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	46.22	100.62	136.51	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	42.82	100.62	136.51	1000.00	1200.00	
		우측	4	196.60	81.56	151.62	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	73.44	60.23	32.98	1000.00	634.50	
		하부	6	182.13	59.30	29.84	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	121.24	46.86	59.47	1000.00	867.49	
		하부	8	257.18	63.22	58.29	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	9	30.34	101.08	1.72	1000.00	1200.00	
		우측	10	65.42	176.57	2.12	1000.00	1200.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

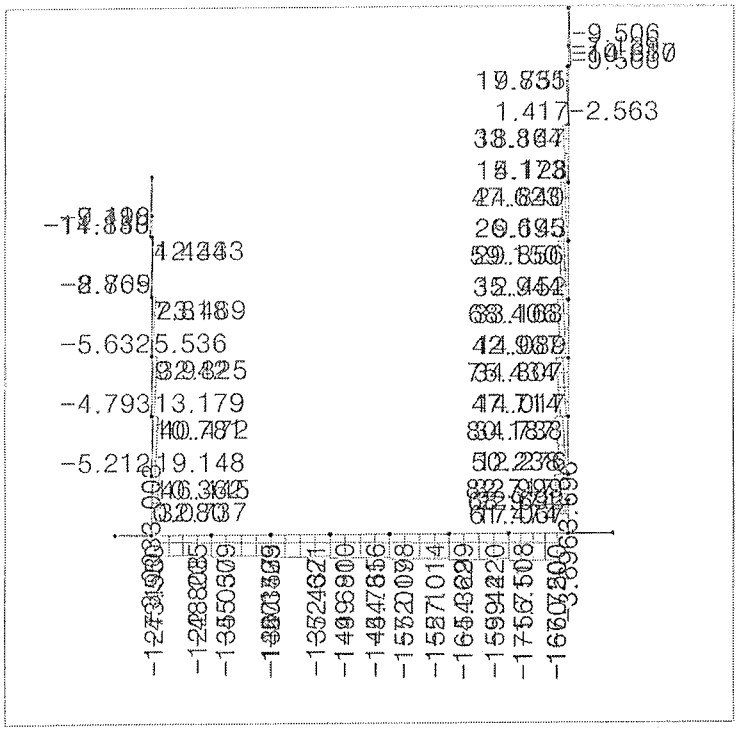
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	284.17	58.52	127.49	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	16.84	107.90	152.10	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	85.08	107.90	152.10	1000.00	1200.00	
		우측	4	284.03	88.85	167.72	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	107.21	84.84	35.30	1000.00	634.50	
		하부	6	262.50	86.32	32.74	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	142.93	62.73	61.86	1000.00	867.49	
		하부	8	334.71	82.39	61.47	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	9	30.55	101.40	3.00	1000.00	1200.00	
		우측	10	65.72	176.95	3.70	1000.00	1200.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-977.00	-	-284.17	-195.99	-977.00	
		중앙부 (상면)	2	139.88	-	16.84	46.22	139.88	
		중앙부 (하면)	3	-1723.14	-	-85.08	-42.82	-1723.14	
		우측	4	-2366.43	-	-284.03	-196.60	-2366.43	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-383.80	-	-107.21	-73.44	-383.80	
		하부	6	-822.94	-	-262.50	-182.13	-822.94	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-971.20	-	-142.93	-121.24	-971.20	
		하부	8	-2249.51	-	-334.71	-257.18	-2249.51	
부상 방지턱		좌측	9	42.32	-	30.55	30.34	42.32	
		우측	10	98.39	-	65.72	65.42	98.39	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	202.63	-	-58.52	-52.42	202.63	
		중앙부 (상면)	2	459.24	-	107.90	100.62	459.24	
		중앙부 (하면)	3	459.24	-	107.90	100.62	459.24	
		우측	4	440.19	-	88.85	81.56	440.19	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	218.68	-	84.84	60.23	218.68	
		하부	6	282.35	-	86.32	59.30	282.35	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-392.95	-	-62.73	-46.86	-392.95	
		하부	8	-537.24	-	-82.39	-63.22	-537.24	
부상 방지턱		좌측	9	139.40	-	-101.40	-101.08	139.40	
		우측	10	245.65	-	176.95	176.57	245.65	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-798.70	-	-127.49	-110.13	-798.70	
		중앙부 (상면)	2	-798.70	-	-152.10	-136.51	-798.70	
		중앙부 (하면)	3	-798.70	-	-152.10	-136.51	-798.70	
		우측	4	-798.70	-	-167.72	-151.62	-798.70	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-82.44	-	35.30	32.98	-82.44	
		하부	6	-114.72	-	32.74	29.84	-114.72	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-151.02	-	61.86	59.47	-151.02	
		하부	8	-225.62	-	61.47	58.29	-225.62	
부상 방지턱		좌측	9	0.00	-	-3.00	-1.72	-3.00	
		우측	10	0.08	-	-3.70	-2.12	-3.70	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-603.21	-	-	-	-603.21	
		중앙부 (상면)	2	213.26	-	-	-	213.26	
		중앙부 (하면)	3	-966.23	-	-	-	-966.23	
		우측	4	-1467.11	-	-	-	-1467.11	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-237.77	-	-	-	-237.77	
		하부	6	-510.94	-	-	-	-510.94	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-607.00	-	-	-	-607.00	
		하부	8	-1405.95	-	-	-	-1405.95	
부상 방지턱		좌측	9	27.00	-	-	-	27.00	
		우측	10	60.39	-	-	-	60.39	

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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	977.00	1843.80	2668.73	H29 - 8.0EA	5139.20	1.89
		중앙부(상면)	2	1000	1120	139.88	597.54	368.40	H16 - 8.0EA	1588.80	4.27
		중앙부(하면)	2	1000	1100	1723.14	1843.80	4789.02	H29 - 8.0EA	5139.20	1.07
		우측	3	1000	1069	2366.43	2817.91	6898.10	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.19
		우측(배수구단면)	3	1000	986	2075.51	2300.21	7433.4	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.11
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	535	383.80	634.33	2190.12	H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	3715.60	1.65
		하부	5	1000	600	822.94	970.14	4302.95	H29 - 8.0EA	5139.20	1.18
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	727	971.20	1435.70	4136.42	H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	6285.20	1.48
		하부	7	1000	869	2249.51	2252.42	8304.17	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.00
부상방지턱		좌측	8	1000	1120	42.32	300.64	111.23	H16 - 4.0EA	794.40	7.10
		우측	9	1000	1120	98.39	300.64	258.89	H16 - 4.0EA	794.40	3.06

(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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	202.6	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	459.2	1011.27	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	694.4	440.2	965.31	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	575.5	471.2	799.99	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	347.2	218.7	482.61	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	389.7	282.3	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	471.9	393.0	656.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	564.5	537.2	784.73	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
부상방지턱		좌측	8	727.5	139.4	727.46	-	-	-	-	-	O.K
		우측	9	727.5	245.6	727.46	-	-	-	-	-	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	1200.00	1100.00	100.00	977.00	202.63

* 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 (1100.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02832

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2668.729 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.926]

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 = 0.00467

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 (1100.00 - a/2) = 1843.805 kN.m

≥ Mu (= 977.002 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.887]

* 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 (= 202.628 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	1120.00	80.00	139.88	459.24

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 32.578) / 32.578 = 0.10014

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 368.396 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.313]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00142

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (1120.00 - a/2) = 597.536 kN.m

≥ Mu (= 139.883 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.272]

* 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 (= 459.242 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	1100.00	100.00	1723.14	459.24

* 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 (1100.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02832

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4789.024 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.073]

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 = 0.00467

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 (1100.00 - a/2) = 1843.805 kN.m

≥ Mu (= 1723.140 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.070]

* 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 (= 459.242 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	1200.00	1069.10	100.00	2366.43	440.19

* 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 (1100.00 - 170.519) / 170.519 = 0.01635

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6898.096 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm), [사용률 = 1.206]

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 = 0.00778

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 (1069.10 - a/2) = 2817.911 kN.m

≥ Mu (= 2366.429 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.191]

* 전단에 대한 검토 (d = 1069.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1069.10 = 694.401 kN

≥ Vu (= 440.185 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 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)
1000.0	986.0	886.0	100.0	2075.5	471.2

* 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 (886.00 - 170.519) / 170.519 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7433.378\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.119]

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

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00939

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 (886.00 - a/2) = 2300.206 kN.m

≥ Mu (= 2075.512 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.108]

* 전단에 대한 검토 (d = 886.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 886.00 = 575.474 kN

≥ Vu (= 471.159 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 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	634.50	534.50	100.00	383.80	218.68

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3715.600 x 400.00 = 1486240.000

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 = 64.760 mm, c = 64.760 / β1 = 64.760 / 0.85 = 76.188 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (534.50 - 76.188) / 76.188 = 0.01805

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2190.115 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3715.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.697]

1단 : 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 = 0.00695

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 64.760 mm

ΦMn = 0.85 x 3715.600 x 400 x (534.50 - a/2) = 634.330 kN.m

≥ Mu (= 383.798 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.653]

* 전단에 대한 검토 (d = 534.50 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 534.50 = 347.168 kN

≥ Vu (= 218.679 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 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	700.00	600.00	100.00	822.94	282.35

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4302.948 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.194]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 822.941 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.179]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 282.348 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 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	867.49	726.61	100.00	971.20	392.95

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6285.200 x 400.00 = 2514080.000

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 = 109.546 mm, c = 109.546 / β1 = 109.546 / 0.85 = 128.878 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (767.49 - 128.878) / 128.878 = 0.01487

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4136.423 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6285.2 mm² (철근도심 : 140.9 mm) , [사용률 = 1.519]

1단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 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 = 0.00865

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 109.546 mm

ΦMn = 0.85 x 6285.200 x 400 x (726.61 - a/2) = 1435.696 kN.m

≥ Mu (= 971.197 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.478]

* 전단에 대한 검토 (d = 726.61 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 726.61 = 471.948 kN

≥ Vu (= 392.953 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 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	869.10	100.00	2249.51	537.24

* 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 (900.00 - 170.519) / 170.519 = 0.01283

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 8304.169\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 mm), [사용률 = 1.001]

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 = 0.00957

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 (869.10 - a/2) = 2252.423 kN.m

≥ Mu (= 2249.510 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.001]

* 전단에 대한 검토 (d = 869.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 869.10 = 564.497 kN

≥ Vu (= 537.243 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 부상방지턱 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	1200.00	1120.00	80.00	42.32	139.40

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 16.289) / 16.289 = 0.20327

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 111.229 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 7.142]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00071

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 300.638 kN.m

≥ Mu (= 42.319 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.104]

* 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 (= 139.399 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 부상방지턱 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	1200.00	1120.00	80.00	98.39	245.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm. c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 16.289) / 16.289 = 0.20327

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 258.885 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 3.069]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00071

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 300.638 kN.m

≥ Mu (= 98.385 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.056]

* 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 (= 245.649 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

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

2) 하부슬래브 : 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 - 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

3) 하부슬래브 : 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 - 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

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

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

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 986 × 0.0020 = 1972.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1972.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 986 × 1000 = 1479.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1479.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 638 × 0.0020 = 1275.32 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1275.323 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 638 x 1000 = 956.5 ㎟ (≤1800)

∴ 956.5 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 682 × 0.0020 = 1363.59 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1363.595 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 682 x 1000 = 1022.7 ㎟ (≤1800)

∴ 1022.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 863 × 0.0020 = 1726.21 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1726.212 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 863 x 1000 = 1294.7 ㎟ (≤1800)

∴ 1294.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 965 × 0.0020 = 1929.52 ㎟

∴ 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 965 x 1000 = 1447.1 ㎟ (≤1800)

∴ 1447.1 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 부상방지턱 : 좌측

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

11) 부상방지턱 : 우측

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]

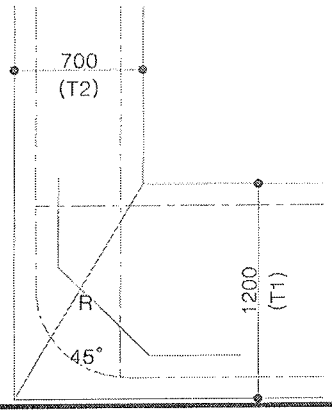
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 603.212 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 603.212 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1389.244$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 603.21 \times 10^6}{1389.244^2 \times 1000} = 1.563 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 603.21 \times 10^6}{1389.244 \times 180} = 4824.458 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm² .

Req'd As = As - Asb

= 4824.458 mm² - 2569.600 mm²

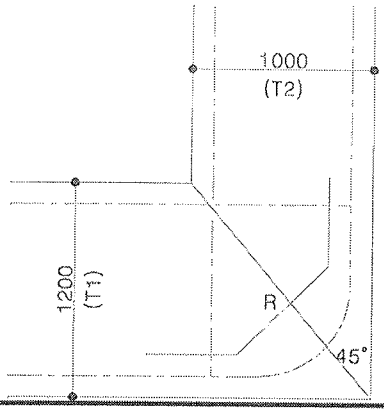
= 2254.858 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H16 - 8EA , H16 - 8EA

∴ Total As = 3177.600 mm² > Req'd As (= 2254.858 mm²) ----------> O.K !!!

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1467.112 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1467.112 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1467.11 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 3.006 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1467.11 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 10435.802 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10435.802 mm² - 2569.600 mm²

= 7866.202 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 7866.202 mm²) ----------> O.K !!!

18. 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
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H29 - 8.0EA	125	468.888	O.K	3.75
		중앙부 (상면)	2	1120	H16 - 8.0EA	125	448.338	O.K	3.59
		중앙부 (하면)	2	1100	H29 - 8.0EA	125	212.415	O.K	1.70
		우측	3	1069	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	222.679	O.K	1.78
		우측(배수 구단면)	3	986	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	209.400	O.K	1.68
좌측벽체	1층	중앙부	4	535	H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	385.450	O.K	3.08
		하부	5	600	H29 - 8.0EA	125	215.329	O.K	1.72
우측벽체	1층	중앙부	6	727	H19 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	320.943	O.K	2.57
		하부	7	869	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	153.653	O.K	1.23
부상방지턱		좌측	8	1120	H16 - 4.0EA	250	2010.546	O.K	8.04
		우측	9	1120	H16 - 4.0EA	250	898.901	O.K	3.60

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 603.212 x 1000000 / [5139.200 x (1100.000 - 247.641/3)]
= 115.361 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 (210 / 115.36) - 2.5 x 85.50 = 468.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.36) = 546.11 mm

Sa는 작은 값인 468.89 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 468.89 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 213.256 x 1000000 / [1588.800 x (1120.000 - 147.106/3)]
= 125.331 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x1588.800)]
= 147.106 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 125.33) - 2.5 x 72.00 = 448.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 125.33) = 502.67 mm

Sa는 작은 값인 448.34 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 448.34 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 966.234 x 1000000 / [5139.200 x (1100.000 - 247.641/3)]
= 184.787 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 (210 / 184.79) - 2.5 x 85.50 = 212.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.79) = 340.93 mm
Sa는 작은 값인 212.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 212.42 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1467.112 x 1000000 / [8316.000 x (1069.101 - 299.360/3)]
= 182.005 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1069.1/(7x8316.000)]
= 299.360 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 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 = 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 (210 / 182.01) - 2.5 x 84.00 = 222.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.01) = 346.14 mm
Sa는 작은 값인 222.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 222.68 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1243.758 x 1000000 / [8316.000 x (886.000 - 268.193/3)]
= 187.750 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x886.0/(7x8316.000)]
= 268.193 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 100.0 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 = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.75) - 2.5 x 84.00 = 209.44 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 187.75) = 335.55 mm
Sa는 작은 값인 209.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 209.44 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 237.773 x 1000000 / [3715.600 x (534.500 - 142.752/3)]
= 131.425 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3715.600/1000.0 + 7x3715.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x534.5/(7x3715.600)]
= 142.752 mm

사용철근량 = 3715.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 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 (210 / 131.43) - 2.5 x 85.50 = 385.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 131.43) = 479.36 mm
Sa는 작은 값인 385.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 385.45 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 510.941 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 183.533 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 183.53) - 2.5 x 85.50 = 215.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.53) = 343.26 mm
Sa는 작은 값인 215.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 215.33 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 606.996 x 1000000 / [6285.200 x (726.611 - 212.659/3)]
= 147.281 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6285.200/1000.0 + 7x6285.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x726.6/(7x6285.200)]
= 212.659 mm

사용철근량 = 6285.2 mm² (철근도심 : 140.9 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 3715.6 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 147.28) - 2.5 x 85.50 = 320.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 147.28) = 427.75 mm
Sa는 작은 값인 320.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 320.94 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1405.945 x 1000000 / [8316.000 x (869.101 - 265.165/3)]
= 216.552 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x869.1/(7x8316.000)]
= 265.165 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 130.9 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 = 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 (210 / 216.55) - 2.5 x 84.00 = 153.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 216.55) = 290.92 mm
Sa는 작은 값인 153.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 153.65 mm) ∴ O.K

10) 부상방지턱 좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 26.998 x 1000000 / [794.400 x (1120.000 - 106.185/3)]
= 31.335 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x794.400)]
= 106.185 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 31.33) - 2.5 x 72.00 = 2333.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 31.33) = 2010.55 mm
Sa는 작은 값인 2010.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 2010.55 mm) ∴ O.K

11) 부상방지턱 우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.386 x 1000000 / [794.400 x (1120.000 - 106.185/3)]

= 70.086 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]

= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x794.400)]

= 106.185 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.09) - 2.5 x 72.00 = 943.63 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.09) = 898.90 mm

Sa는 작은 값인 898.90 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 898.90 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

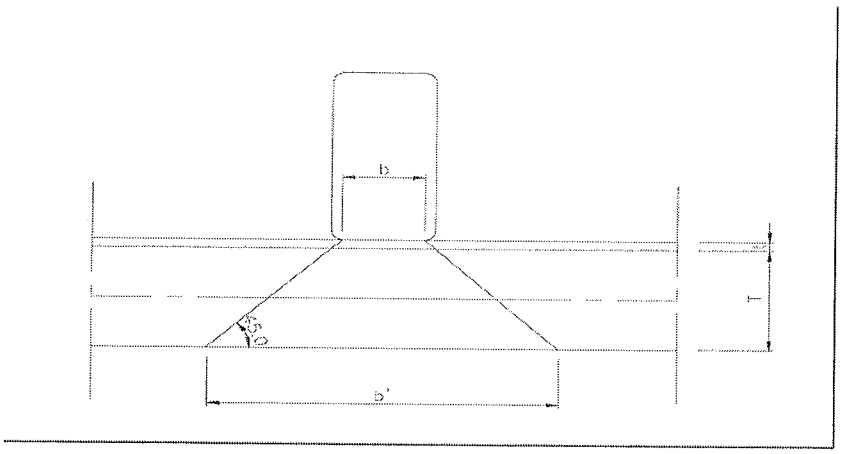
1) 고정하중

- 구체자중 = (507.703 + 137.114) / 8.900 = 72.451 kN/m²

- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

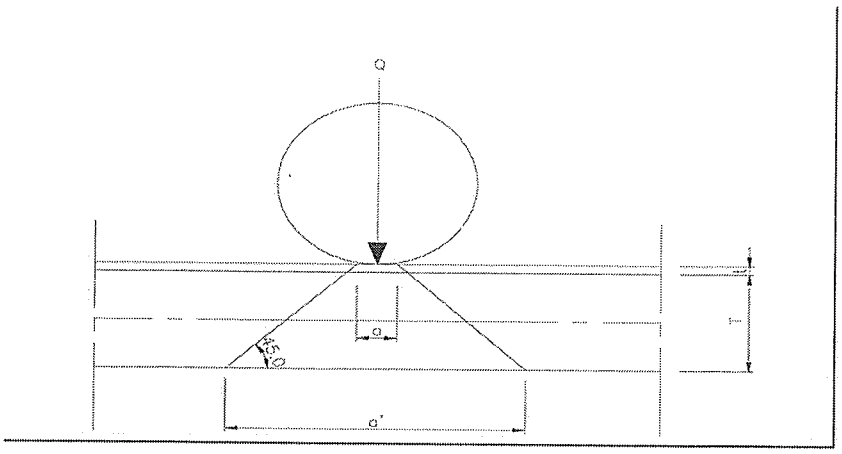


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 3.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 2.760 m

Qz = 96.0 / (3.060 × 2.760 11.367 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 72.45 + 1.84 + 11.37

= 85.658 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 299.03 kN/m² ≥ Qmax = 85.66 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (셋강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	8.300	×	1.200	×	25.000			=	249.000	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	5.919	×	25.000			=	66.589	kN/m
		0.250	×	5.219	×	25.000	/	2	=	16.309	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	8.972	×	25.000			=	100.935	kN/m
		0.550	×	8.272	×	25.000	/	2	=	56.870	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.300	×	1.200	×	25.000	×	2	=	18.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.300	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.300	×	3.053	×	19.000			=	17.402	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.300	×	5.219	×	10.000	×	2	=	31.314	kN/m
- 수직수압	:	0.300	×	5.219	×	10.000	×	2	=	31.314	kN/m
								∴ Σ	=	607.669	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 0.000^2 / 2 \times \tan(30 \times 2/3) + 0.500 \times 19.000 \times 3.053^2 / 2 \times \tan(30 \times 2/3) = 16.114$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 0.000 \times 5.219 \times 19.000 + 5.219^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(30 \times 2/3) + 0.500 \times (2 \times 3.053 \times 5.219 \times 19.000 + 5.219^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(30 \times 2/3) = 104.663$ kN/m

∴ Σ = 16.114 + 104.663 = 120.777 kN/m

(3) 저항력

R = 607.669 + 120.777 = 728.447 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w = 8.900 \times 6.419 \times 10.000 = 571.291$ kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U = 728.447 / 571.291

= 1.275 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m (보링주상도 NABB-8 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	8.300	×	1.200	×	25.000			=	249.000	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	5.919	×	25.000			=	66.589	kN/m
		0.250	×	5.219	×	25.000	/	2	=	16.309	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	8.972	×	25.000			=	100.935	kN/m
		0.550	×	8.272	×	25.000	/	2	=	56.870	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.300	×	1.200	×	25.000	×	2	=	18.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.300	×	6.600	×	19.000			=	37.620	kN/m
		0.300	×	9.653	×	19.000			=	55.022	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.300	×	-1.381	×	10.000	×	2	=	-8.286	kN/m
- 수직수압	:	0.300	×	-1.381	×	10.000	×	2	=	-8.286	kN/m
								∴ Σ	=	603.709	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 / 2 \times \tan(30 \times 2/3) +$

$0.500 \times 19.000 \times 9.653^2 / 2 \times \tan(30 \times 2/3) = 236.405$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.600 \times -1.381 \times 19.000 + -1.381^2 \times 10.000) / 2$

$\times \tan(30 \times 2/3) + 0.500 \times (2 \times 9.653 \times -1.381 \times 19.000$

$+ -1.381^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(30 \times 2/3) = -74.139$ kN/m

∴ $\Sigma = 236.405 + -74.139 = 162.266$ kN/m

(3) 저항력

$R = 603.709 + 162.266 = 765.975$ 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 전제하여 우기등의 특별한 경우를 대비

대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{267.000}{8.900 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

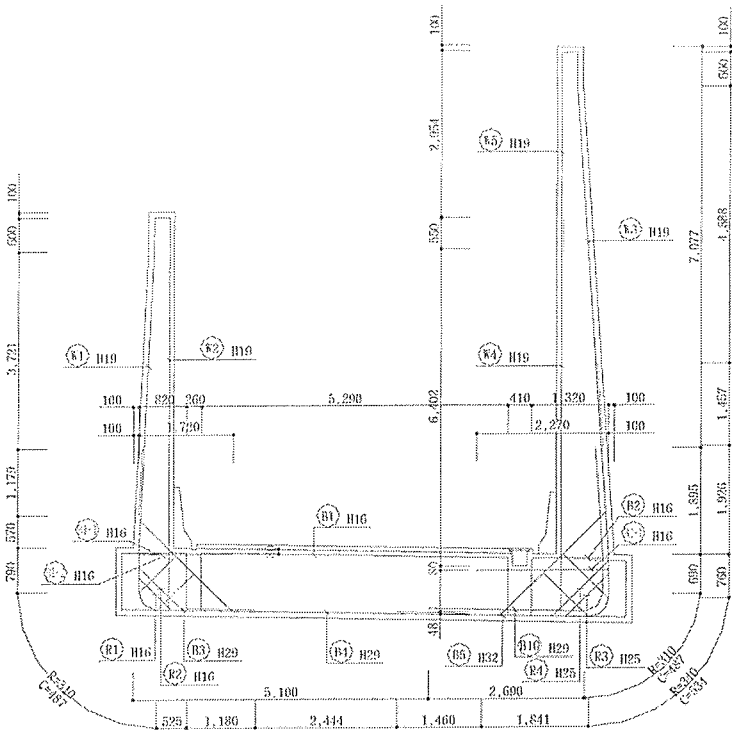
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{359.898}{8.900 \times 10.000 \times 1.100} = 3.676 \text{ m}$$

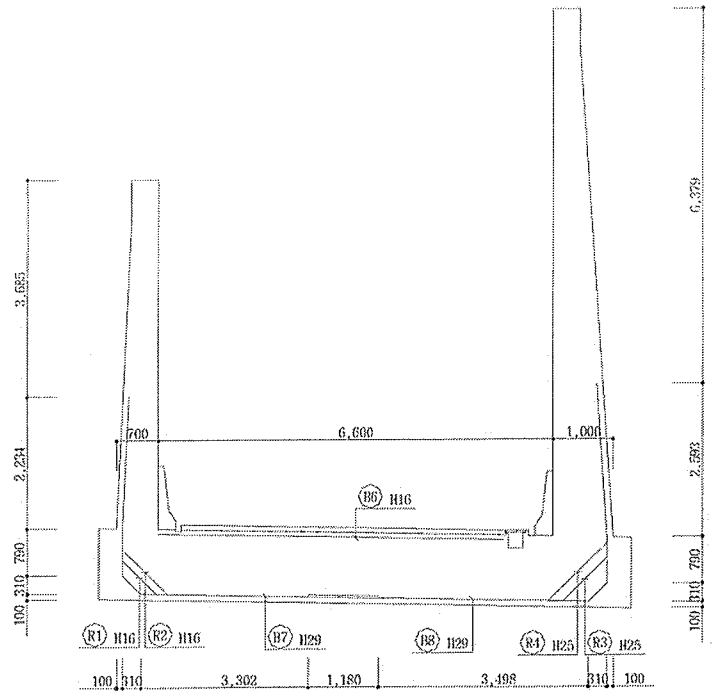
∴ 구조물 저면으로 부터 3.676 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



21. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

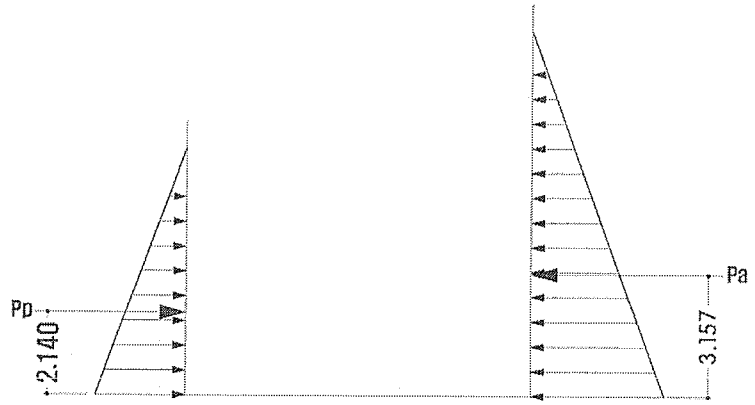
구 분	수직력	수평력	작용거리	
			X(m)	Y(m)
1. 구체(평상시)	518.425	-	8.900	-
2. 상재활하중	10.000	-	8.900	-
3. 상재활하중	-	5.000	-	6.419
4. 상재활하중	-	5.000	-	9.472
5. 주동토압(평상시)	-	283.825	-	3.157
6. 수동토압(평상시)	-	1174.301	-	2.140

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+2+3+4+5)	528.425	1468.126

D-고정하중, L-활하중, H-토압

COMB 1 = 1.000D + 1.000L + 1.000H



1) 주동토압

$Pa = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2$

$= 1/2 \times 0.333 \times 19.000 \times 9.472^2$

$= 283.825$ kN

$Ph = 283.825 \times \cos(0.000+0.000)$

$= 283.825$ kN

$Pv = 283.825 \times \sin(0.000+0.000)$

$= 0.000$ kN

작용위치 : x = 8.900 m, y = H/3 = 9.472 / 3 = 3.157 m

2) 저항하중

- 수동토압

$Pp = 1/2 \times Kp \times \gamma \times H^2$

$= 1/2 \times 3.000 \times 19.000 \times 6.419^2$

$= 1174.301$ kN

$Ph = 1174.301 \times \cos(0.000+0.000)$

$= 1174.301$ kN

$Pv = 1174.301 \times \sin(0.000+0.000)$

$= 0.000$ kN

작용위치 : x = 8.900 m, y = H/3 = 6.419 / 3 = 2.140 m

$Hu = cB \cdot A' + V \cdot \tan\phi B$

$= 0 \cdot \quad 8.00 \quad + \quad 528.425 \quad \cdot \quad 0.600$

$= \quad 317.055$

저항하중 R = 1174.301 + 317.055 = 1491.356

3) 활동에 대한 안정

구 분	저항하중(kN)	주동토압(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	1491.356	283.825	5.254	1.500	O.K

註) $\Phi b = [15 + \sqrt{15N}] \times 2/3 = 20.000$, N = 15 [[도로설계편람 509-22]]

$\tan\Phi b = \tan(20.000) = 0.364$, Cb = 0.0 kN/㎡

$\tan\Phi = \tan(30.000) = 0.577$

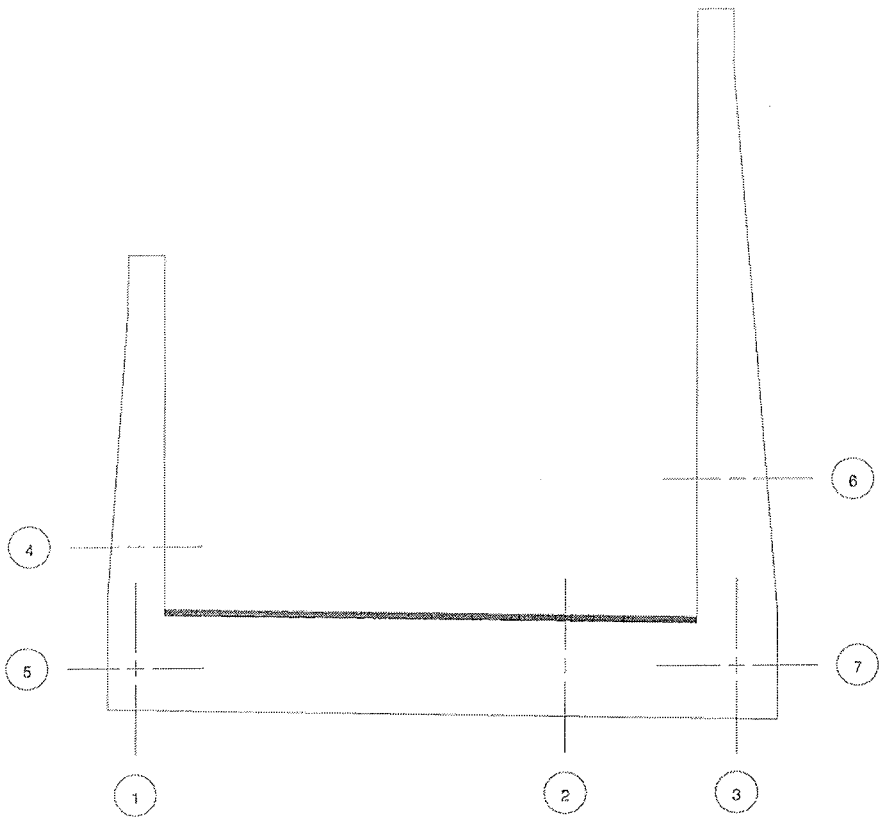
S.F = Hk / H ≥ 1.50 (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

U2

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	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	511.57	1158.22	1382.98	H32 - 4.0EA	3176.80	2.26
		중앙부(상면)	2	1000	1120	109.83	300.64	289.07	H16 - 4.0EA	794.40	2.74
		중앙부(하면)	2	1000	1100	1071.20	1843.80	2932.28	H29 - 8.0EA	5139.20	1.72
		우측	3	1000	1100	1433.69	2051.31	3957.46	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.43
		우측(배수구단면)	3	1000	986	1273.39	1633.21	4419.3	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.28
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	545	207.17	558.36	1139.56	H32 - 4.0EA	3176.80	2.70
		하부	5	1000	600	405.81	618.16	2050.34	H32 - 4.0EA	3176.80	1.52
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	781	565.71	1428.09	2183.59	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.52
		하부	7	1000	900	1295.62	1660.56	4423.54	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.28

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	1972.0	1986.0	O.K	1479.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1298.4	1986.0	O.K	973.8	1986.0	O.K
		하부	5	1375.2	1986.0	O.K	1031.4	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1762.0	1986.0	O.K	1321.5	1986.0	O.K
		하부	7	1800.0	1986.0	O.K	1460.2	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	mm^2		mm	mm^2	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	714.5	141.1	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	250.9	1011.27	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	714.5	231.8	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	3	575.5	169.5	799.99	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	353.7	134.9	491.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	389.7	153.6	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	507.3	263.0	705.19	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	584.6	341.7	812.63	2.00	-	H13	300	253.40	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
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1100	H32 - 4.0EA	250	623.174	O.K	2.49
		중앙부 (상면)	2	1120	H16 - 4.0EA	250	386.586	O.K	1.55
		중앙부 (하면)	2	1100	H29 - 8.0EA	125	428.475	O.K	3.43
		우측	3	1100	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	290.385	O.K	2.32
		우측(배수 구단면)	3	986	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	248.700	O.K	1.99

좌측벽체	1층	중앙부	4	545	H32 - 4.0EA	250	789.025	O.K	3.16
		하부	5	600	H32 - 4.0EA	250	350.289	O.K	1.40
우측벽체	1층	중앙부	6	781	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	696.598	O.K	5.57
		하부	7	900	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	238.732	O.K	1.91

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 4.517M(좌측), 7.742M(우측) 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) = 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)

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°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

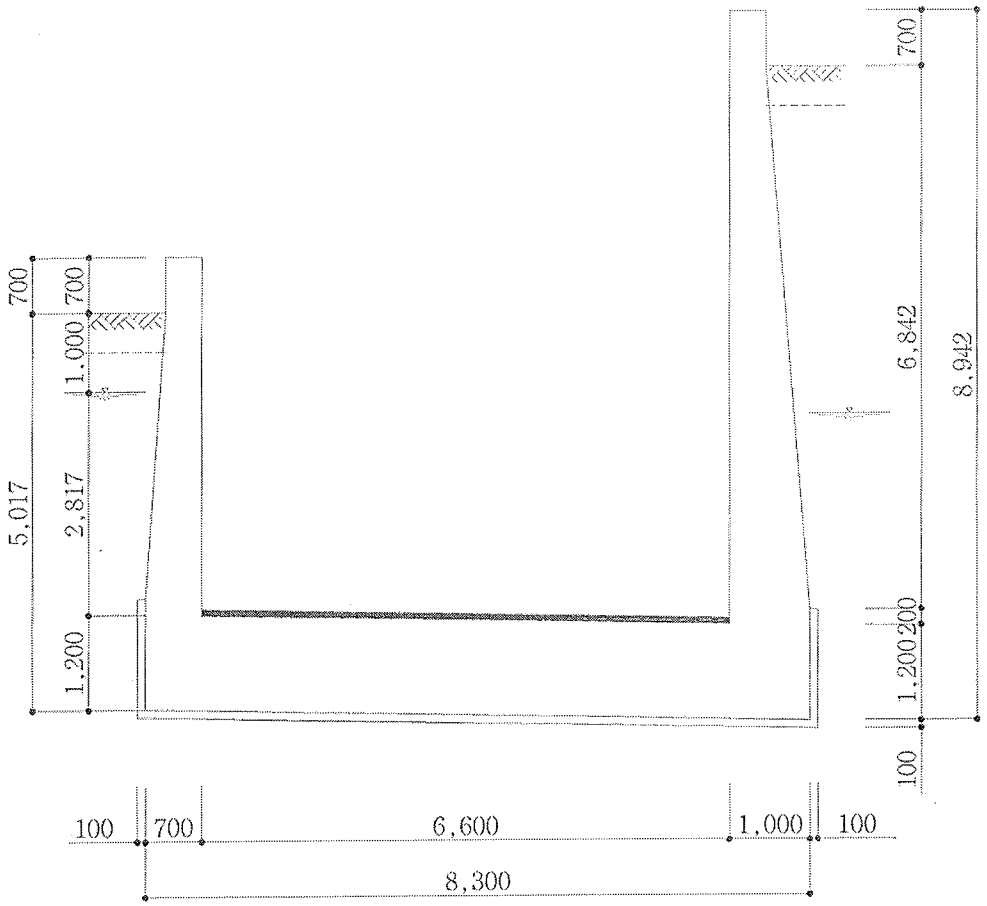
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
2,817
5,017
1,200
700
6,842
8,942
200
1,200
100
100
700
6,600
1,000
100
8,300

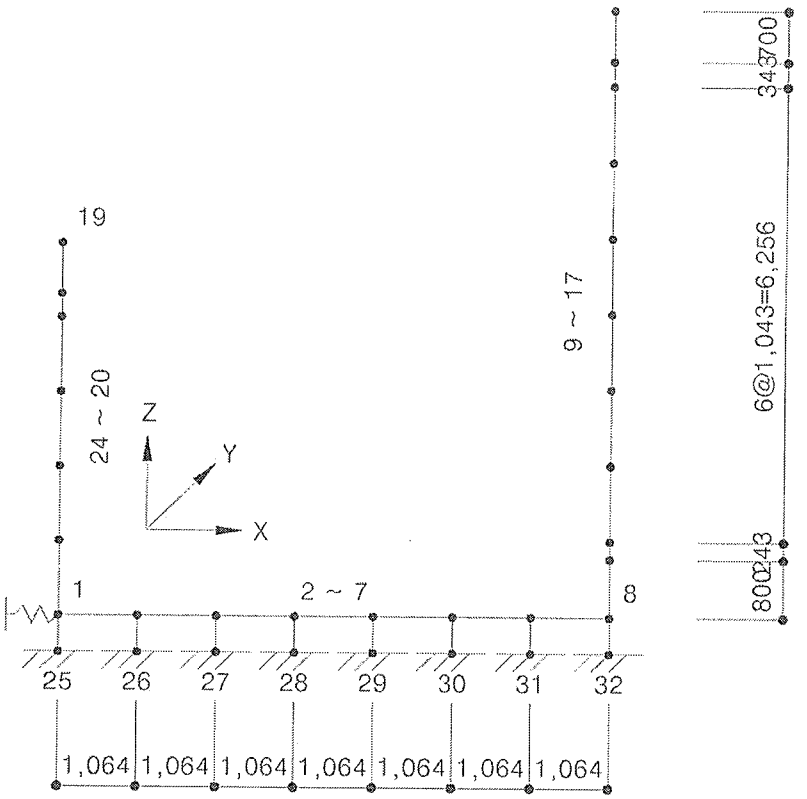
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

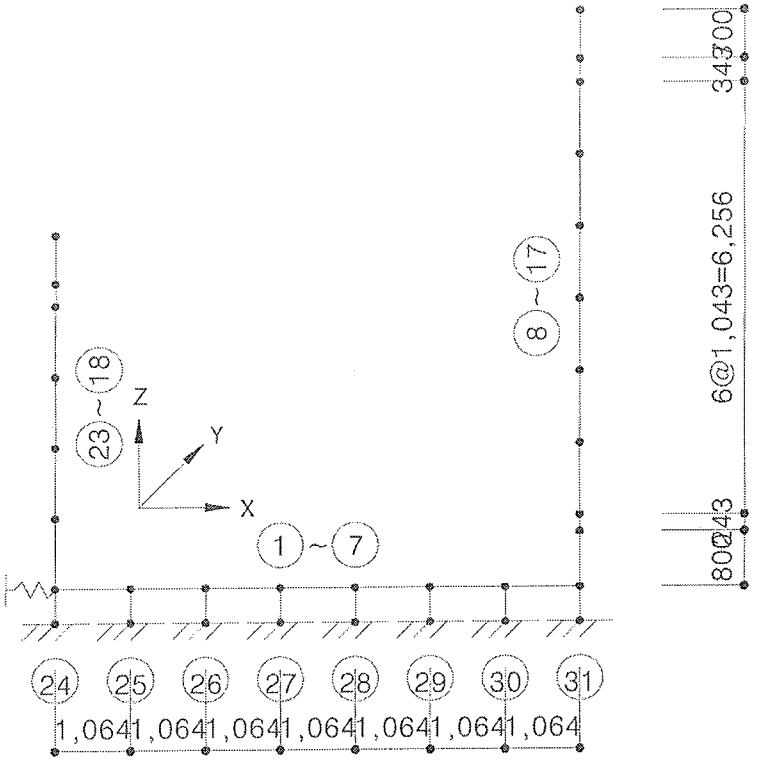
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재상도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~7
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	8

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
3	0.987 × 1.000	= 0.987	0.08011	10
4	0.903 × 1.000	= 0.903	0.06138	11
5	0.819 × 1.000	= 0.819	0.04583	12
6	0.735 × 1.000	= 0.735	0.03315	13
7	0.652 × 1.000	= 0.652	0.02306	14
8	0.568 × 1.000	= 0.568	0.01526	15
9	0.484 × 1.000	= 0.484	0.00945	16
10	0.456 × 1.000	= 0.456	0.00793	17
11	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	19
12	0.456 × 1.000	= 0.456	0.00788	20
13	0.478 × 1.000	= 0.478	0.00910	21
14	0.549 × 1.000	= 0.549	0.01376	22
15	0.619 × 1.000	= 0.619	0.01980	23
16	0.690 × 1.000	= 0.690	0.02739	24
17	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	

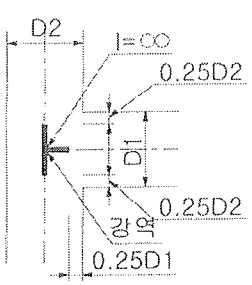
NO	Section(Tapper)	부 재
18	SEC 2 ~ 3	9
19	SEC 3 ~ 4	10
20	SEC 4 ~ 5	11
21	SEC 5 ~ 6	12
22	SEC 6 ~ 7	13
23	SEC 7 ~ 8	14
24	SEC 8 ~ 9	15
25	SEC 9 ~ 10	16
26	SEC 10 ~ 11	17
27	SEC 11 ~ 12	18
28	SEC 12 ~ 13	19
29	SEC 13 ~ 14	20
30	SEC 14 ~ 15	21
31	SEC 15 ~ 16	22
32	SEC 16 ~ 17	23

3) 단면좌표

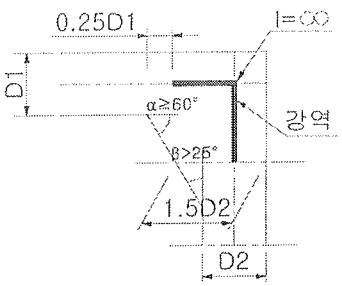
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	17	7.450	8.142
2	1.064	0.500	18	7.450	8.842
3	2.129	0.500	19	0.000	5.617
4	3.193	0.500	20	0.000	4.917
5	4.257	0.500	21	0.000	4.594
6	5.321	0.500	22	0.000	3.570
7	6.386	0.500	23	0.000	2.547
8	7.450	0.500	24	0.000	1.523
9	7.450	1.300	25	0.000	0.000
10	7.450	1.543	26	1.064	0.000
11	7.450	2.585	27	2.129	0.000
12	7.450	3.628	28	3.193	0.000
13	7.450	4.671	29	4.257	0.000
14	7.450	5.714	30	5.321	0.000
15	7.450	6.756	31	6.386	0.000
16	7.450	7.799	32	7.450	0.000

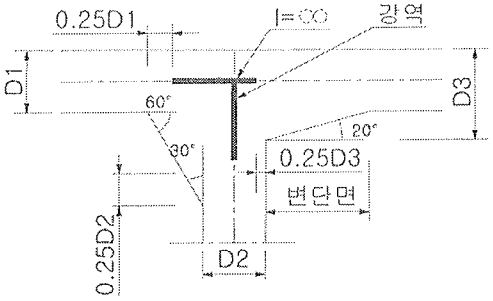
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 1200 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 700 = 425 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

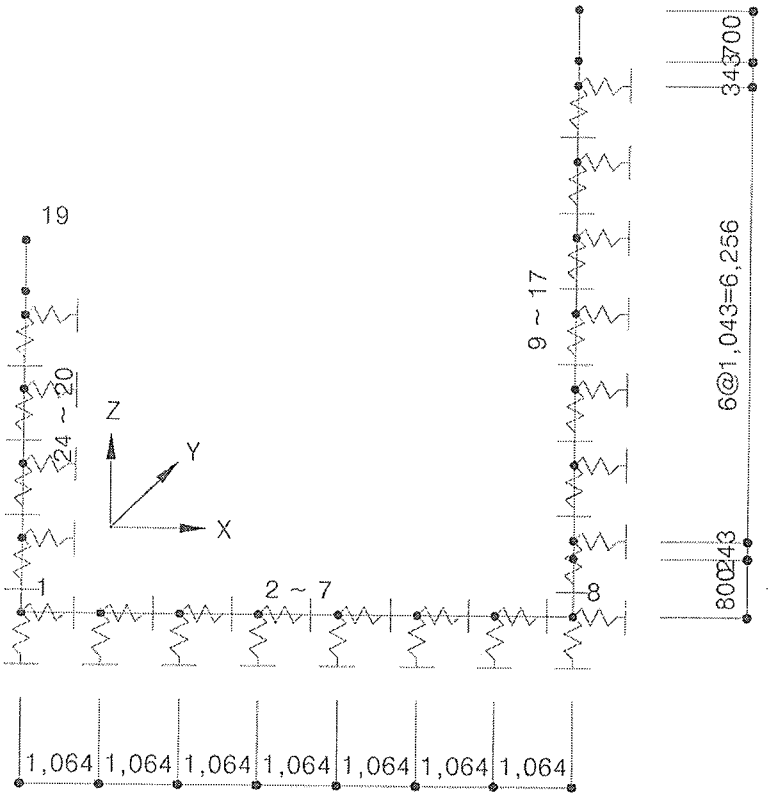
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

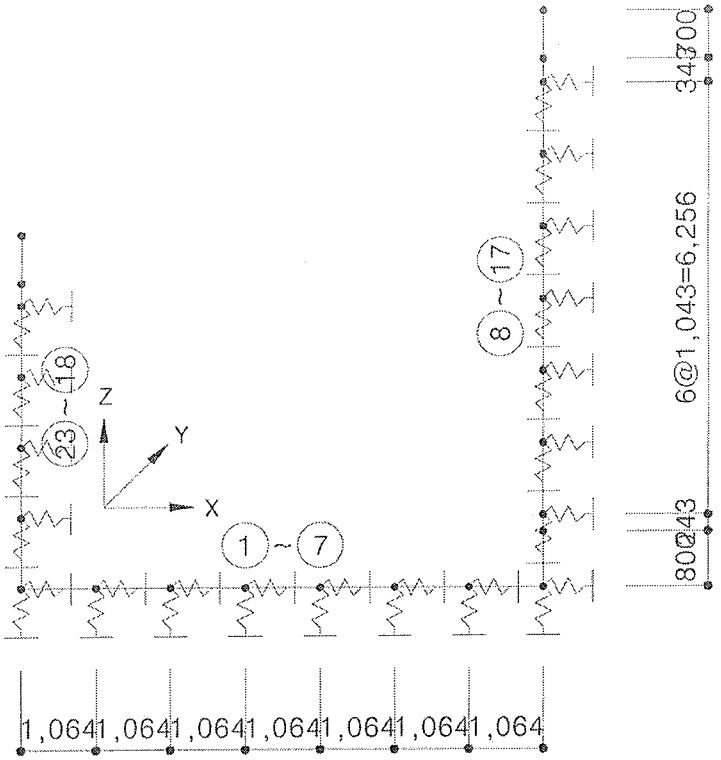
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~7
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	8

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
3	0.987 × 1.000	= 0.987	0.08011	10
4	0.903 × 1.000	= 0.903	0.06138	11
5	0.819 × 1.000	= 0.819	0.04583	12
6	0.735 × 1.000	= 0.735	0.03315	13
7	0.652 × 1.000	= 0.652	0.02306	14
8	0.568 × 1.000	= 0.568	0.01526	15
9	0.484 × 1.000	= 0.484	0.00945	16
10	0.456 × 1.000	= 0.456	0.00793	17
11	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	19
12	0.456 × 1.000	= 0.456	0.00788	20
13	0.478 × 1.000	= 0.478	0.00910	21
14	0.549 × 1.000	= 0.549	0.01376	22
15	0.619 × 1.000	= 0.619	0.01980	23
16	0.690 × 1.000	= 0.690	0.02739	24
17	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	

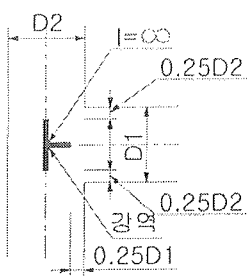
NO	Section(Tapper)	부 재
18	SEC 2 ~ 3	9
19	SEC 3 ~ 4	10
20	SEC 4 ~ 5	11
21	SEC 5 ~ 6	12
22	SEC 6 ~ 7	13
23	SEC 7 ~ 8	14
24	SEC 8 ~ 9	15
25	SEC 9 ~ 10	16
26	SEC 10 ~ 11	17
27	SEC 11 ~ 12	18
28	SEC 12 ~ 13	19
29	SEC 13 ~ 14	20
30	SEC 14 ~ 15	21
31	SEC 15 ~ 16	22
32	SEC 16 ~ 17	23

3) 단면좌표

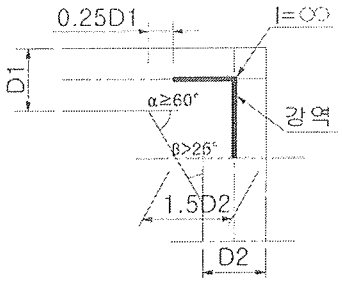
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	7.450	4.171
2	1.064	0.000	14	7.450	5.214
3	2.129	0.000	15	7.450	6.256
4	3.193	0.000	16	7.450	7.299
5	4.257	0.000	17	7.450	7.642
6	5.321	0.000	18	7.450	8.342
7	6.386	0.000	19	0.000	5.117
8	7.450	0.000	20	0.000	4.417
9	7.450	0.800	21	0.000	4.094
10	7.450	1.043	22	0.000	3.070
11	7.450	2.085	23	0.000	2.047
12	7.450	3.128	24	0.000	1.023

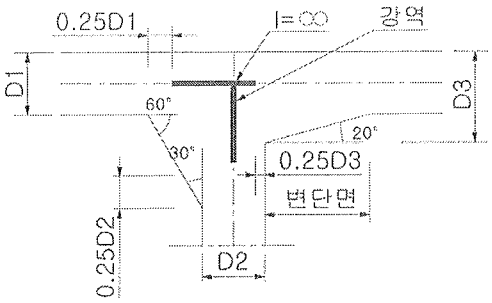
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 1200 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 700 = 425 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 ㎜

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 = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(8.300 × 8.300) = 8.30 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (8.300 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2486.87 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.064/2) = 2194 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 2647 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.064/2 + 1.000/2) = 2567 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 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 = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(8.300 × 8.300) = 8.300 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (8.300 / 0.3) $^{-3/4}$ = 4973.75 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 4973.750 = 1657.92 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(5.017 × 8.242) = 6.430 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (6.430 / 0.3) $^{-3/4}$ = 6023.29 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 6023.29 = 2007.76 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(5.017 × 8.242) = 6.430 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (6.430 / 0.3)$^{-3/4}$ = 6023.29 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 6023.29 = 2007.76 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(5.017 × 8.242) = 6.430 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (6.430 / 0.3)$^{-3/4}$ = 6023.29 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 6023.29 = 2007.76 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.043/2 + 1.043/2) = 6282 kN/m	10~16
Kss1	Kss x (1.043/2 + 1.043/2) = 2094 kN/m	
Kh2	Kh x (1.023/2 + 1.023/2) = 6162 kN/m	21~24
Kss2	Kss x (1.023/2 + 1.023/2) = 2054 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.064/2 + 1.064/2) = 5294 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.064/2 + 1.064/2) = 1765 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.064/2) = 4388 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.023/2 + 0.800/2) = 5490 kN/m	
Kv2	Kv x (1.064/2 + 1.000/2) = 5134 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.043/2 + 0.800/2) = 5551 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.500 = 3.720 kN/m²

Wh2 = 3.720 + 0.176 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.847 × 19.000 × 0.500 = 13.797 kN/m²

Wh4 = 13.797 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 23.520 kN/m²

Wh5 = 23.520 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 33.243 kN/m²

Wh6 = 33.243 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 42.966 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.343 × 23.000 × 0.500 = 3.941 kN/m²

Wh2 = 3.941 + 0.157 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.885 × 19.000 × 0.500 = 14.161 kN/m²

Wh4 = 14.161 + 1.043 × 19.000 × 0.500 = 24.067 kN/m²

Wh5 = 24.067 + 1.043 × 19.000 × 0.500 = 33.973 kN/m²

Wh6 = 33.973 + 1.043 × 19.000 × 0.500 = 43.878 kN/m²

Wh7 = 43.878 + 1.043 × 19.000 × 0.500 = 53.784 kN/m²

Wh8 = 53.784 + 1.043 × 19.000 × 0.500 = 63.690 kN/m²

Wh9 = 63.690 + 0.243 × 19.000 × 0.500 = 65.995 kN/m²

Wh10 = 65.995 + 0.800 × 19.000 × 0.500 = 73.595 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.500 = 3.720 kN/m²

Wh2 = 3.720 + 0.176 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 10.500 kN/m²

Wh4 = 10.500 + 0.347 × 10.000 × 0.500 = 12.235 kN/m²

Wh5 = 12.235 + 1.024 × 10.000 × 0.500 = 17.352 kN/m²

Wh6 = 17.352 + 1.024 × 10.000 × 0.500 = 22.470 kN/m²

Wh7 = 22.470 + 1.024 × 10.000 × 0.500 = 27.587 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.343 × 23.000 × 0.500 = 3.941 kN/m²

Wh2 = 3.941 + 0.157 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.885 × 19.000 × 0.500 = 14.161 kN/m²

Wh4 = 14.161 + 1.043 × 19.000 × 0.500 = 24.067 kN/m²

Wh5 = 24.067 + 1.043 × 19.000 × 0.500 = 33.973 kN/m²

Wh6 = 33.973 + 0.898 × 19.000 × 0.500 = 42.505 kN/m²

Wh7 = 42.505 + 0.144 × 10.000 × 0.500 = 43.228 kN/m²

Wh8 = 43.228 + 1.043 × 10.000 × 0.500 = 48.441 kN/m²

Wh9 = 48.441 + 1.043 × 10.000 × 0.500 = 53.655 kN/m²

Wh10 = 53.655 + 0.243 × 10.000 × 0.500 = 54.868 kN/m²

Wh11 = 54.868 + 0.800 × 10.000 × 0.500 = 58.868 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.347 × 10.000 = 3.470 kN/m²

Ww2 = 3.470 + 1.024 × 10.000 = 13.704 kN/m²

Ww3 = 13.704 + 1.024 × 10.000 = 23.939 kN/m²

Ww4 = 23.939 + 1.024 × 10.000 = 34.174 kN/m²

- 우측 벽체

Ww5 = 0.144 × 10.000 = 1.445 kN/m²

Ww6 = 1.445 + 1.043 × 10.000 = 11.872 kN/m²

Ww7 = 11.872 + 1.043 × 10.000 = 22.300 kN/m²

Ww8 = 22.300 + 0.243 × 10.000 = 24.727 kN/m²

Ww9 = 24.727 + 0.800 × 10.000 = 32.727 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (5.017 - 1.000) × 10.000 = 40.174 kN/m²

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0 \times 10^{-5}$
-

$$\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha} = 15^{\circ}\ C$$

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	3.953°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.464

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	3.953°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.399

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.464 = 3.452 kN/m²

Wh2 = 3.452 + 0.176 × 23.000 × 0.464 = 5.336 kN/m²

Wh3 = 5.336 + 0.847 × 19.000 × 0.464 = 12.803 kN/m²

Wh4 = 12.803 + 1.024 × 19.000 × 0.464 = 21.826 kN/m²

Wh5 = 21.826 + 1.024 × 19.000 × 0.464 = 30.850 kN/m²

Wh6 = 30.850 + 1.024 × 19.000 × 0.464 = 39.873 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.343 × 23.000 × 0.464 = 3.657 kN/m²

Wh2 = 3.657 + 0.157 × 23.000 × 0.464 = 5.336 kN/m²

Wh3 = 5.336 + 0.885 × 19.000 × 0.464 = 13.142 kN/m²

Wh4 = 13.142 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 22.334 kN/m²

Wh5 = 22.334 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 31.527 kN/m²

Wh6 = 31.527 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 40.719 kN/m²

Wh7 = 40.719 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 49.911 kN/m²

Wh8 = 49.911 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 59.104 kN/m²

Wh9 = 59.104 + 0.243 × 19.000 × 0.464 = 61.244 kN/m²

Wh10 = 61.244 + 0.800 × 19.000 × 0.464 = 68.296 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.399 = 2.969 kN/m²

Wh2 = 2.969 + 0.176 × 23.000 × 0.399 = 4.588 kN/m²

Wh3 = 4.588 + 0.847 × 19.000 × 0.399 = 11.010 kN/m²

Wh4 = 11.010 + 1.024 × 19.000 × 0.399 = 18.769 kN/m²

Wh5 = 18.769 + 1.024 × 19.000 × 0.399 = 26.528 kN/m²

Wh6 = 26.528 + 1.024 × 19.000 × 0.399 = 34.287 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.343 × 23.000 × 0.399 = 3.145 kN/m²

Wh2 = 3.145 + 0.157 × 23.000 × 0.399 = 4.588 kN/m²

Wh3 = 4.588 + 0.885 × 19.000 × 0.399 = 11.301 kN/m²

Wh4 = 11.301 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 19.205 kN/m²

Wh5 = 19.205 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 27.110 kN/m²

Wh6 = 27.110 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 35.015 kN/m²

Wh7 = 35.015 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 42.920 kN/m²

Wh8 = 42.920 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 50.824 kN/m²

Wh9 = 50.824 + 0.243 × 19.000 × 0.399 = 52.664 kN/m²

Wh10 = 52.664 + 0.800 × 19.000 × 0.399 = 58.729 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.464 = 3.452 kN/m²

Wh2 = 3.452 + 0.176 × 23.000 × 0.464 = 5.336 kN/m²

Wh3 = 5.336 + 0.500 × 19.000 × 0.464 = 9.744 kN/m²

Wh4 = 9.744 + 0.347 × 10.000 × 0.464 = 11.354 kN/m²

Wh5 = 11.354 + 1.024 × 10.000 × 0.464 = 16.103 kN/m²

Wh6 = 16.103 + 1.024 × 10.000 × 0.464 = 20.852 kN/m²

Wh7 = 20.852 + 1.024 × 10.000 × 0.464 = 25.601 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.343 × 23.000 × 0.464 = 3.657 kN/m²
Wh2 = 3.657 + 0.157 × 23.000 × 0.464 = 5.336 kN/m²
Wh3 = 5.336 + 0.885 × 19.000 × 0.464 = 13.142 kN/m²
Wh4 = 13.142 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 22.334 kN/m²
Wh5 = 22.334 + 1.043 × 19.000 × 0.464 = 31.527 kN/m²
Wh6 = 31.527 + 0.898 × 19.000 × 0.464 = 39.445 kN/m²
Wh7 = 39.445 + 0.144 × 10.000 × 0.464 = 40.116 kN/m²
Wh8 = 40.116 + 1.043 × 10.000 × 0.464 = 44.954 kN/m²
Wh9 = 44.954 + 1.043 × 10.000 × 0.464 = 49.792 kN/m²
Wh10 = 49.792 + 0.243 × 10.000 × 0.464 = 50.918 kN/m²
Wh11 = 50.918 + 0.800 × 10.000 × 0.464 = 54.630 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.324 × 23.000 × 0.399 = 2.969 kN/m²
Wh2 = 2.969 + 0.176 × 23.000 × 0.399 = 4.588 kN/m²
Wh3 = 4.588 + 0.500 × 19.000 × 0.399 = 8.379 kN/m²
Wh4 = 8.379 + 0.347 × 10.000 × 0.399 = 9.764 kN/m²
Wh5 = 9.764 + 1.024 × 10.000 × 0.399 = 13.847 kN/m²
Wh6 = 13.847 + 1.024 × 10.000 × 0.399 = 17.931 kN/m²
Wh7 = 17.931 + 1.024 × 10.000 × 0.399 = 22.015 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.343 × 23.000 × 0.399 = 3.145 kN/m²
Wh2 = 3.145 + 0.157 × 23.000 × 0.399 = 4.588 kN/m²
Wh3 = 4.588 + 0.885 × 19.000 × 0.399 = 11.301 kN/m²
Wh4 = 11.301 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 19.205 kN/m²
Wh5 = 19.205 + 1.043 × 19.000 × 0.399 = 27.110 kN/m²
Wh6 = 27.110 + 0.898 × 19.000 × 0.399 = 33.919 kN/m²
Wh7 = 33.919 + 0.144 × 10.000 × 0.399 = 34.496 kN/m²
Wh8 = 34.496 + 1.043 × 10.000 × 0.399 = 38.656 kN/m²
Wh9 = 38.656 + 1.043 × 10.000 × 0.399 = 42.817 kN/m²
Wh10 = 42.817 + 0.243 × 10.000 × 0.399 = 43.785 kN/m²
Wh11 = 43.785 + 0.800 × 10.000 × 0.399 = 46.977 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

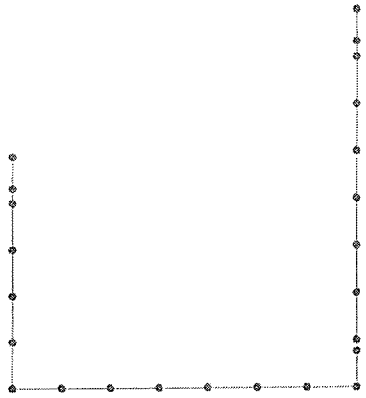
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.063 = 1.890	fb = 1.200×25.000×0.154 = 4.620

② 측벽

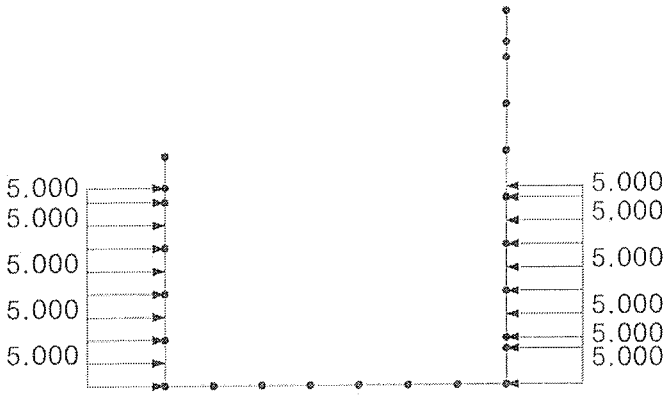
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.733
f3 = 0.478×25.000×0.063 = 0.752	f3 = 0.478×25.000×0.154 = 1.839
f4 = 0.561×25.000×0.063 = 0.884	f4 = 0.561×25.000×0.154 = 2.161
f5 = 0.645×25.000×0.063 = 1.016	f5 = 0.645×25.000×0.154 = 2.484
f6 = 0.729×25.000×0.063 = 1.148	f6 = 0.729×25.000×0.154 = 2.807
f7 = 0.813×25.000×0.063 = 1.280	f7 = 0.813×25.000×0.154 = 3.129
f8 = 0.897×25.000×0.063 = 1.412	f8 = 0.897×25.000×0.154 = 3.452
f9 = 0.980×25.000×0.063 = 1.544	f9 = 0.980×25.000×0.154 = 3.775
f10 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f10 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f11 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f11 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

10. 하 중 재 하 (상시)

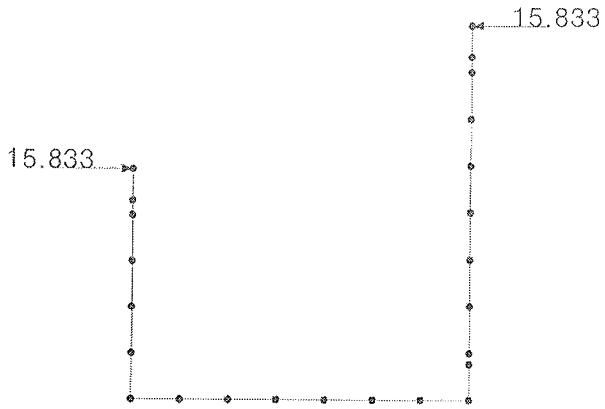
1) CASE1 - 구체자중(SW)



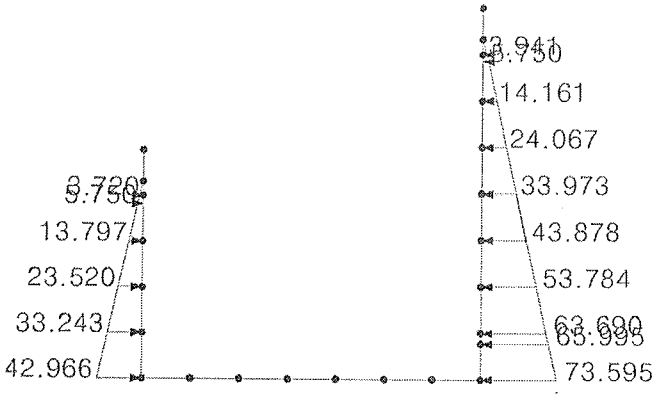
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



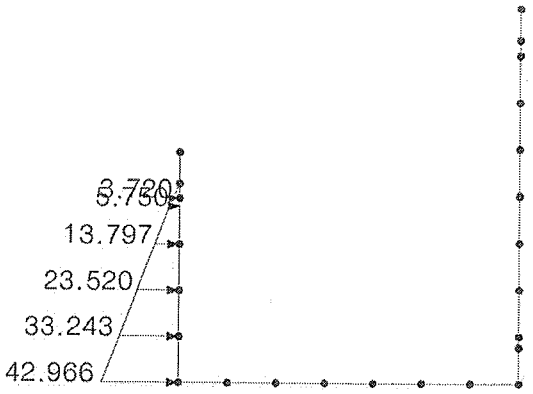
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



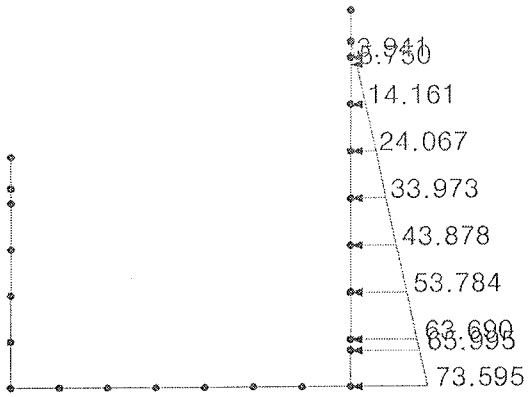
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



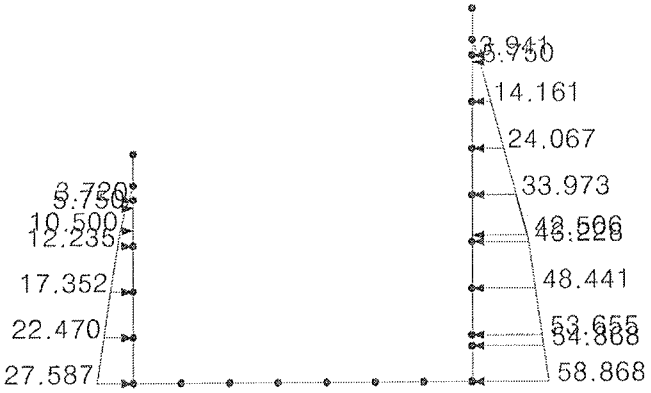
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



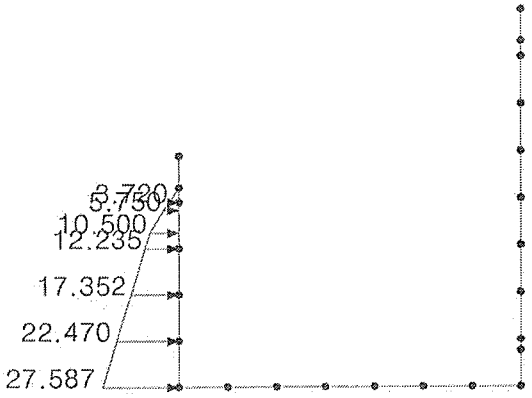
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



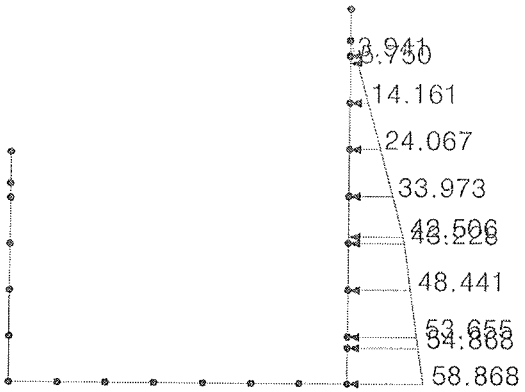
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



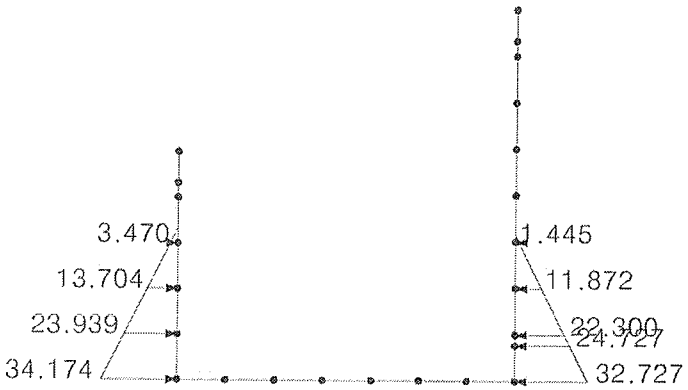
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



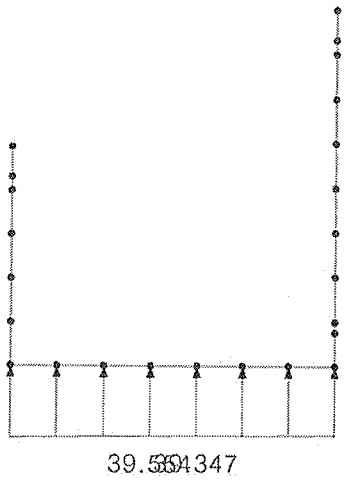
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



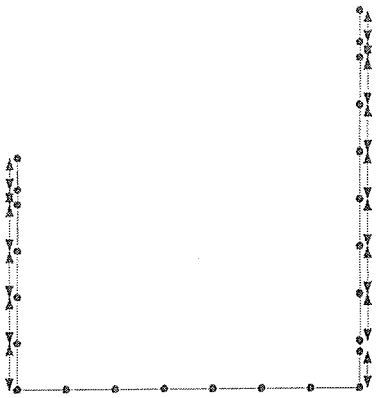
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

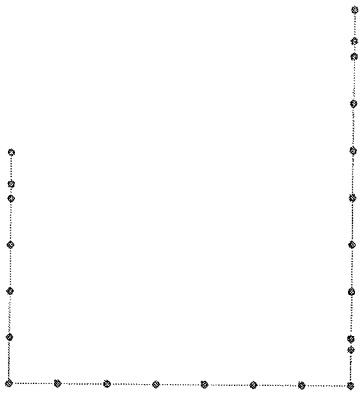


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

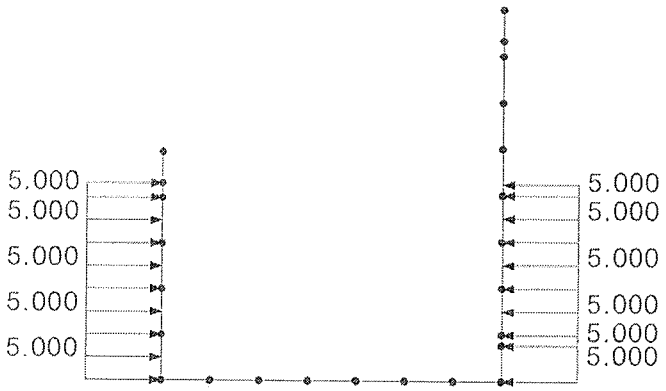


11. 하중 재하 (기능수행)

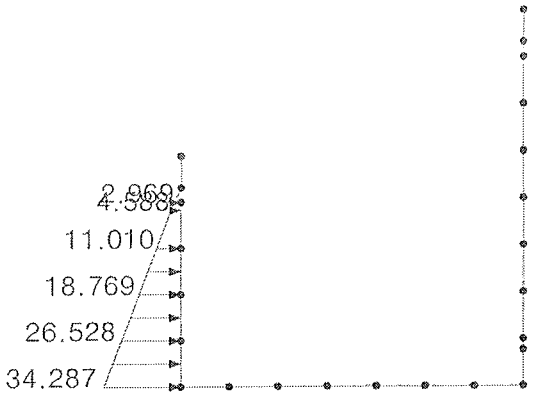
1) CASE1 - 구체자중(SW)



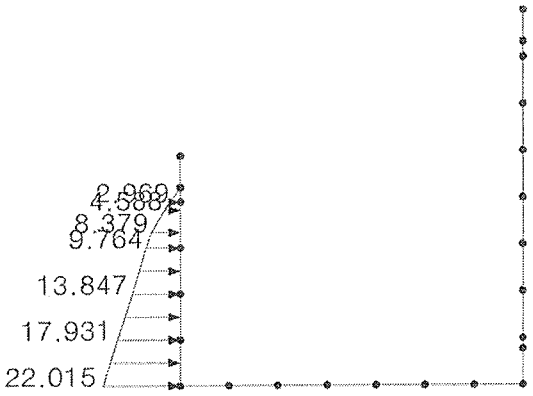
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



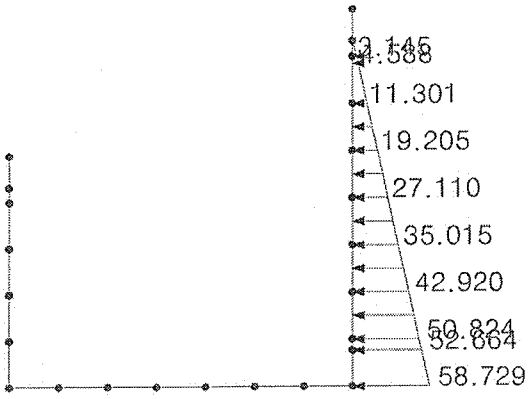
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



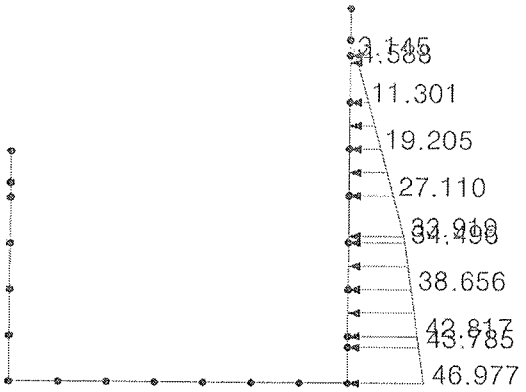
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



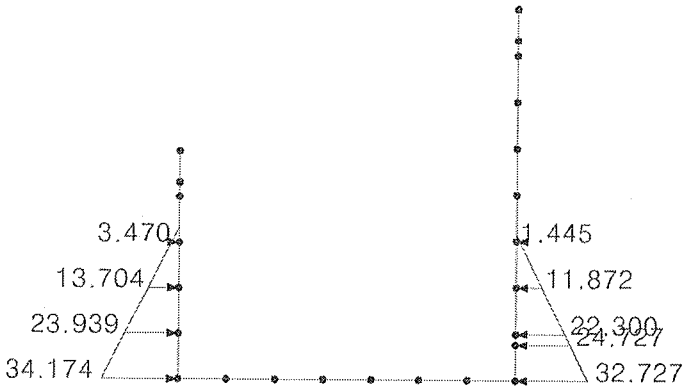
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



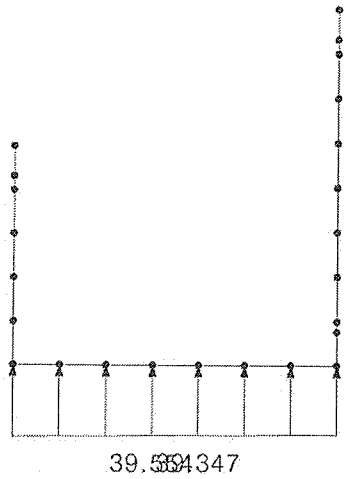
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



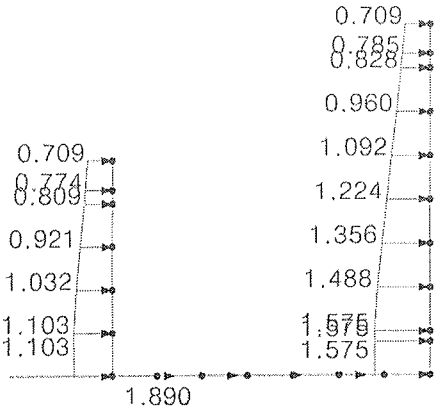
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



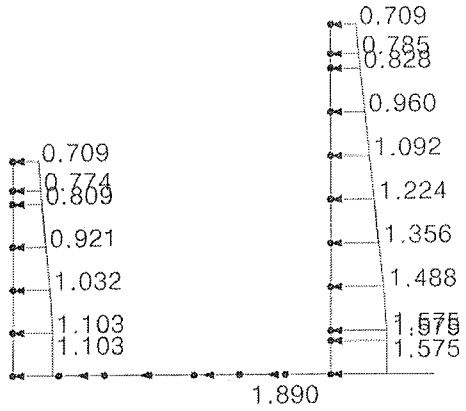
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

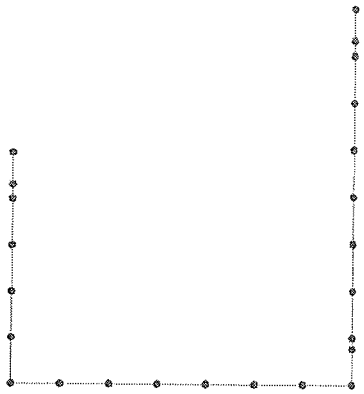


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

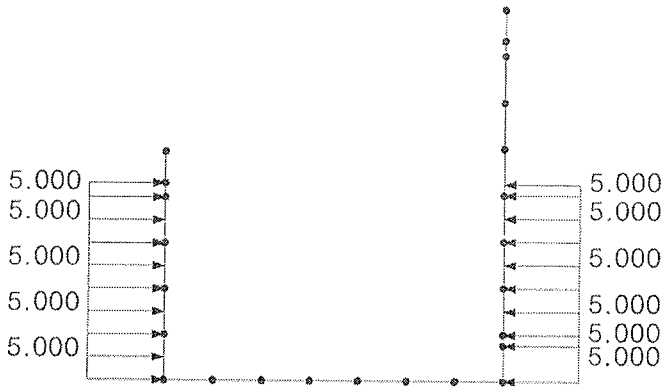


12. 하중 재하 (붕괴방지)

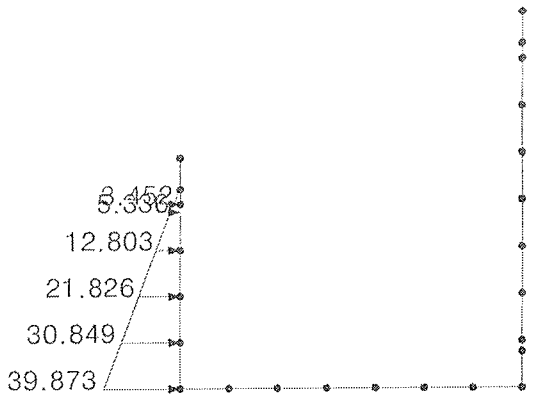
1) CASE1 - 구체자중(SW)



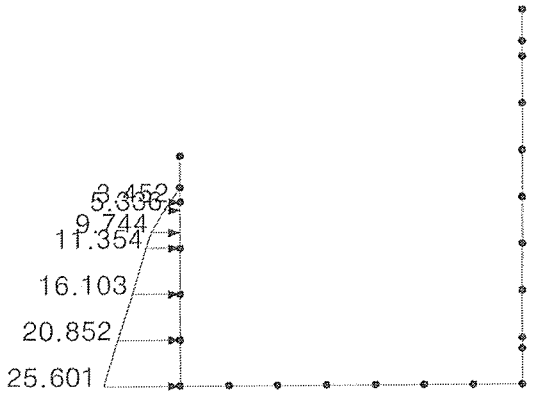
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



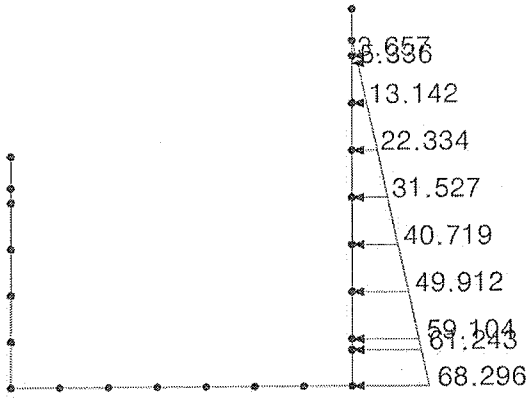
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



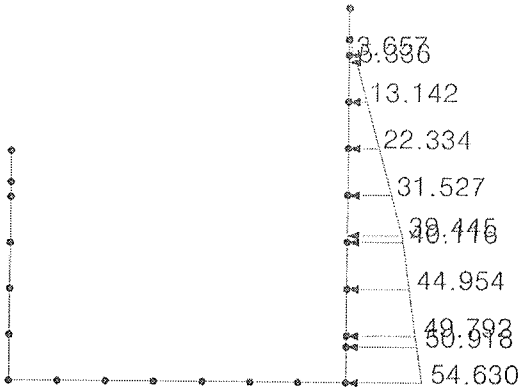
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



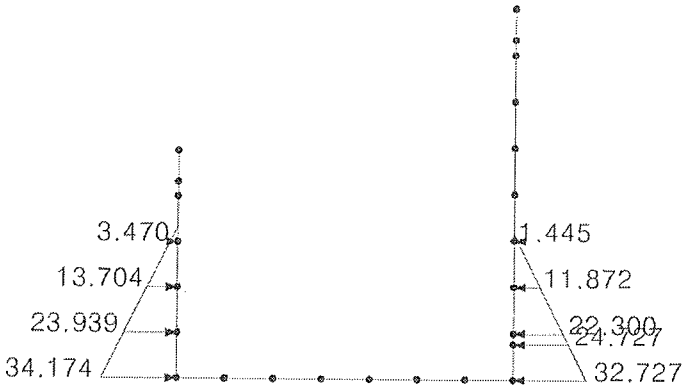
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



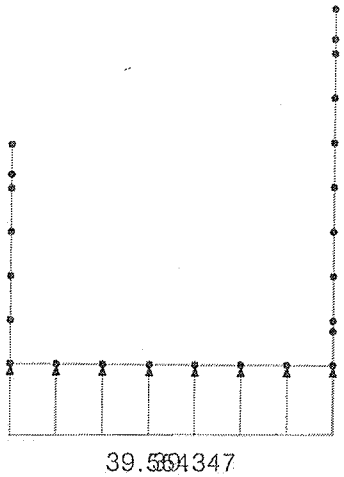
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



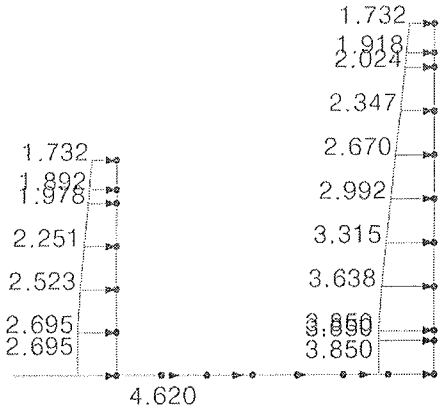
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



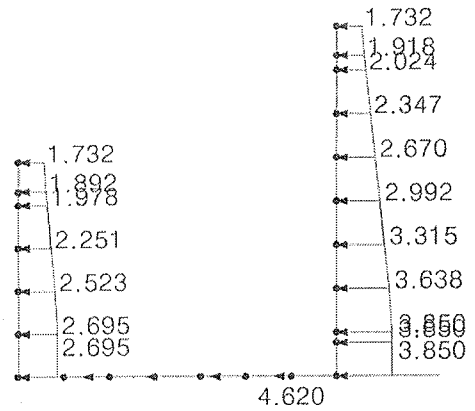
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 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 = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

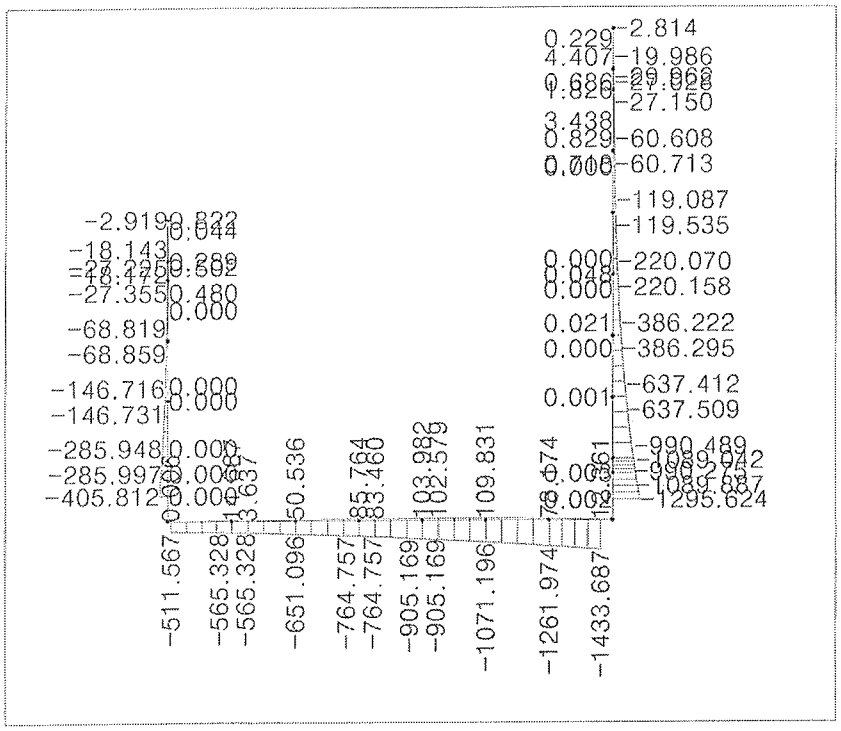
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

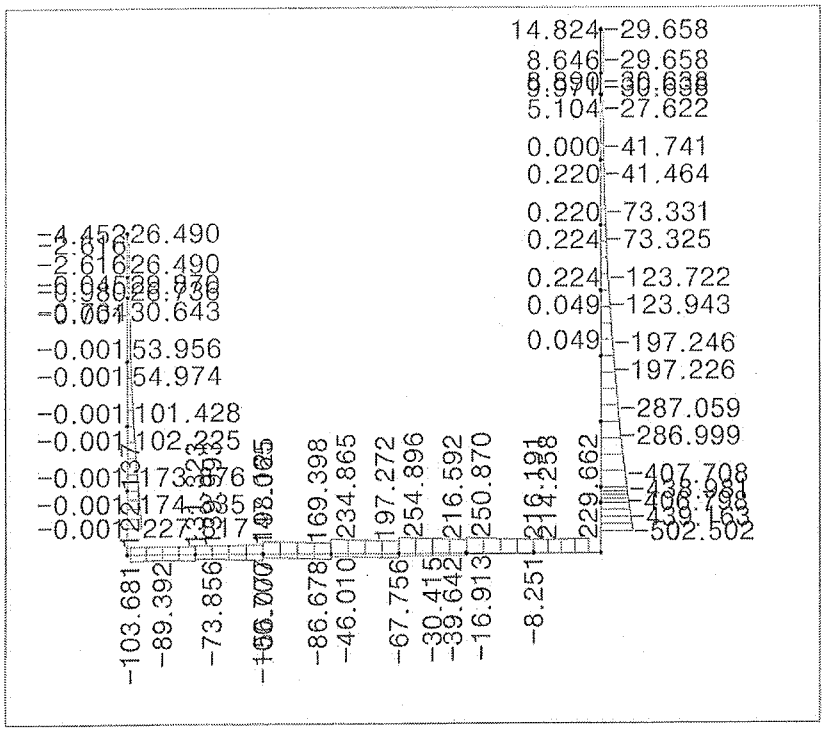
14. 단면력정리

14.1 상시

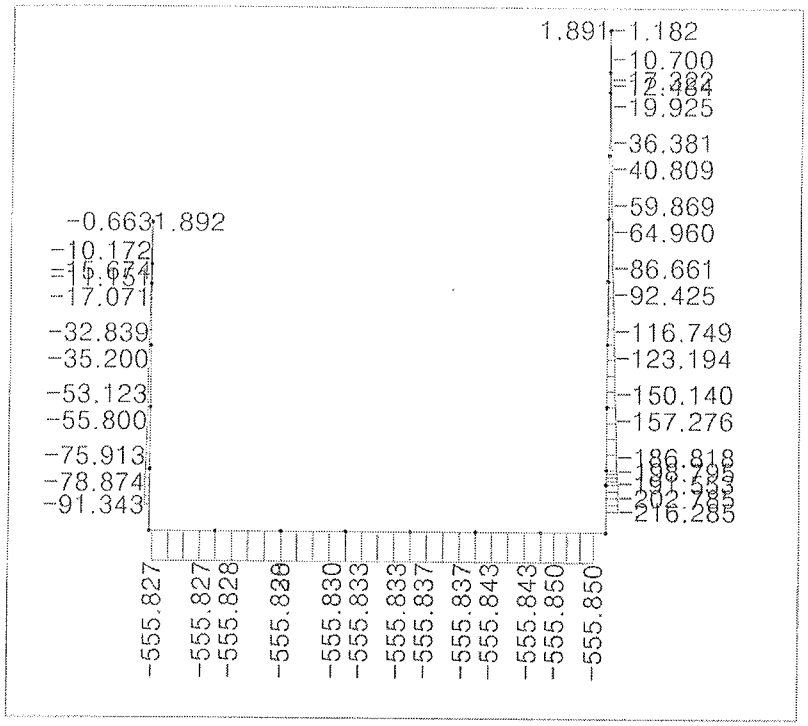
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



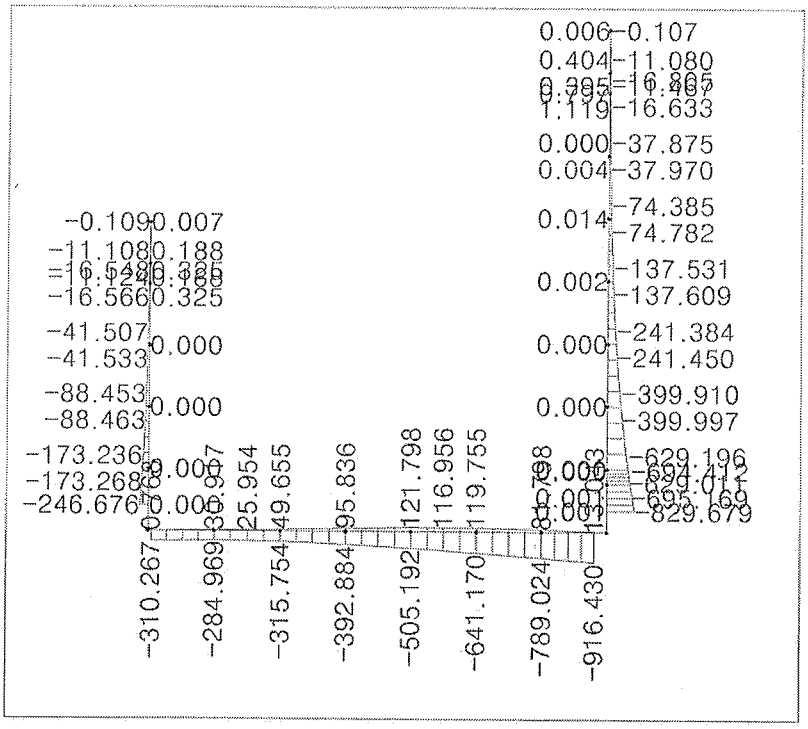
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

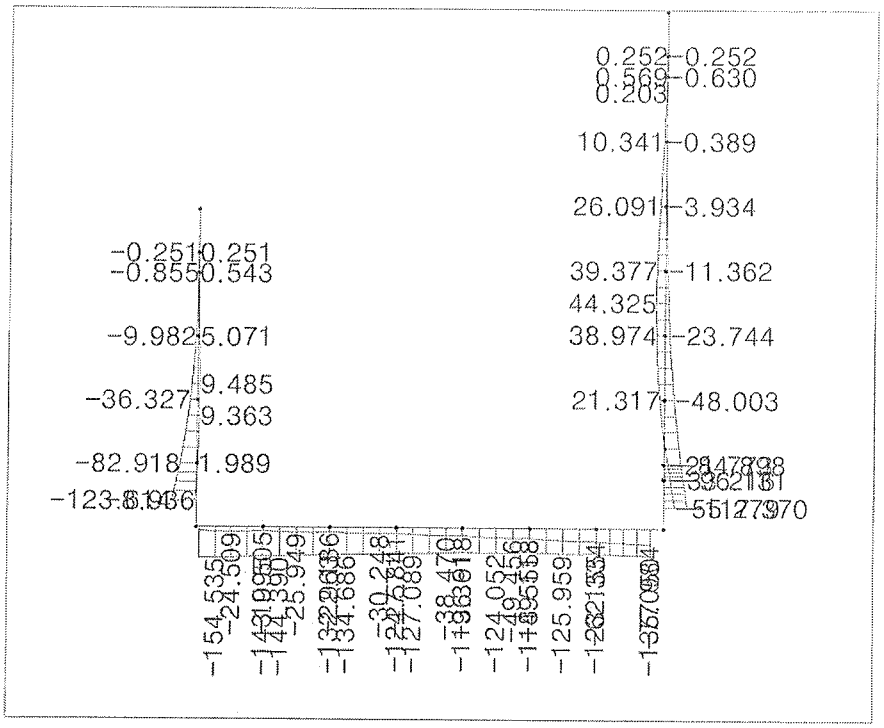


5) 단면력 정리

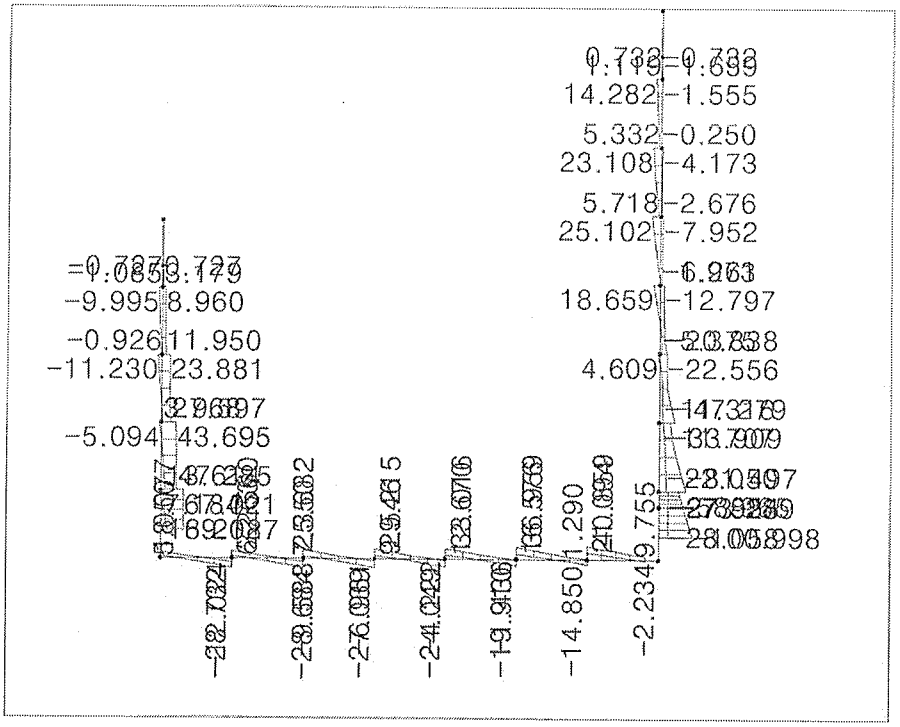
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	511.57	141.06	555.83	310.27	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	109.83	250.87	555.84	119.76	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	1071.20	250.87	555.84	641.17	1000.00	1200.00	
		우측	4	1433.69	231.81	555.85	916.43	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	207.17	134.93	65.59	125.12	1000.00	644.63	
		하부	6	405.81	153.56	91.34	246.68	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	565.71	263.02	143.16	354.30	1000.00	881.02	
		하부	8	1295.62	341.70	216.29	829.68	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

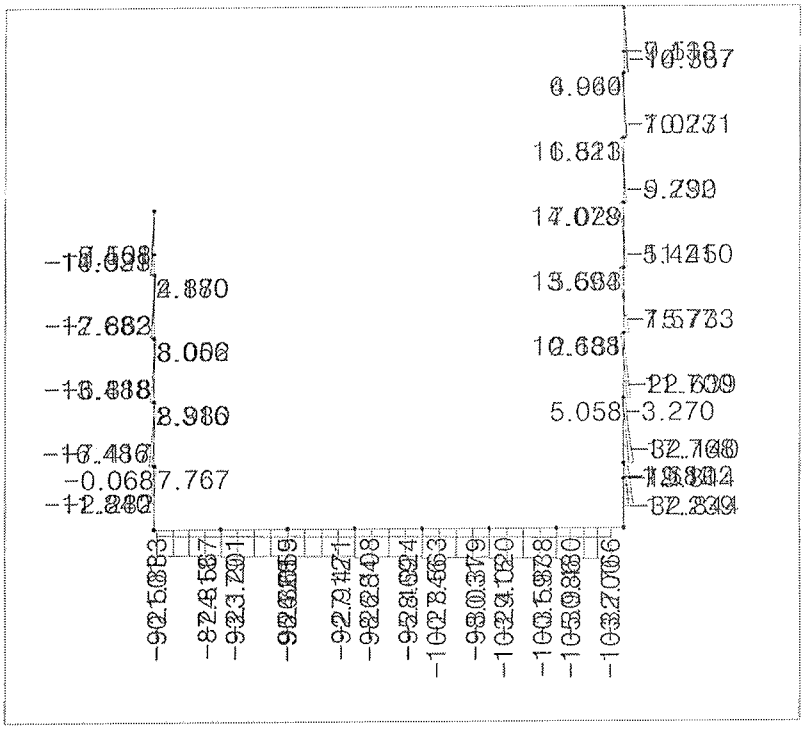
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

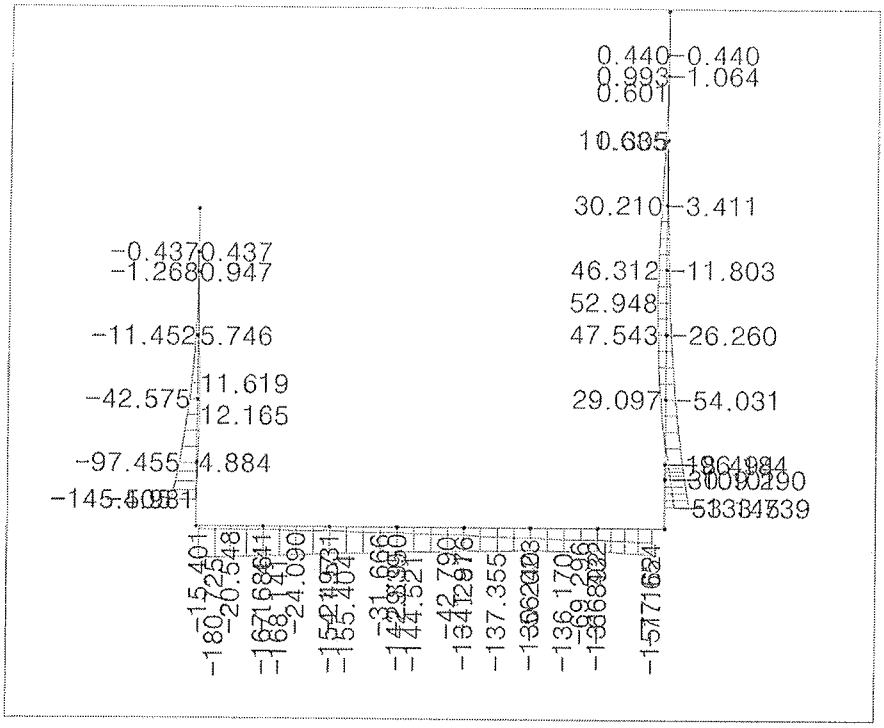


4) 단면력 정리

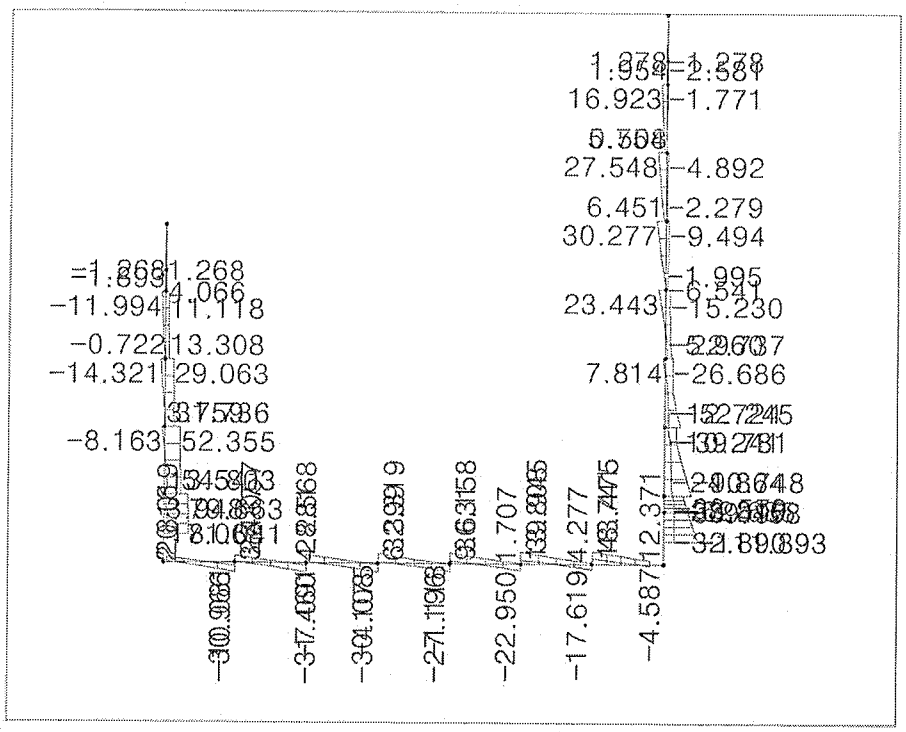
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	153.72	9.29	99.61	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	36.96	107.09	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	118.56	36.96	107.09	1000.00	1200.00	
		우측	4	135.05	17.90	112.73	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	59.16	45.50	6.16	1000.00	644.63	
		하부	6	123.61	46.40	11.84	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	41.40	34.49	17.76	1000.00	881.02	
		하부	8	117.37	51.48	35.78	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

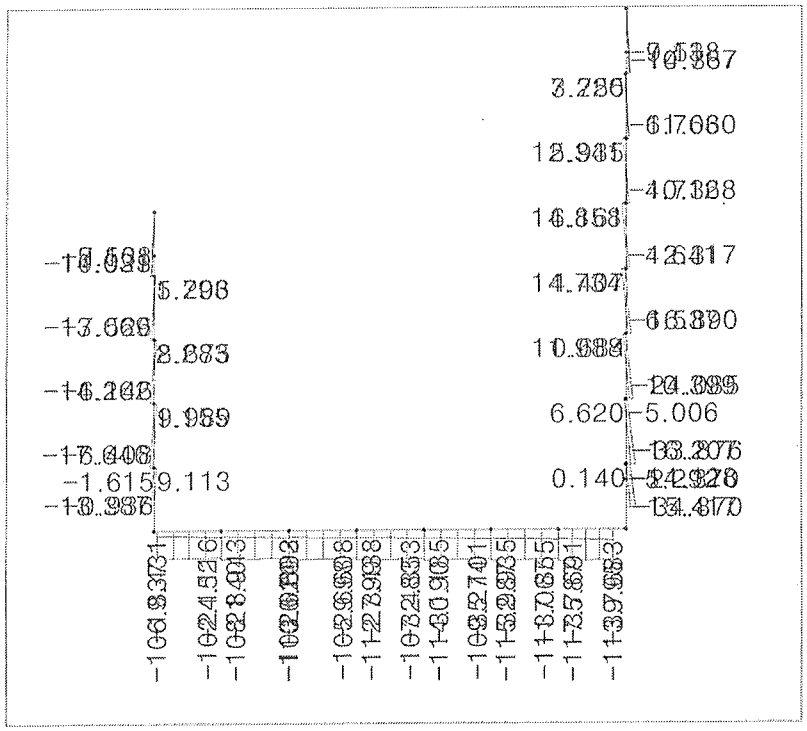
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	180.48	11.78	116.75	1000.00	1200.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	39.95	119.08	1000.00	1200.00	
		중앙부 (하면)	3	130.24	39.95	119.08	1000.00	1200.00	
		우측	4	151.16	20.89	123.54	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	69.70	53.60	7.32	1000.00	644.63	
		하부	6	145.51	54.21	13.39	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	46.71	37.28	19.32	1000.00	881.02	
		하부	8	133.74	55.60	37.97	1000.00	1000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-511.57	-	-180.48	-153.72	-511.57	
		중앙부 (상면)	2	109.83	-	-	-	109.83	
		중앙부 (하면)	3	-1071.20	-	-130.24	-118.56	-1071.20	
		우측	4	-1433.69	-	-151.16	-135.05	-1433.69	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-207.17	-	-69.70	-59.16	-207.17	
		하부	6	-405.81	-	-145.51	-123.61	-405.81	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-565.71	-	-46.71	-41.40	-565.71	
		하부	8	-1295.62	-	-133.74	-117.37	-1295.62	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	141.06	-	11.78	9.29	141.06	
		중앙부 (상면)	2	250.87	-	39.95	36.96	250.87	
		중앙부 (하면)	3	250.87	-	39.95	36.96	250.87	
		우측	4	231.81	-	20.89	17.90	231.81	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	134.93	-	53.60	45.50	134.93	
		하부	6	153.56	-	54.21	46.40	153.56	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-263.02	-	-37.28	-34.49	-263.02	
		하부	8	-341.70	-	-55.60	-51.48	-341.70	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-555.83	-	-116.75	-99.61	-578.22	
		중앙부 (상면)	2	-555.84	-	-119.08	-107.09	-578.24	
		중앙부 (하면)	3	-555.84	-	-119.08	-107.09	-578.24	
		우측	4	-555.85	-	-123.54	-112.73	-578.25	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-65.59	-	-7.32	-6.16	-65.59	
		하부	6	-91.34	-	-13.39	-11.84	-91.34	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-143.16	-	-19.32	-17.76	-149.99	
		하부	8	-216.29	-	-37.97	-35.78	-227.01	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-310.27	-	-	-	-310.27	
		중앙부 (상면)	2	119.76	-	-	-	119.76	
		중앙부 (하면)	3	-641.17	-	-	-	-641.17	
		우측	4	-916.43	-	-	-	-916.43	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-125.12	-	-	-	-125.12	
		하부	6	-246.68	-	-	-	-246.68	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-354.30	-	-	-	-354.30	
		하부	8	-829.68	-	-	-	-829.68	

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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	511.57	1158.22	1382.98	H32 - 4.0EA	3176.80	2.26
		중앙부(상면)	2	1000	1120	109.83	300.64	289.07	H16 - 4.0EA	794.40	2.74
		중앙부(하면)	2	1000	1100	1071.20	1843.80	2932.28	H29 - 8.0EA	5139.20	1.72
		우측	3	1000	1100	1433.69	2051.31	3957.46	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.43
		우측(배수구단면)	3	1000	986	1273.39	1633.21	4419.3	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.28
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	545	207.17	558.36	1139.56	H32 - 4.0EA	3176.80	2.70
		하부	5	1000	600	405.81	618.16	2050.34	H32 - 4.0EA	3176.80	1.52
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	781	565.71	1428.09	2183.59	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	2.52
		하부	7	1000	900	1295.62	1660.56	4423.54	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.28

(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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	141.1	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	250.9	1011.27	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	714.5	231.8	993.21	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	575.5	169.5	799.99	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	353.7	134.9	491.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	389.7	153.6	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	507.3	263.0	705.19	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	584.6	341.7	812.63	2.00	-	H13	300	253.40	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	1200.00	1100.00	100.00	511.57	141.06

* 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 (1100.00 - 65.140) / 65.140 = 0.04766

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1382.978 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.297]

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 = 0.00289

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 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 (1100.00 - a/2) = 1158.221 kN.m

≥ Mu (= 511.567 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.264]

* 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 (= 141.061 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	1120.00	80.00	109.83	250.87

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1120.00 - 16.289) / 16.289 = 0.20327

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 289.073 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.748]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00071

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (1120.00 - a/2) = 300.638 kN.m

≥ Mu (= 109.831 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.737]

* 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 (= 250.870 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	1100.00	100.00	1071.20	250.87

* 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 (1100.00 - 105.379) / 105.379 = 0.02832

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2932.279 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.753]

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 = 0.00467

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 (1100.00 - a/2) = 1843.805 kN.m

≥ Mu (= 1071.196 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.721]

* 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 (= 250.870 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	1200.00	1100.00	100.00	1433.69	231.81

* 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 (1100.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02501

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3957.464 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.452]

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 = 0.00522

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 (1100.00 - a/2) = 2051.313 kN.m

≥ Mu (= 1433.687 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.431]

* 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 (= 231.814 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 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)
1000.0	986.0	886.0	100.0	1273.4	169.5

* 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 (886.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01956

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4419.258 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.300]

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

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.00649

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 (886.00 - a/2) = 1633.205 kN.m

≥ Mu (= 1273.391 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.283]

* 전단에 대한 검토 (d = 886.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 886.00 = 575.474 kN

≥ Vu (= 169.513 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 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	644.63	544.63	100.00	207.17	134.93

* 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 (544.63 - 65.140) / 65.140 = 0.02208

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1139.558 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.788]

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 = 0.00583

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 (544.63 - a/2) = 558.356 kN.m

≥ Mu (= 207.168 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.695]

* 전단에 대한 검토 (d = 544.63 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 544.63 = 353.746 kN

≥ Vu (= 134.925 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 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	700.00	600.00	100.00	405.81	153.56

* 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 (600.00 - 65.140) / 65.140 = 0.02463

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2050.335 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3176.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.549]

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 = 0.00529

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 (600.00 - a/2) = 618.165 kN.m

≥ Mu (= 405.812 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.523]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 153.561 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 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	881.02	781.02	100.00	565.71	263.02

* 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 (781.02 - 117.830) / 117.830 = 0.01689

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2183.588 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.632]

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 = 0.00736

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 (781.02 - a/2) = 1428.089 kN.m

≥ Mu (= 565.714 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.524]

* 전단에 대한 검토 (d = 781.02 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 781.02 = 507.285 kN

≥ Vu (= 263.023 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 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	900.00	100.00	1295.62	341.70

* 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 (900.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01991

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4423.537\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.299]

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 = 0.00638

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 (900.00 - a/2) = 1660.558 kN.m

≥ Mu (= 1295.624 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.282]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

≥ Vu (= 341.703 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

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

2) 하부슬래브 : 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 - 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

3) 하부슬래브 : 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 - 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

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

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

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 986 × 0.0020 = 1972.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1972.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 986 × 1000 = 1479.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1479.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 649 × 0.0020 = 1298.38 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1298.377 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 649 x 1000 = 973.8 ㎟ (≤1800)
∴ 973.8 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 688 × 0.0020 = 1375.16 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1375.157 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 688 x 1000 = 1031.4 ㎟ (≤1800)
∴ 1031.4 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 881 × 0.0020 = 1762.03 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1762.031 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 881 x 1000 = 1321.5 ㎟ (≤1800)
∴ 1321.5 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

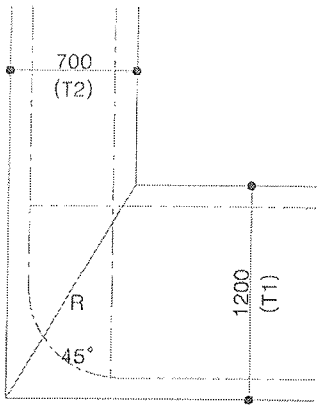
① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 973 × 0.0020 = 1946.99 ㎟

∴ 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 973 x 1000 = 1460.2 ㎟ (≤1800)
∴ 1460.2 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 310.267 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 310.267 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1389.244$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 310.27 \times 10^6}{1389.244^2 \times 1000} = 0.804 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 310.27 \times 10^6}{1389.244 \times 180} = 2481.504 \text{ mm}^2$$

$Asb = 0.000 \text{ mm}^2$

Req'd As = As - Asb
= 2481.504 mm² - 0.000 mm²
= 2481.504 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA

∴ Total As = 2569.600 mm² > Req'd As (= 2481.504 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0007093 + √(2 x 0.0050 + (0.0050)²) = 0.095

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.095 /3 = 0.968

fs = Mo / (As x d x j) = 768428.000 / (794.400 x 1120.000 x 0.968)

= 0.892 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 0.892 x 794.400 = 708.486 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0012813 + √(2 x 0.0090 + (0.0090)²) = 0.125

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 768428.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)

= 1.628 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 1.628 x 794.400 = 1293.406 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

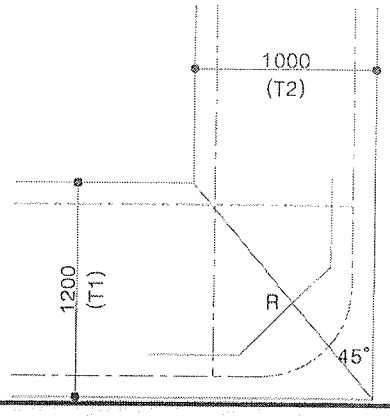
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(708.486² + 1293.406²) / 180.0

As = 8.193 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 916.430 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 916.430 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 916.43 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 1.878 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 916.43 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 6518.715 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6518.715 mm² - 2569.600 mm²

= 3949.115 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 3949.115 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0007093 + √(2 x 0.0050 + (0.0050)²) = 0.095

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.095 /3 = 0.968

fs = Mo / (As x d x j) = 13042719.000 / (794.400 x 1120.000 x 0.968)

= 15.138 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 15.138 x 794.400 = 12025.317 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0008635 + √(2 x 0.0060 + (0.0060)²) = 0.104

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.104 /3 = 0.965

fs = Mo / (As x d x j) = 13042719.000 / (794.400 x 920.000 x 0.965)

= 18.487 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 18.487 x 794.400 = 14686.339 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(12025.317² + 14686.339²) / 180.0

As = 105.453 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ 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
하부슬래브	1경간	좌측	1	1100	H32 - 4.0EA	250	623.174	O.K	2.49
		중앙부 (상면)	2	1120	H16 - 4.0EA	250	386.586	O.K	1.55
		중앙부 (하면)	2	1100	H29 - 8.0EA	125	428.475	O.K	3.43
		우측	3	1100	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	290.385	O.K	2.32
		우측(배수 구단면)	3	986	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	248.700	O.K	1.99
좌측벽체	1층	중앙부	4	545	H32 - 4.0EA	250	789.025	O.K	3.16
		하부	5	600	H32 - 4.0EA	250	350.289	O.K	1.40
우측벽체	1층	중앙부	6	781	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	696.598	O.K	5.57
		하부	7	900	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	238.732	O.K	1.91

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 310.267 \times 1000000 / [3176.800 \times (1100.000 - 200.062/3)]$

$= 94.518$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x3176.800)]}$

$= 200.062$ 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 (210 / 94.52) - 2.5 x 84.00 = 623.17 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 94.52) = 666.54 mm

Sa는 작은 값인 623.17 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 623.17 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 119.755 x 1000000 / [794.400 x (1120.000 - 106.185/3)]
= 138.990 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x794.400)]
= 106.185 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.99) - 2.5 x 72.00 = 386.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 138.99) = 453.27 mm
Sa는 작은 값인 386.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 386.59 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 641.170 x 1000000 / [5139.200 x (1100.000 - 247.641/3)]
= 122.621 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 (210 / 122.62) - 2.5 x 85.50 = 428.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 122.62) = 513.78 mm
Sa는 작은 값인 428.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 428.47 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 916.430 x 1000000 / [5746.400 x (1100.000 - 259.963/3)]
= 157.379 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 : 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 (210 / 157.38) - 2.5 x 84.00 = 290.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.38) = 400.31 mm

Sa는 작은 값인 290.39 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 290.39 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 798.550 x 1000000 / [5746.400 x (886.000 - 229.768/3)]
= 171.687 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x886.0/(7x5746.400)]
= 229.768 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.69) - 2.5 x 84.00 = 248.68 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 171.69) = 366.95 mm

Sa는 작은 값인 248.68 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 248.68 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 125.117 x 1000000 / [3176.800 x (544.627 - 134.979/3)]
= 78.827 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x544.6/(7x3176.800)]
= 134.979 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 (210 / 78.83) - 2.5 x 84.00 = 789.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.83) = 799.22 mm
Sa는 작은 값인 789.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 789.02 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 246.676 x 1000000 / [3176.800 x (600.000 - 142.625/3)]
= 140.552 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3176.800/1000.0 + 7x3176.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3176.800)]
= 142.625 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 (210 / 140.55) - 2.5 x 84.00 = 350.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 140.55) = 448.23 mm
Sa는 작은 값인 350.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 350.29 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 354.297 x 1000000 / [5746.400 x (781.016 - 213.646/3)]
= 86.863 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x781.0/(7x5746.400)]
= 213.646 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 (210 / 86.86) - 2.5 x 84.00 = 696.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.86) = 725.28 mm
Sa는 작은 값인 696.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 696.60 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 829.679 x 1000000 / [5746.400 x (900.000 - 231.846/3)]
= 175.494 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x5746.400)]
= 231.846 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 (210 / 175.49) - 2.5 x 84.00 = 238.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.49) = 358.99 mm
Sa는 작은 값인 238.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 238.73 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

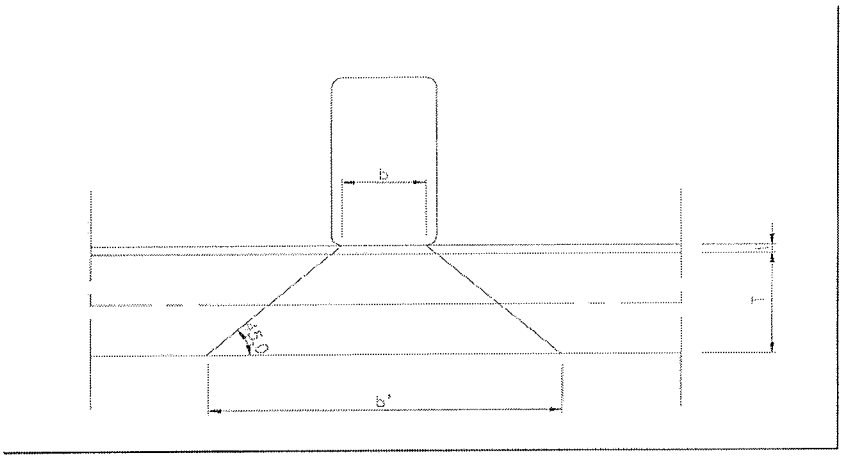
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 449.255 / 8.300 = 54.127 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

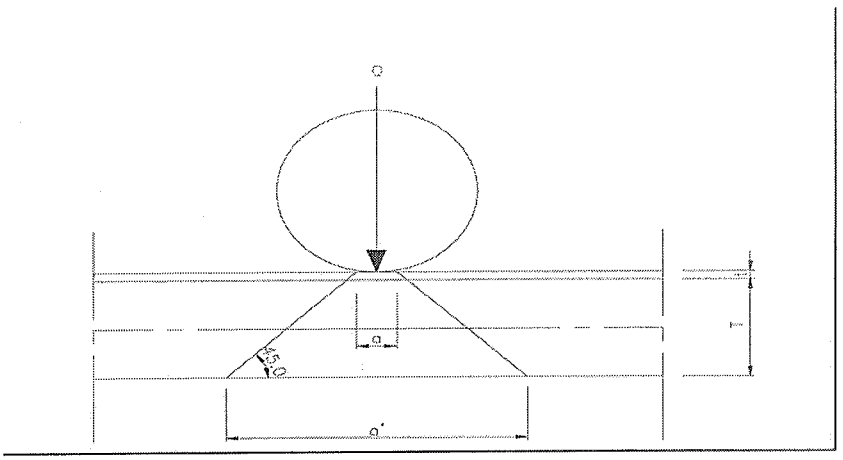


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1200 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 3.060 m



a' = 0.200 + 2 × (1.200 + 0.080) × cot 45°

= 2.760 m

Qz = 96.0 / (3.060 × 2.760 11.367 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 54.13 + 1.84 + 11.37

= 67.334 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 264.25 kN/m² ≥ Qmax = 67.33 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	8.300	×	1.200	×	25.000			=	249.000	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	4.518	×	25.000			=	50.828	kN/m
		0.250	×	3.818	×	25.000	/	2	=	11.931	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	7.742	×	25.000			=	87.098	kN/m
		0.550	×	7.042	×	25.000	/	2	=	48.414	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	3.224	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	3.818	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	3.818	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	467.206	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 0.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +

1.000 × 19.000 × 3.224 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 × (2 × 0.000 × 3.818 × 19.000 + 3.818 ² × 10.000) / 2

× tan(0 × 2/3) + 1.000 × (2 × 3.224 × 3.818 × 19.000

+ 3.818 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 467.206 + 0.000 = 467.206 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw = 8.300 × 5.018 × 10.000 = 416.494 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U = 467.206 / 416.494

= 1.122 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m (보링주상도 NNBB-8 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	8.300	×	1.200	×	25.000			=	249.000	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	4.518	×	25.000			=	50.828	kN/m
		0.250	×	3.818	×	25.000	/	2	=	11.931	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	7.742	×	25.000			=	87.098	kN/m
		0.550	×	7.042	×	25.000	/	2	=	48.414	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.600	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	9.824	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-2.782	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-2.782	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	467.206	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.[공등구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 6.600^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times 19.000 \times 9.824^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 6.600 \times -2.782 \times 19.000 + -2.782^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 9.824 \times -2.782 \times 19.000 + -2.782^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 467.206 + 0.000 = 467.206 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

$$H = \frac{249.000}{8.300 \times 10.000 \times 1.100} = 2.727 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.727 m 이하유지

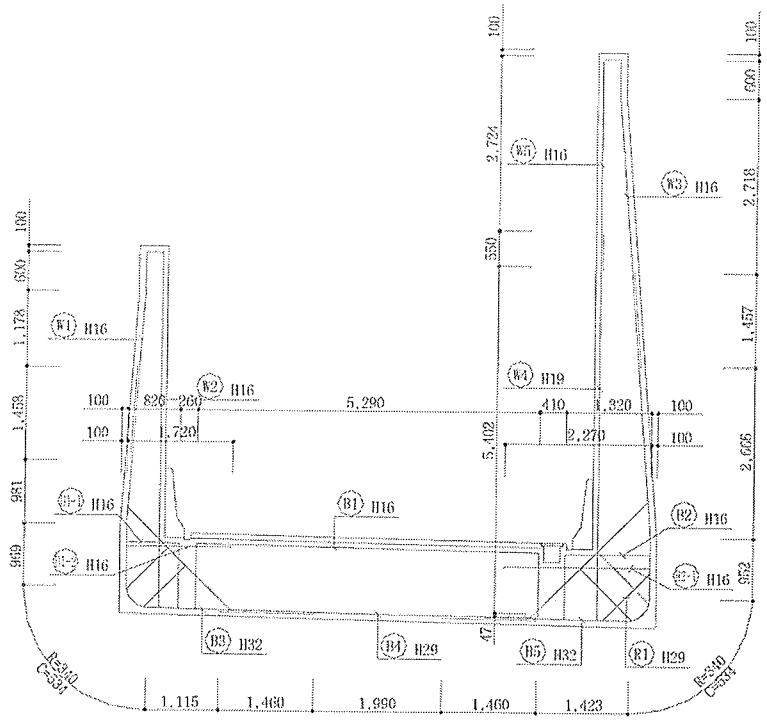
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{321.759}{8.300 \times 10.000 \times 1.100} = 3.524 \text{ m}$$

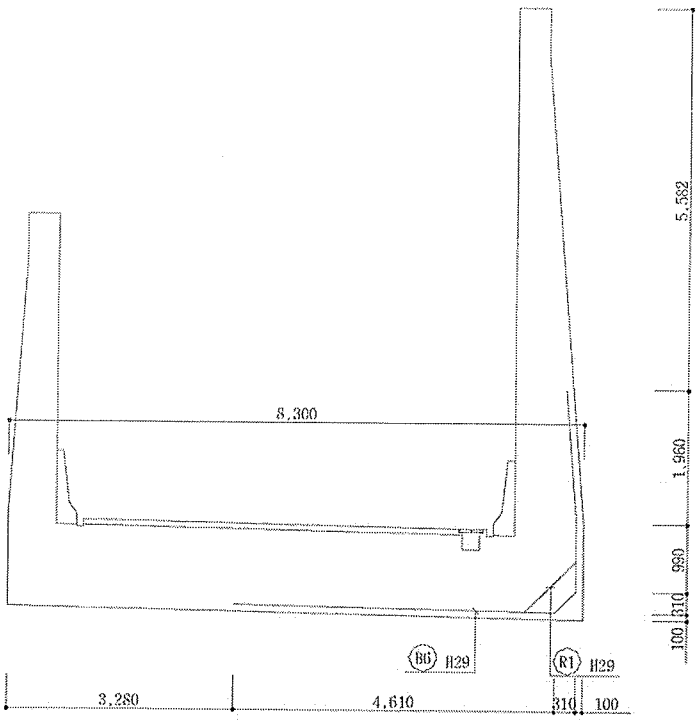
∴ 구조물 저면으로 부터 3.524 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

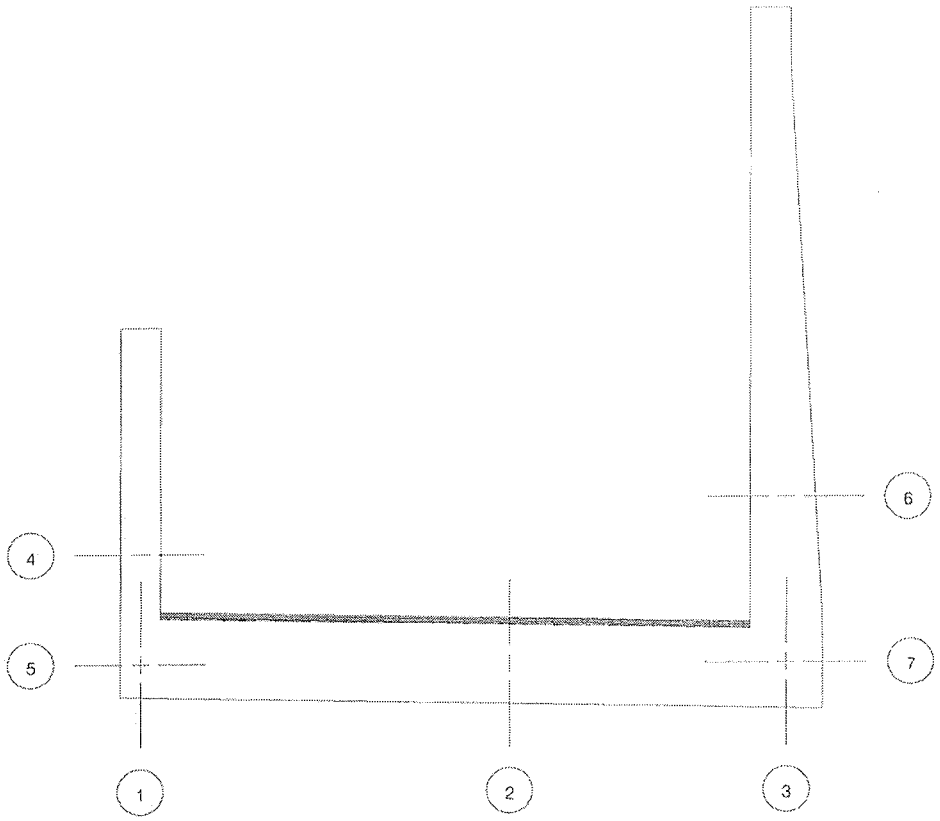


U3

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	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	244.76	679.37	908.86	H29 - 4.0EA	2569.60	2.78
		중앙부(상면)	2	1000	820	92.78	219.61	333.96	H16 - 4.0EA	794.40	2.37
		중앙부(하면)	2	1000	800	624.28	1219.10	2355.59	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	4725.20	1.95
		우측	3	1000	800	1172.77	1608.57	4535.74	H32 - 8.0EA	6353.60	1.37
		우측(배수구단면)	3	1000	686	1125.95	1146.28	6228.1	H32 - 8.0EA	6353.60	1.02
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	105.04	286.22	903.01	H29 - 4.0EA	2569.60	2.72
		하부	5	1000	350	197.57	286.22	1735.27	H29 - 4.0EA	2569.60	1.45
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	634	478.48	1250.01	2291.85	H32 - 8.0EA	6353.60	2.61
		하부	7	1000	700	1090.46	1392.55	4878.01	H32 - 8.0EA	6353.60	1.28

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부 (상면)	2	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		중앙부 (하면)	2	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	1372.0	1986.0	O.K	1029.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
		하부	5	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1460.5	1986.0	O.K	1095.4	1986.0	O.K
		하부	7	1574.4	1986.0	O.K	1180.8	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	mm^2		mm	mm^2	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	519.6	122.6	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	193.2	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	519.6	217.7	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	3	380.6	225.7	529.11	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	227.3	78.3	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	227.3	96.5	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	411.8	269.5	492.14	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	454.7	352.5	543.35	2.00	-	H13	600	253.40	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
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	800	H29 - 4.0EA	250	807.477	O.K	3.23
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 4.0EA	250	320.674	O.K	1.28
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	445.184	O.K	3.56
		우측	3	800	H32 - 8.0EA	125	264.059	O.K	2.11
		우측(배수 구단면)	3	686	H32 - 8.0EA	125	146.800	O.K	1.17

좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H29 - 4.0EA	250	802.577	O.K	3.21
		하부	5	350	H29 - 4.0EA	250	324.709	O.K	1.30
우측벽체	1층	중앙부	6	634	H32 - 8.0EA	125	682.459	O.K	5.46
		하부	7	700	H32 - 8.0EA	125	233.258	O.K	1.87

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 3.295M(좌측), 7.057M(우측) 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) = 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)

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°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

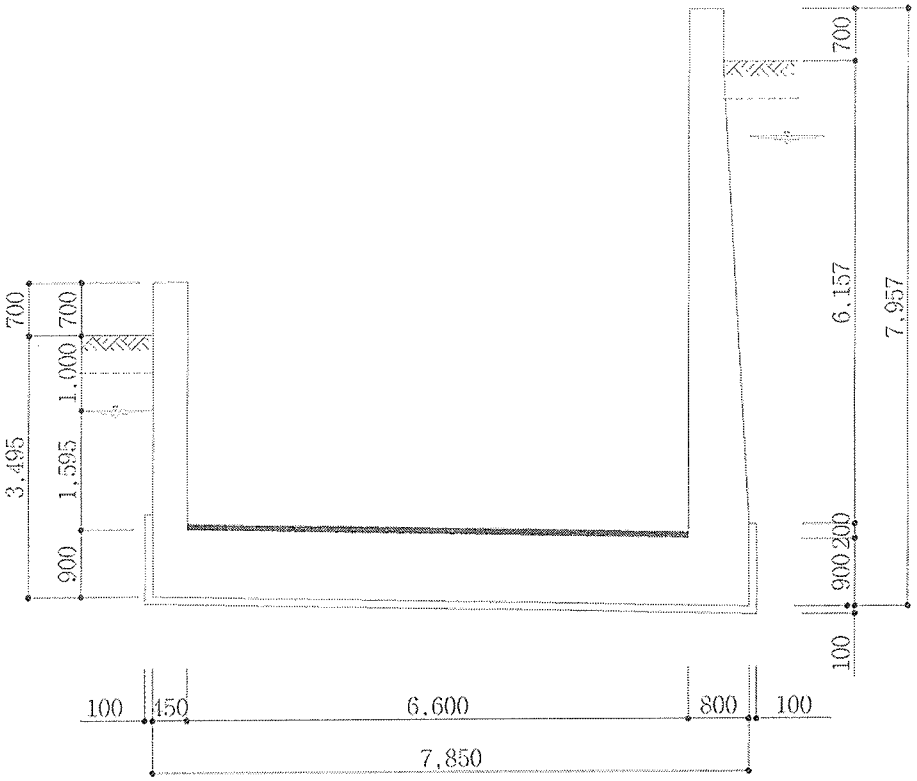
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
1,595
900
3,495
700
6,157
7,957
900
200
100
100
450
6,600
800
100
7,850

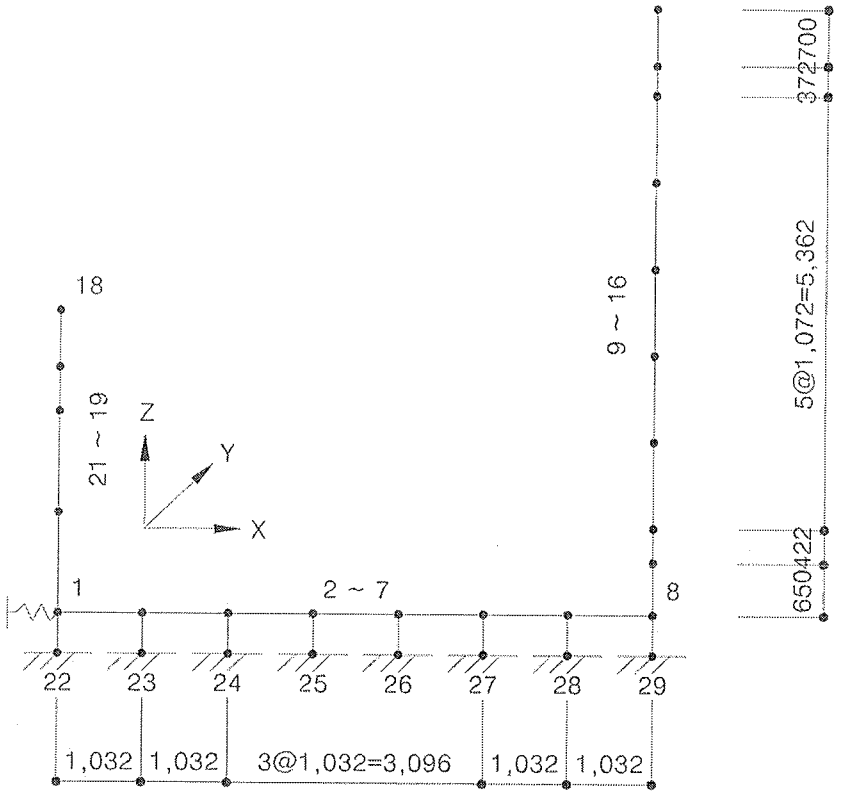
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

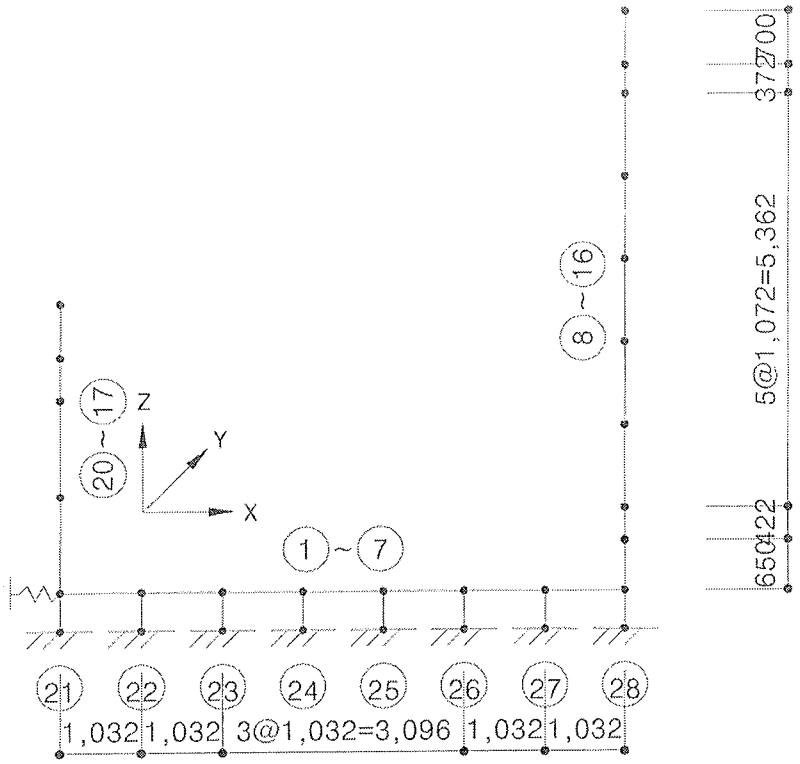
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재상도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~7
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	8
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17~20

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
3	0.780 × 1.000	= 0.780	0.03958	10
4	0.719 × 1.000	= 0.719	0.03101	11
5	0.658 × 1.000	= 0.658	0.02378	12
6	0.597 × 1.000	= 0.597	0.01776	13
7	0.536 × 1.000	= 0.536	0.01286	14
8	0.475 × 1.000	= 0.475	0.00896	15
9	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00781	16

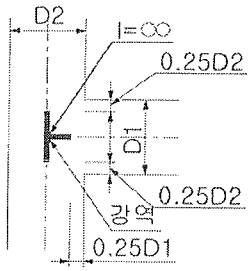
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	9
12	SEC 3 ~ 4	10
13	SEC 4 ~ 5	11
14	SEC 5 ~ 6	12
15	SEC 6 ~ 7	13
16	SEC 7 ~ 8	14
17	SEC 8 ~ 9	15
18	SEC 9 ~ 10	16

3) 단면좌표

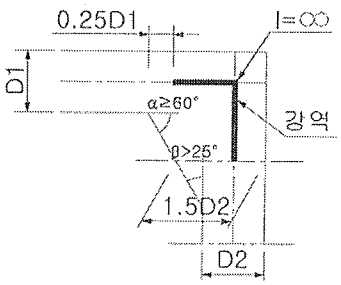
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	16	7.225	7.307
2	1.032	0.500	17	7.225	8.007
3	2.064	0.500	18	0.000	4.245
4	3.096	0.500	19	0.000	3.545
5	4.129	0.500	20	0.000	2.997
6	5.161	0.500	21	0.000	1.748
7	6.193	0.500	22	0.000	0.000
8	7.225	0.500	23	1.032	0.000
9	7.225	1.150	24	2.064	0.000
10	7.225	1.572	25	3.096	0.000
11	7.225	2.645	26	4.129	0.000
12	7.225	3.717	27	5.161	0.000
13	7.225	4.790	28	6.193	0.000
14	7.225	5.862	29	7.225	0.000
15	7.225	6.935			

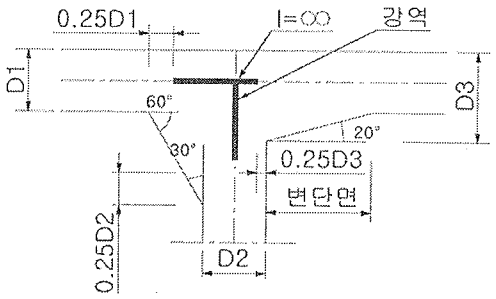
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 450 = 338 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 900 = 175 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 800 = 250 mm

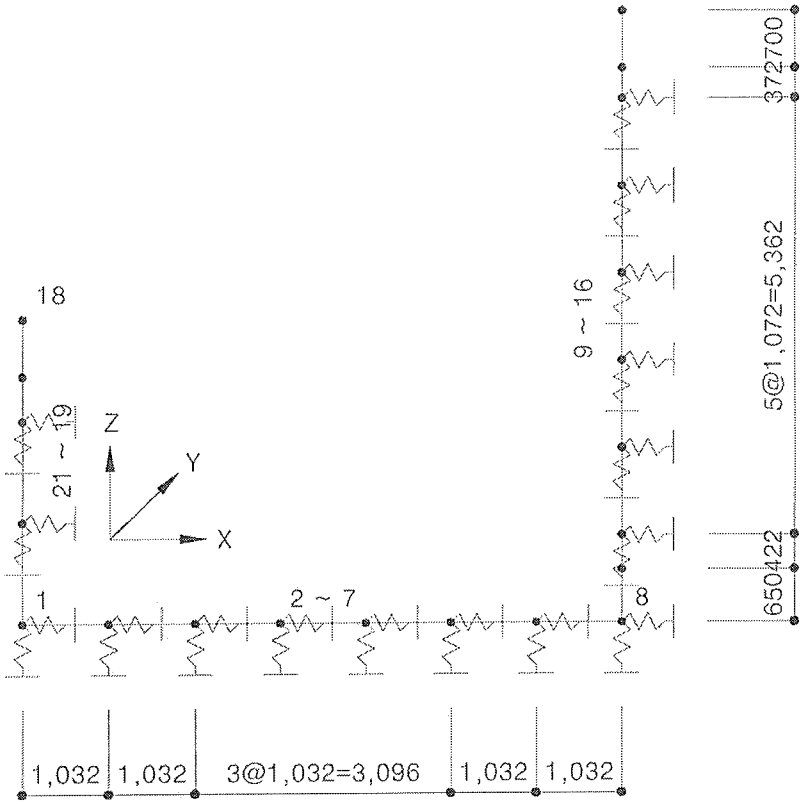
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

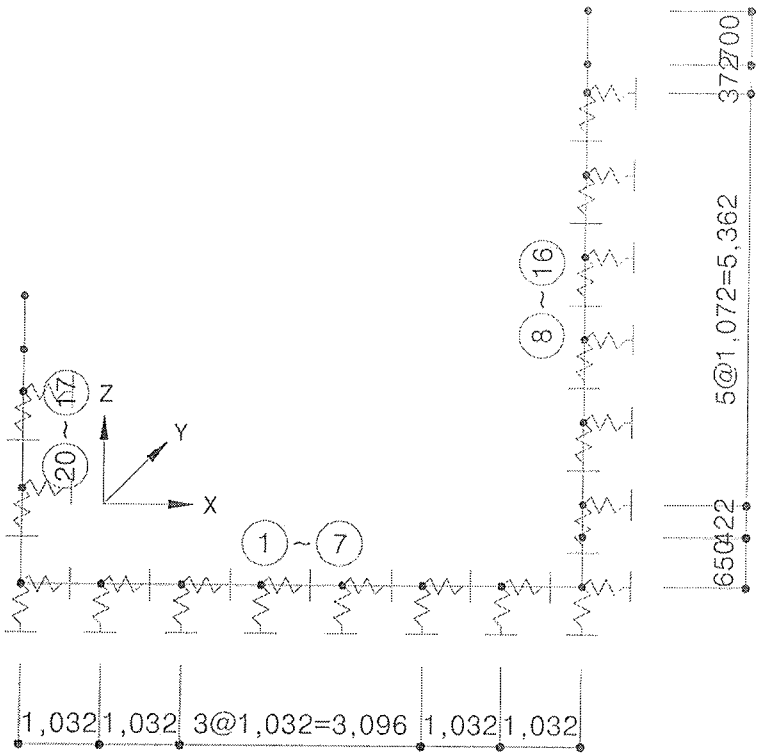
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 부재상도



2) 단면제원

NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	1~7
2	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	8
10	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	17~20

NO	A (m²)	I (m⁴)	절 점
3	0.780 × 1.000 = 0.780	0.03958	10
4	0.719 × 1.000 = 0.719	0.03101	11
5	0.658 × 1.000 = 0.658	0.02378	12
6	0.597 × 1.000 = 0.597	0.01776	13
7	0.536 × 1.000 = 0.536	0.01286	14
8	0.475 × 1.000 = 0.475	0.00896	15
9	0.454 × 1.000 = 0.454	0.00781	16

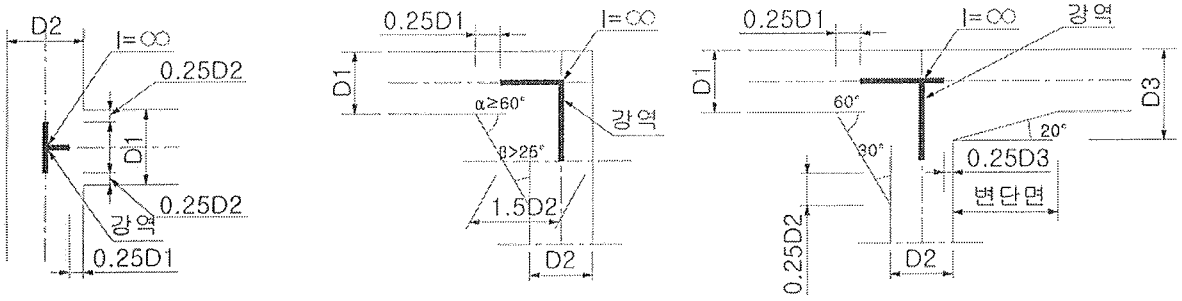
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	9
12	SEC 3 ~ 4	10
13	SEC 4 ~ 5	11
14	SEC 5 ~ 6	12
15	SEC 6 ~ 7	13
16	SEC 7 ~ 8	14
17	SEC 8 ~ 9	15
18	SEC 9 ~ 10	16

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	12	7.225	3.217
2	1.032	0.000	13	7.225	4.290
3	2.064	0.000	14	7.225	5.362
4	3.096	0.000	15	7.225	6.435
5	4.129	0.000	16	7.225	6.807
6	5.161	0.000	17	7.225	7.507
7	6.193	0.000	18	0.000	3.745
8	7.225	0.000	19	0.000	3.045
9	7.225	0.650	20	0.000	2.497
10	7.225	1.072	21	0.000	1.248
11	7.225	2.145			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 450 = 338 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 900 = 175 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 800 = 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/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(7.850 × 7.850) = 7.85 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (7.850 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2593.04 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.032/2) = 1922 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.032/2 + 1.032/2) = 2676 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.032/2 + 0.800/2) = 2375 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 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 = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.850 × 7.850) = 7.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (7.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5186.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5186.090 = 1728.70 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.495 × 7.257) = 5.036 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (5.036 / 0.3)$^{-3/4}$ = 7234.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 7234.822 = 2411.61 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.495 × 7.257) = 5.036 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (5.036 / 0.3)$^{-3/4}$ = 7234.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 7234.822 = 2411.61 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.495 × 7.257) = 5.036 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (5.036 / 0.3)$^{-3/4}$ = 7234.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 7234.822 = 2411.61 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.072/2 + 1.072/2) = 7756 kN/m	10~15
Kss1	Kss x (1.072/2 + 1.072/2) = 2585 kN/m	
Kh2	Kh x (1.248/2 + 1.248/2) = 9029 kN/m	20,21
Kss2	Kss x (1.248/2 + 1.248/2) = 3010 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.032/2 + 1.032/2) = 5353 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.032/2 + 1.032/2) = 1784 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.032/2) = 3843 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.248/2 + 0.800/2) = 7408 kN/m	
Kv2	Kv x (1.032/2 + 0.800/2) = 4751 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.072/2 + 0.800/2) = 6772 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²
Wh2 = 5.750 + 0.048 × 19.000 × 0.500 = 6.209 kN/m²
Wh3 = 6.209 + 1.248 × 19.000 × 0.500 = 18.068 kN/m²
Wh4 = 18.068 + 1.248 × 19.000 × 0.500 = 29.927 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.372 × 23.000 × 0.500 = 4.283 kN/m²
Wh2 = 4.283 + 0.128 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²
Wh3 = 5.750 + 0.945 × 19.000 × 0.500 = 14.727 kN/m²
Wh4 = 14.727 + 1.072 × 19.000 × 0.500 = 24.914 kN/m²
Wh5 = 24.914 + 1.072 × 19.000 × 0.500 = 35.102 kN/m²
Wh6 = 35.102 + 1.072 × 19.000 × 0.500 = 45.290 kN/m²
Wh7 = 45.290 + 1.072 × 19.000 × 0.500 = 55.478 kN/m²
Wh8 = 55.478 + 0.422 × 19.000 × 0.500 = 59.491 kN/m²
Wh9 = 59.491 + 0.650 × 19.000 × 0.500 = 65.666 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²
Wh2 = 5.750 + 0.048 × 19.000 × 0.500 = 6.209 kN/m²
Wh3 = 6.209 + 0.452 × 19.000 × 0.500 = 10.500 kN/m²
Wh4 = 10.500 + 0.797 × 10.000 × 0.500 = 14.483 kN/m²
Wh5 = 14.483 + 1.248 × 10.000 × 0.500 = 20.725 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.372 × 23.000 × 0.500 = 4.283 kN/m²
Wh2 = 4.283 + 0.128 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²
Wh3 = 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 10.500 kN/m²
Wh4 = 10.500 + 0.445 × 10.000 × 0.500 = 12.724 kN/m²
Wh5 = 12.724 + 1.072 × 10.000 × 0.500 = 18.087 kN/m²
Wh6 = 18.087 + 1.072 × 10.000 × 0.500 = 23.449 kN/m²
Wh7 = 23.449 + 1.072 × 10.000 × 0.500 = 28.811 kN/m²
Wh8 = 28.811 + 1.072 × 10.000 × 0.500 = 34.173 kN/m²
Wh9 = 34.173 + 0.422 × 10.000 × 0.500 = 36.285 kN/m²
Wh10 = 36.285 + 0.650 × 10.000 × 0.500 = 39.535 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.797 × 10.000 = 7.967 kN/m²

Ww2 = 7.967 + 1.248 × 10.000 = 20.450 kN/m²

- 우측 벽체

Ww3 = 0.445 × 10.000 = 4.449 kN/m²

Ww4 = 4.449 + 1.072 × 10.000 = 15.173 kN/m²

Ww5 = 15.173 + 1.072 × 10.000 = 25.897 kN/m²

Ww6 = 25.897 + 1.072 × 10.000 = 36.621 kN/m²

Ww7 = 36.621 + 1.072 × 10.000 = 47.346 kN/m²

Ww8 = 47.346 + 0.422 × 10.000 = 51.570 kN/m²

Ww9 = 51.570 + 0.650 × 10.000 = 58.070 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww10 = (3.495 - 1.000) × 10.000 = 24.950 kN/m²

6) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.048 × 19.000 × 0.436 = 5.414 kN/m²

Wh3 = 5.414 + 1.248 × 19.000 × 0.436 = 15.755 kN/m²

Wh4 = 15.755 + 1.248 × 19.000 × 0.436 = 26.096 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.372 × 23.000 × 0.436 = 3.734 kN/m²

Wh2 = 3.734 + 0.128 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.945 × 19.000 × 0.436 = 12.842 kN/m²

Wh4 = 12.842 + 1.072 × 19.000 × 0.436 = 21.725 kN/m²

Wh5 = 21.725 + 1.072 × 19.000 × 0.436 = 30.609 kN/m²

Wh6 = 30.609 + 1.072 × 19.000 × 0.436 = 39.493 kN/m²

Wh7 = 39.493 + 1.072 × 19.000 × 0.436 = 48.377 kN/m²

Wh8 = 48.377 + 0.422 × 19.000 × 0.436 = 51.876 kN/m²

Wh9 = 51.876 + 0.650 × 19.000 × 0.436 = 57.260 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.048 × 19.000 × 0.372 = 4.619 kN/m²

Wh3 = 4.619 + 1.248 × 19.000 × 0.372 = 13.442 kN/m²

Wh4 = 13.442 + 1.248 × 19.000 × 0.372 = 22.265 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.372 × 23.000 × 0.372 = 3.186 kN/m²

Wh2 = 3.186 + 0.128 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.945 × 19.000 × 0.372 = 10.957 kN/m²

Wh4 = 10.957 + 1.072 × 19.000 × 0.372 = 18.536 kN/m²

Wh5 = 18.536 + 1.072 × 19.000 × 0.372 = 26.116 kN/m²

Wh6 = 26.116 + 1.072 × 19.000 × 0.372 = 33.696 kN/m²

Wh7 = 33.696 + 1.072 × 19.000 × 0.372 = 41.275 kN/m²

Wh8 = 41.275 + 0.422 × 19.000 × 0.372 = 44.261 kN/m²

Wh9 = 44.261 + 0.650 × 19.000 × 0.372 = 48.855 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.048 × 19.000 × 0.436 = 5.414 kN/m²

Wh3 = 5.414 + 0.452 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²

Wh4 = 9.156 + 0.797 × 10.000 × 0.436 = 12.630 kN/m²

Wh5 = 12.630 + 1.248 × 10.000 × 0.436 = 18.072 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.372 × 23.000 × 0.436 = 3.734 kN/m²

Wh2 = 3.734 + 0.128 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.500 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²

Wh4 = 9.156 + 0.445 × 10.000 × 0.436 = 11.096 kN/m²

Wh5 = 11.096 + 1.072 × 10.000 × 0.436 = 15.771 kN/m²

Wh6 = 15.771 + 1.072 × 10.000 × 0.436 = 20.447 kN/m²

Wh7 = 20.447 + 1.072 × 10.000 × 0.436 = 25.123 kN/m²

Wh8 = 25.123 + 1.072 × 10.000 × 0.436 = 29.798 kN/m²

Wh9 = 29.798 + 0.422 × 10.000 × 0.436 = 31.640 kN/m²

Wh10 = 31.640 + 0.650 × 10.000 × 0.436 = 34.474 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.048 × 19.000 × 0.372 = 4.619 kN/m²

Wh3 = 4.619 + 0.452 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²

Wh4 = 7.812 + 0.797 × 10.000 × 0.372 = 10.776 kN/m²

Wh5 = 10.776 + 1.248 × 10.000 × 0.372 = 15.419 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.372 × 23.000 × 0.372 = 3.186 kN/m²

Wh2 = 3.186 + 0.128 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²

Wh4 = 7.812 + 0.445 × 10.000 × 0.372 = 9.467 kN/m²

Wh5 = 9.467 + 1.072 × 10.000 × 0.372 = 13.456 kN/m²

Wh6 = 13.456 + 1.072 × 10.000 × 0.372 = 17.446 kN/m²

Wh7 = 17.446 + 1.072 × 10.000 × 0.372 = 21.435 kN/m²

Wh8 = 21.435 + 1.072 × 10.000 × 0.372 = 25.424 kN/m²

Wh9 = 25.424 + 0.422 × 10.000 × 0.372 = 26.996 kN/m²

Wh10 = 26.996 + 0.650 × 10.000 × 0.372 = 29.414 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

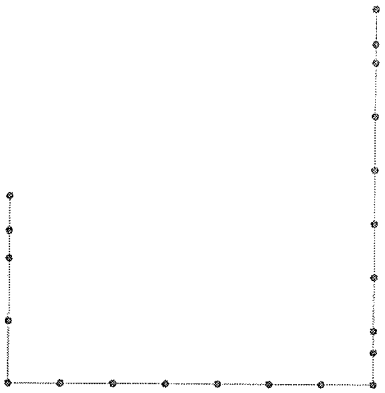
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.900×25.000×0.063 = 1.417	fb = 0.900×25.000×0.154 = 3.465

② 측벽

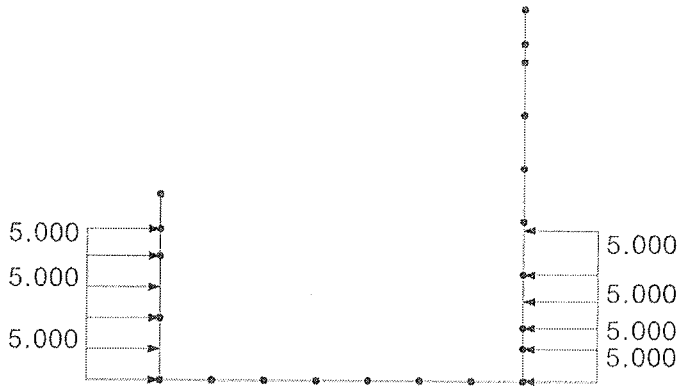
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.471×25.000×0.063 = 0.742	f3 = 0.471×25.000×0.154 = 1.814
f4 = 0.532×25.000×0.063 = 0.838	f4 = 0.532×25.000×0.154 = 2.049
f5 = 0.593×25.000×0.063 = 0.934	f5 = 0.593×25.000×0.154 = 2.283
f6 = 0.654×25.000×0.063 = 1.030	f6 = 0.654×25.000×0.154 = 2.518
f7 = 0.715×25.000×0.063 = 1.126	f7 = 0.715×25.000×0.154 = 2.753
f8 = 0.776×25.000×0.063 = 1.222	f8 = 0.776×25.000×0.154 = 2.988
f9 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f9 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080
f10 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f10 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080

10. 하 중 재 하 (상시)

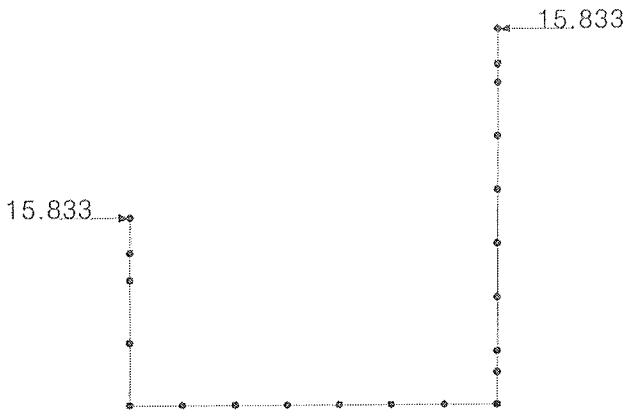
1) CASE1 - 구체자중(SW)



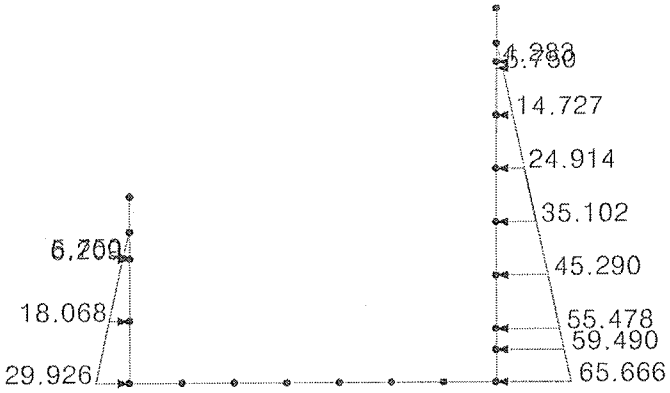
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



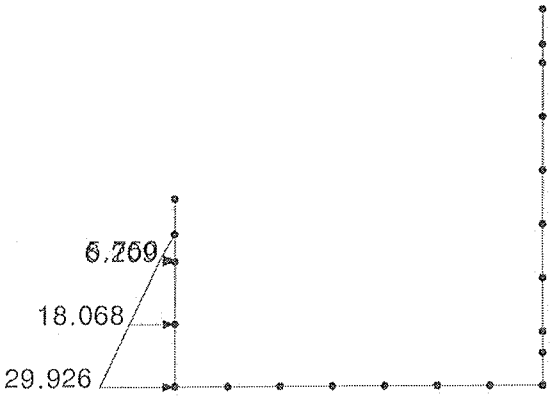
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



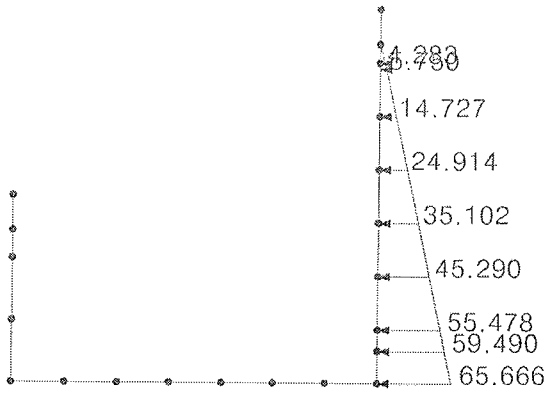
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



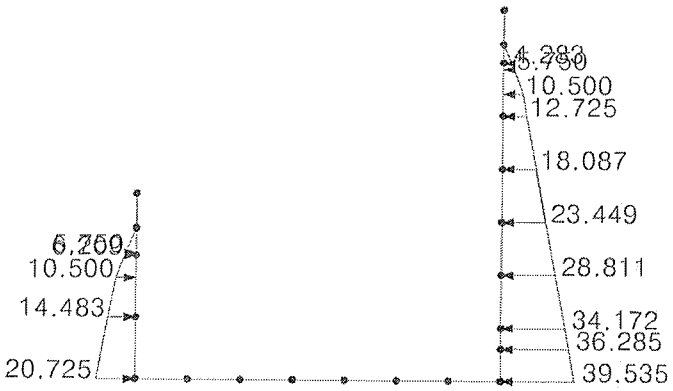
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



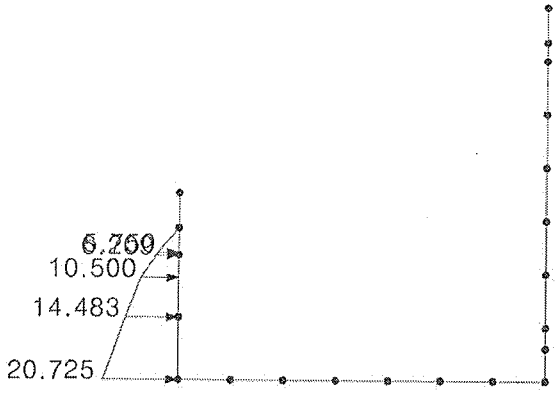
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



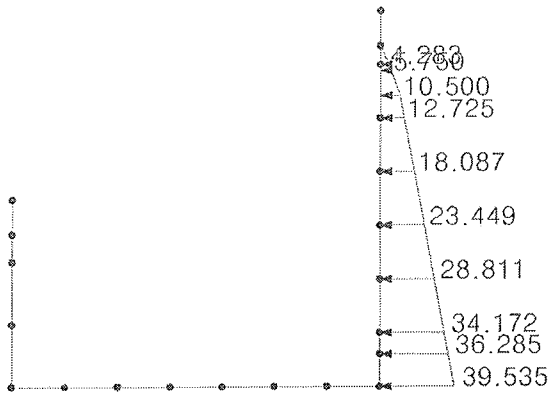
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



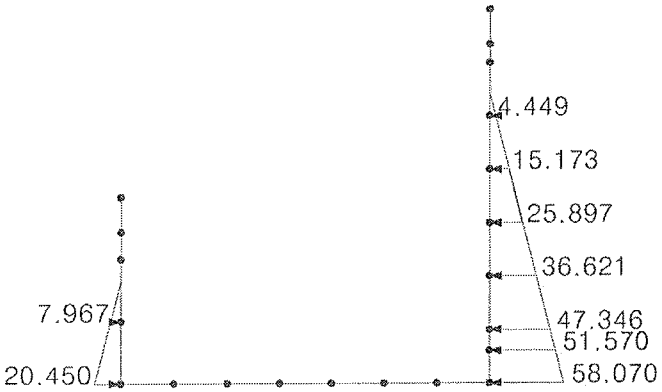
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



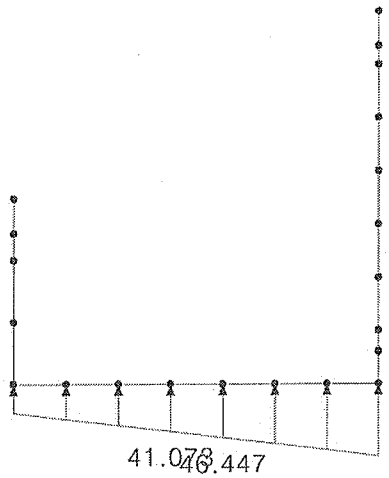
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



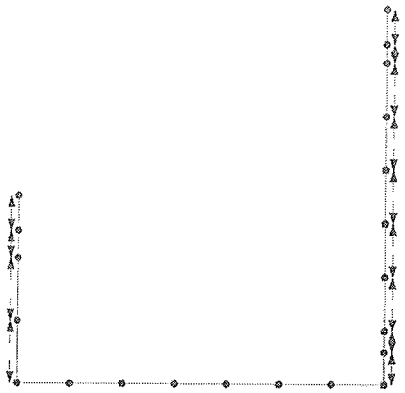
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

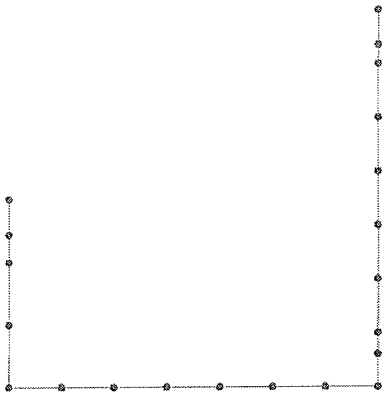


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

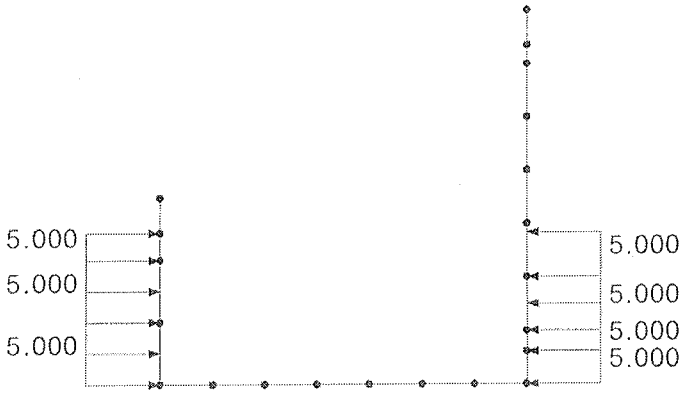


11. 하중 재하 (기능수행)

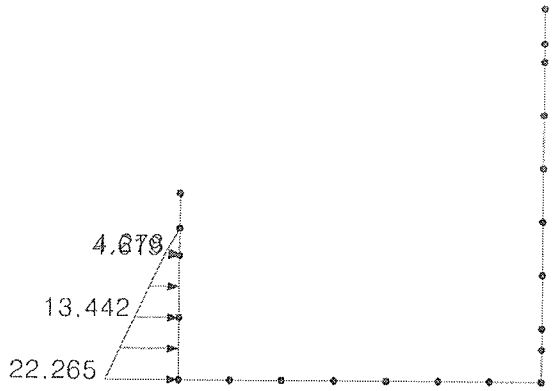
1) CASE1 - 구체자중(SW)



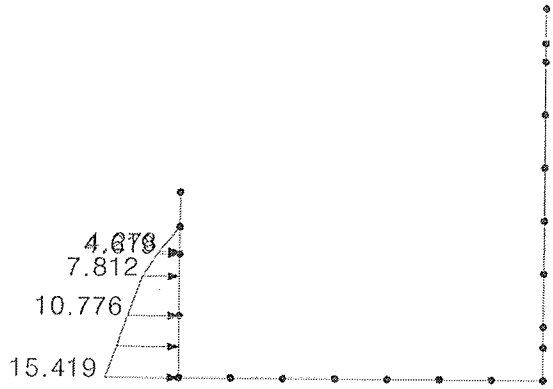
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



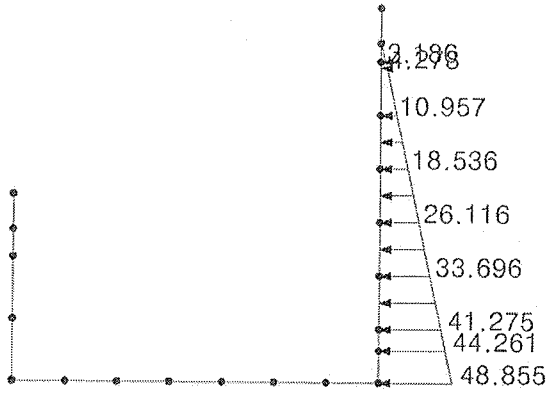
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



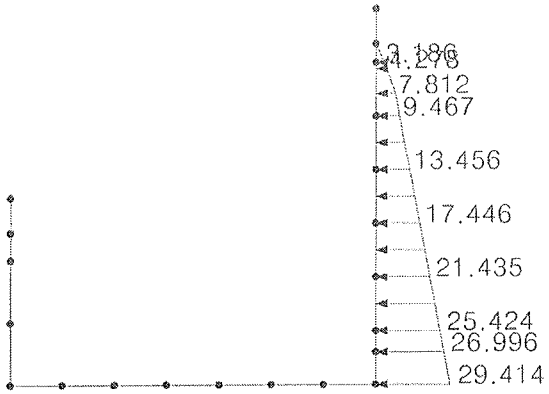
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



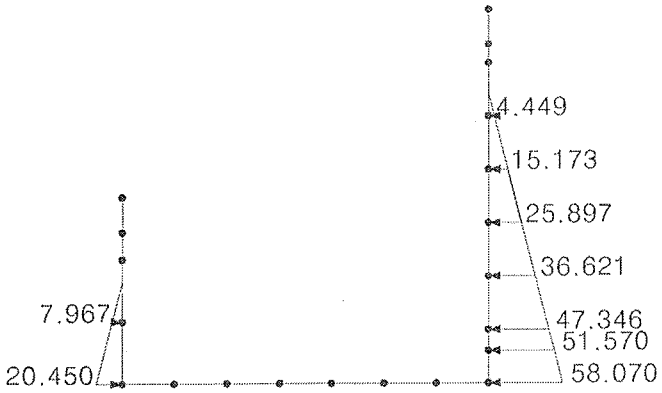
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



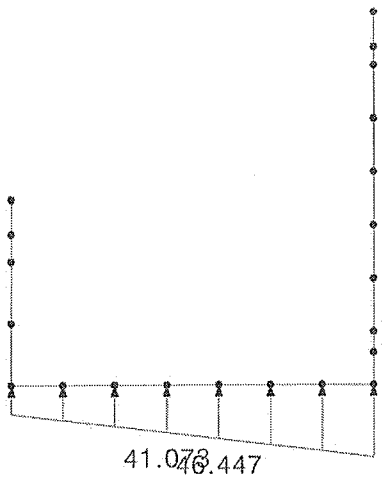
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



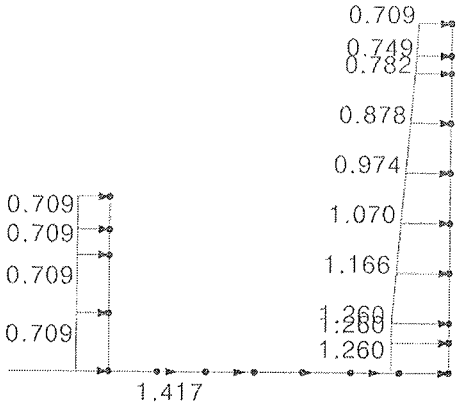
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



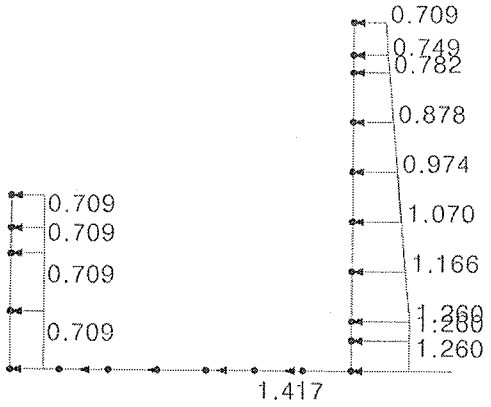
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

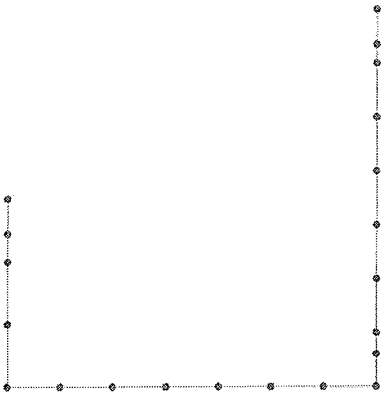


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

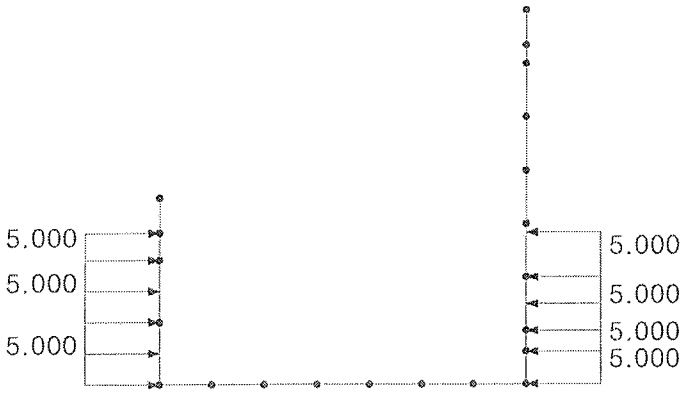


12. 하중 재하 (붕괴방지)

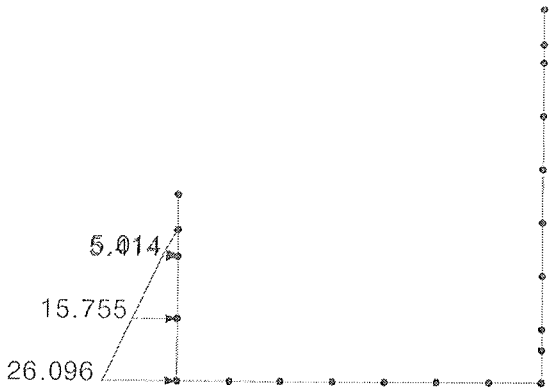
1) CASE1 - 구체자중(SW)



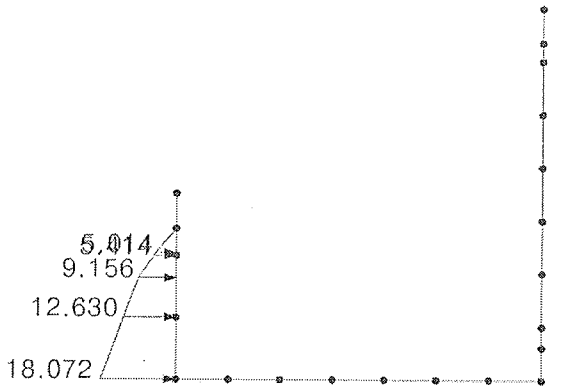
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



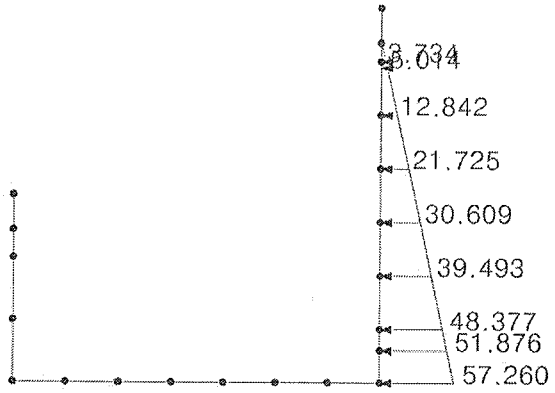
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



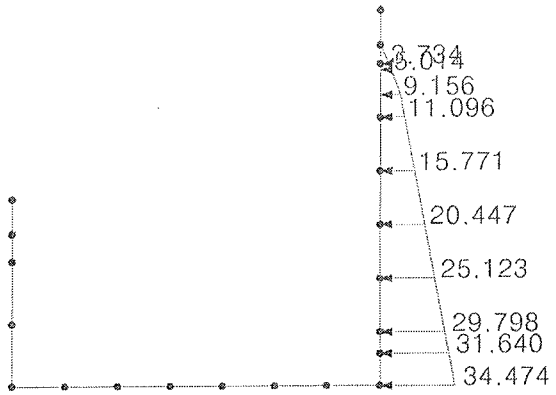
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



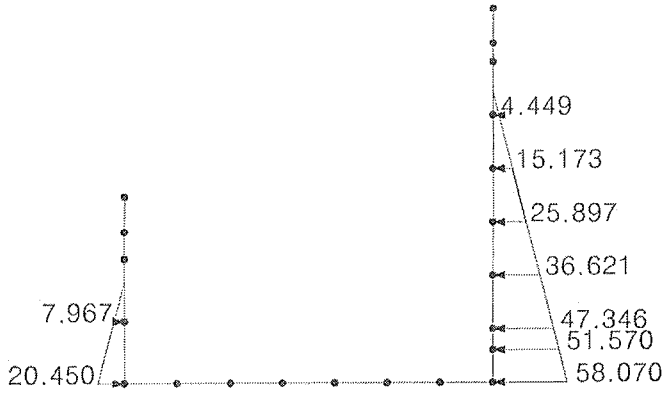
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



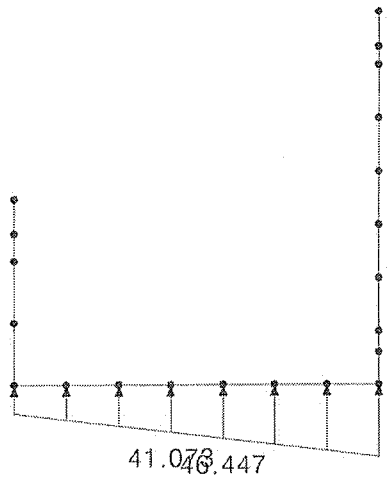
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



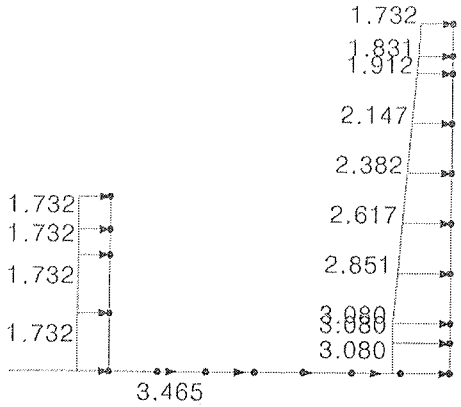
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



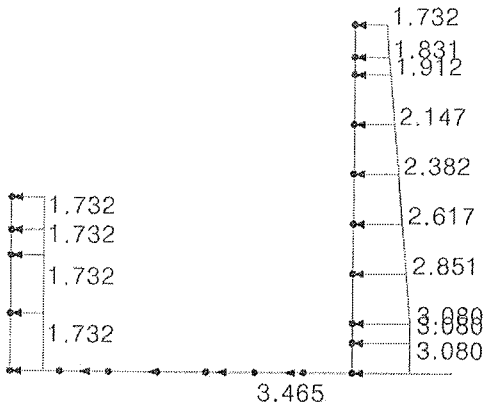
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 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 = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

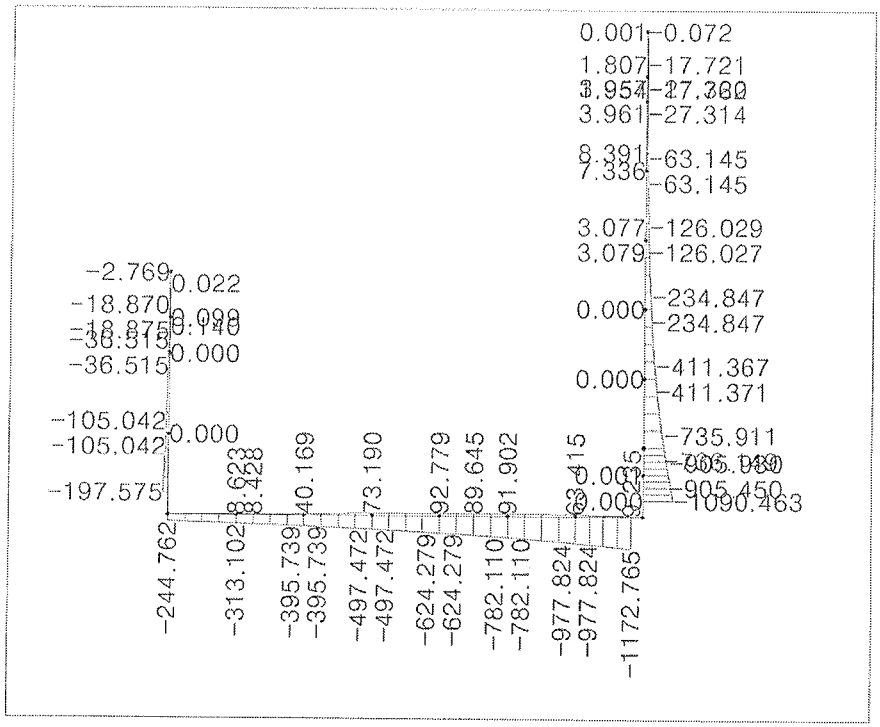
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

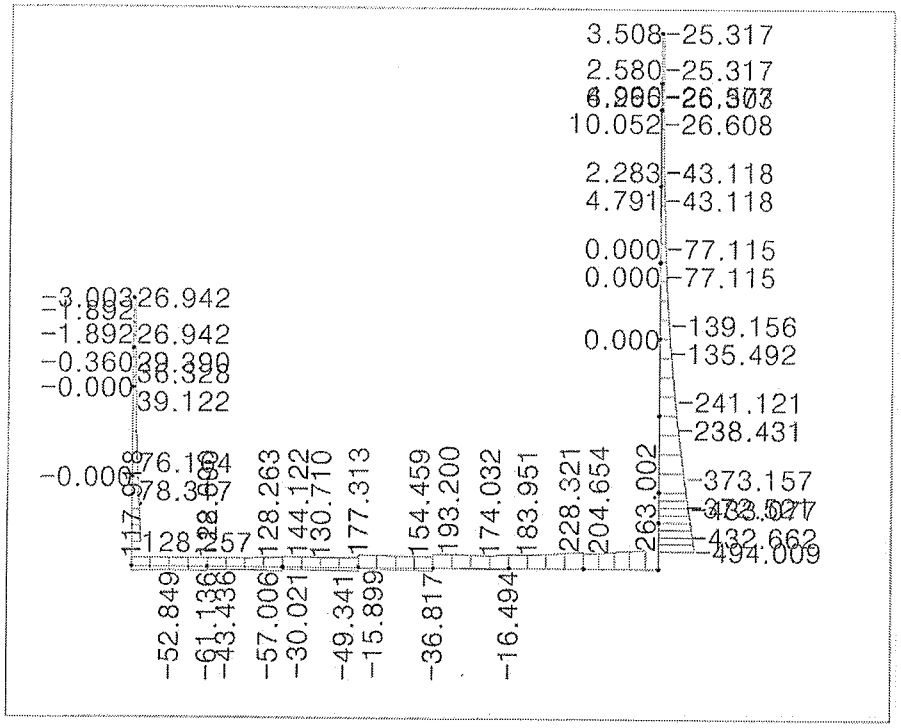
14. 단면력정리

14.1 상시

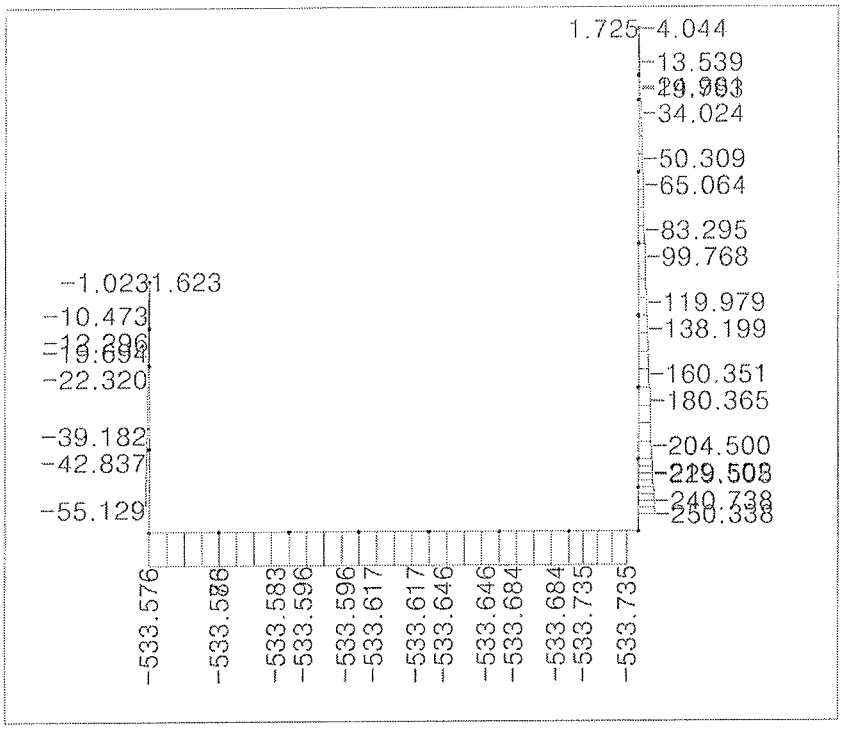
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



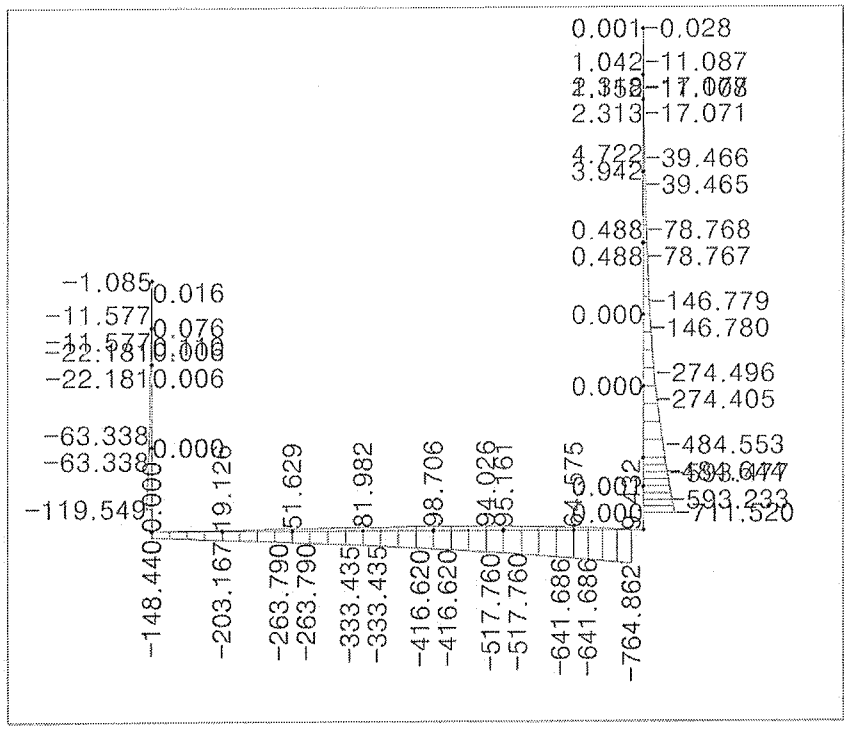
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

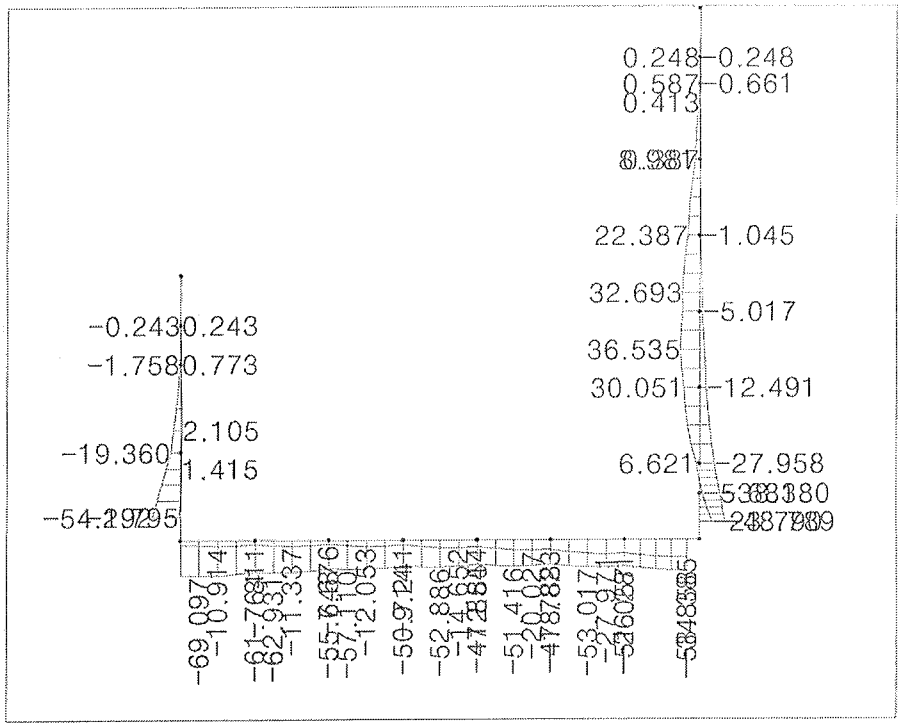


5) 단면력 정리

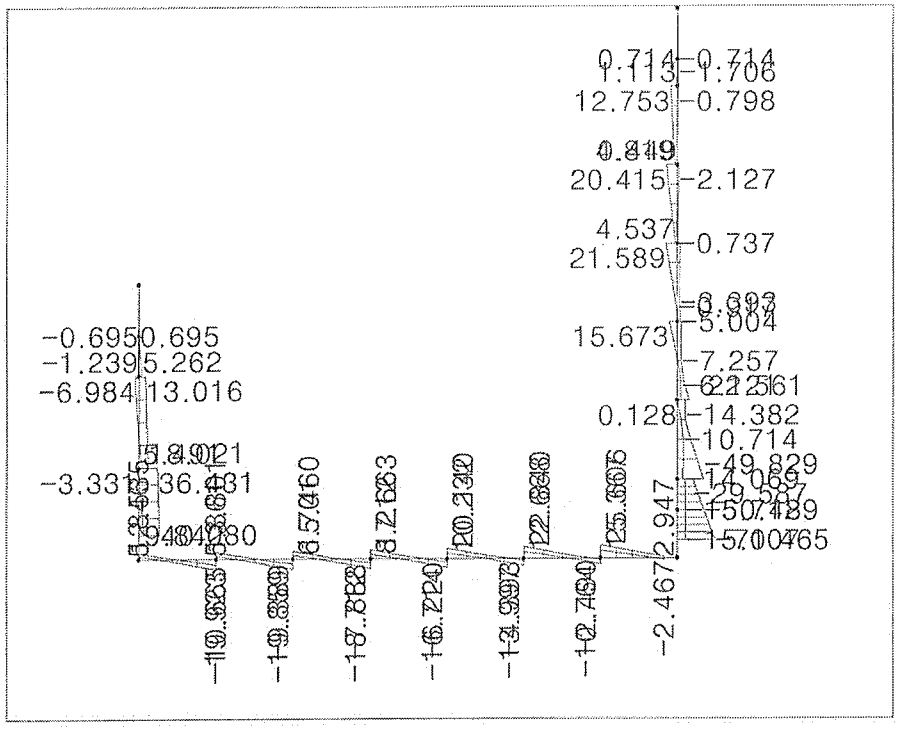
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	244.76	122.64	533.58	148.44	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	92.78	193.20	533.62	98.71	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	624.28	193.20	533.62	416.62	1000.00	900.00	
		우측	4	1172.77	217.66	533.74	764.86	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	105.04	78.32	39.18	63.34	1000.00	450.00	
		하부	6	197.58	96.51	55.13	119.55	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	478.48	269.52	186.21	318.61	1000.00	734.02	
		하부	8	1090.46	352.52	250.34	711.52	1000.00	800.00	

14.2 지진시(기능수행)

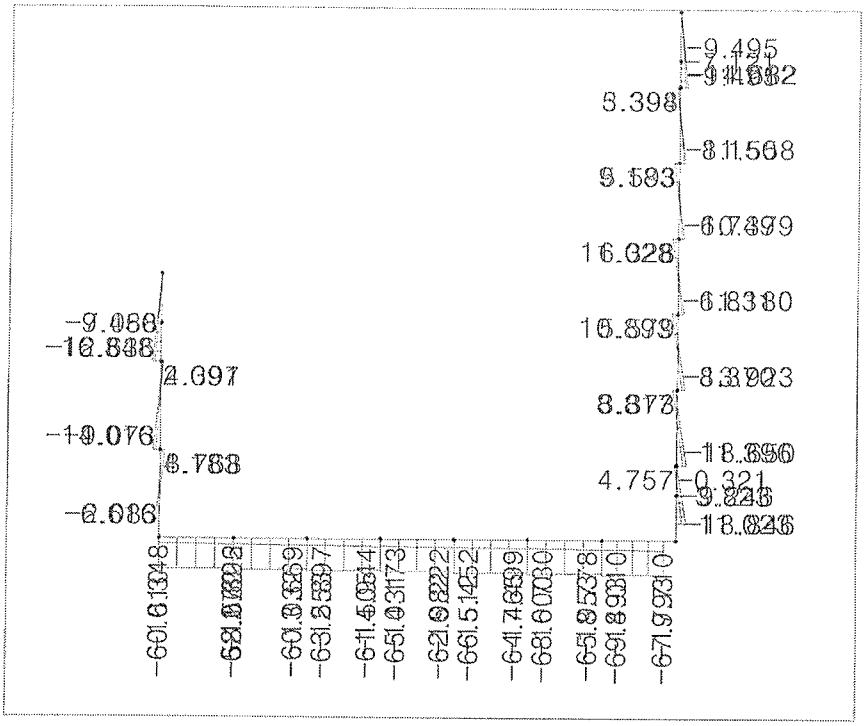
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

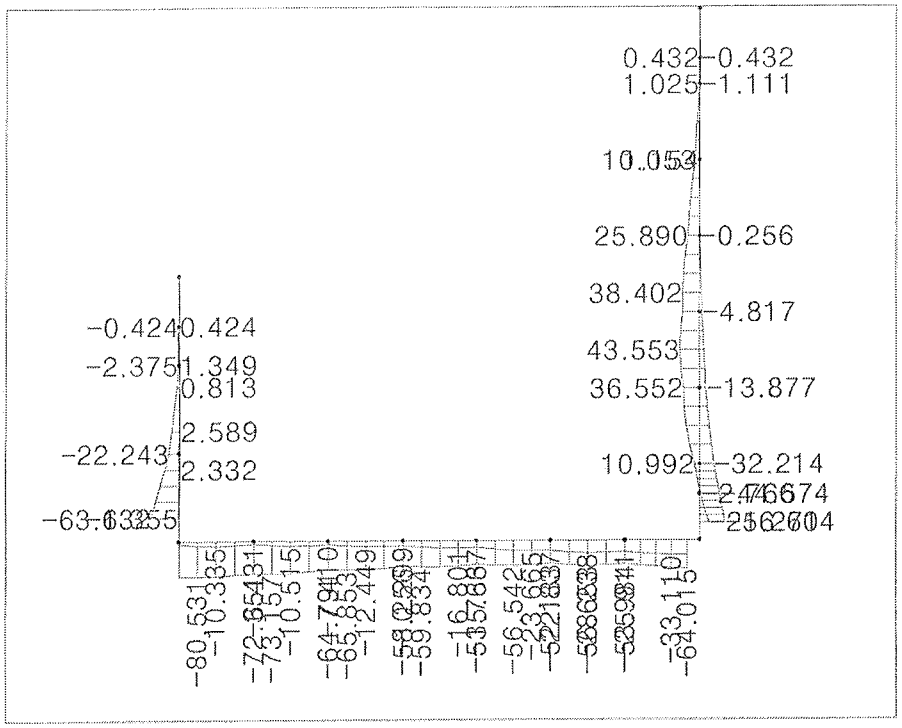


4) 단면력 정리

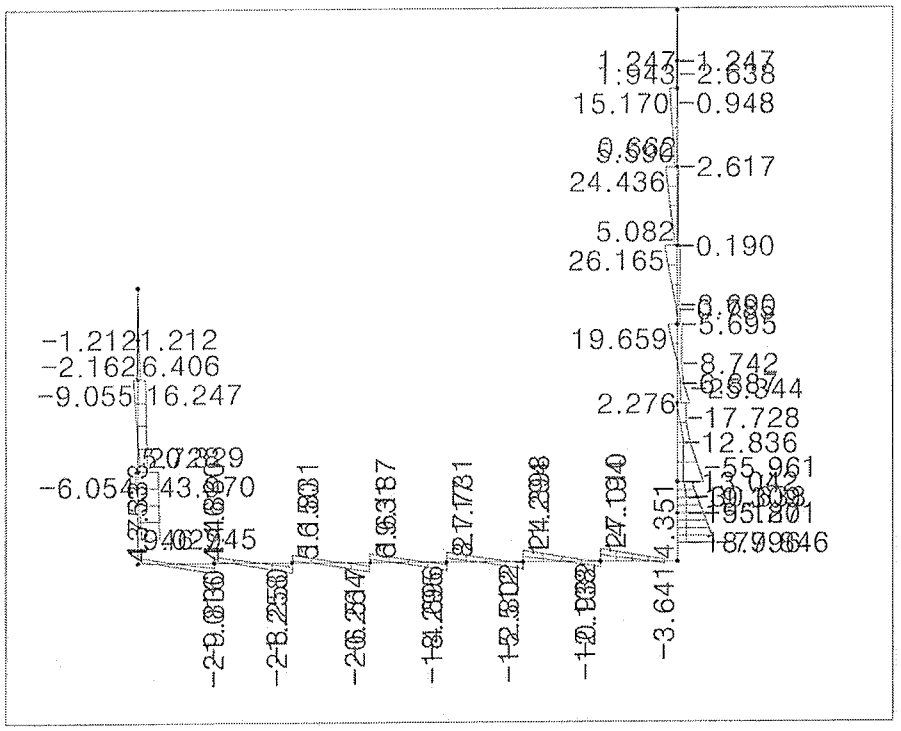
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	67.95	19.73	62.18	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	20.14	64.72	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	47.85	20.14	64.72	1000.00	900.00	
		우측	4	58.86	6.23	69.71	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	19.36	36.43	14.02	1000.00	450.00	
		하부	6	54.19	37.93	6.62	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	15.61	15.28	2.97	1000.00	734.02	
		하부	8	48.79	42.64	20.30	1000.00	800.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

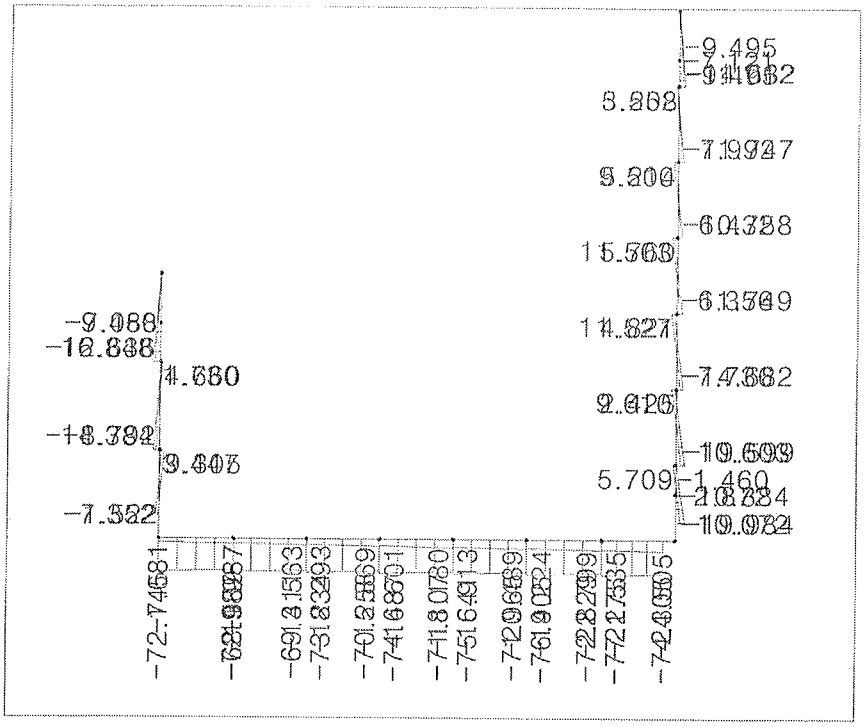
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	79.66	20.82	73.71	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	21.73	72.85	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	53.76	21.73	72.85	1000.00	900.00	
		우측	4	64.02	7.60	76.23	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	22.24	43.97	14.38	1000.00	450.00	
		하부	6	63.63	45.19	7.35	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	17.85	18.30	3.76	1000.00	734.02	
		하부	8	56.60	47.52	21.44	1000.00	800.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-244.76	-	-79.66	-67.95	-244.76	
		중앙부 (상면)	2	92.78	-	-	-	92.78	
		중앙부 (하면)	3	-624.28	-	-53.76	-47.85	-624.28	
		우측	4	-1172.77	-	-64.02	-58.86	-1172.77	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-105.04	-	-22.24	-19.36	-105.04	
		하부	6	-197.58	-	-63.63	-54.19	-197.58	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-478.48	-	-17.85	-15.61	-478.48	
		하부	8	-1090.46	-	-56.60	-48.79	-1090.46	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	122.64	-	-20.82	-19.73	122.64	
		중앙부 (상면)	2	193.20	-	21.73	20.14	193.20	
		중앙부 (하면)	3	193.20	-	21.73	20.14	193.20	
		우측	4	217.66	-	-7.60	-6.23	217.66	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	78.32	-	43.97	36.43	78.32	
		하부	6	96.51	-	45.19	37.93	96.51	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-269.52	-	-18.30	-15.28	-269.52	
		하부	8	-352.52	-	-47.52	-42.64	-352.52	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-533.58	-	-73.71	-62.18	-560.44	
		중앙부 (상면)	2	-533.62	-	-72.85	-64.72	-560.49	
		중앙부 (하면)	3	-533.62	-	-72.85	-64.72	-560.49	
		우측	4	-533.74	-	-76.23	-69.71	-560.62	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-39.18	-	-14.38	-14.02	-39.69	
		하부	6	-55.13	-	-7.35	-6.62	-55.97	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-186.21	-	3.76	2.97	-194.32	
		하부	8	-250.34	-	-21.44	-20.30	-260.84	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-148.44	-	-	-	-148.44	
		중앙부 (상면)	2	98.71	-	-	-	98.71	
		중앙부 (하면)	3	-416.62	-	-	-	-416.62	
		우측	4	-764.86	-	-	-	-764.86	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-63.34	-	-	-	-63.34	
		하부	6	-119.55	-	-	-	-119.55	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-318.61	-	-	-	-318.61	
		하부	8	-711.52	-	-	-	-711.52	

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	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	244.76	679.37	908.86	H29 - 4.0EA	2569.60	2.78
		중앙부(상면)	2	1000	820	92.78	219.61	333.96	H16 - 4.0EA	794.40	2.37
		중앙부(하면)	2	1000	800	624.28	1219.10	2355.59	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	4725.20	1.95
		우측	3	1000	800	1172.77	1608.57	4535.74	H32 - 8.0EA	6353.60	1.37
		우측(배수구단면)	3	1000	686	1125.95	1146.28	6228.1	H32 - 8.0EA	6353.60	1.02
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	105.04	286.22	903.01	H29 - 4.0EA	2569.60	2.72
		하부	5	1000	350	197.57	286.22	1735.27	H29 - 4.0EA	2569.60	1.45
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	634	478.48	1250.01	2291.85	H32 - 8.0EA	6353.60	2.61
		하부	7	1000	700	1090.46	1392.55	4878.01	H32 - 8.0EA	6353.60	1.28

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	122.6	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	193.2	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	519.6	217.7	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	380.6	225.7	529.11	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	78.3	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	227.3	96.5	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	411.8	269.5	492.14	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	454.7	352.5	543.35	2.00	-	H13	600	253.40	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	900.00	800.00	100.00	244.76	122.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

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 = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04255

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 908.857 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.827]

1단 : 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 = 0.00321

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 679.367 kN.m

≥ Mu (= 244.762 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.776]

* 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 (= 122.644 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	92.78	193.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 16.289) / 16.289 = 0.14802

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 333.965 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.379]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00097

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 219.609 kN.m

≥ Mu (= 92.779 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.367]

* 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 (= 193.200 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	800.00	100.00	624.28	193.20

* 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 (800.00 - 96.890) / 96.890 = 0.02177

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2355.589 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.006]

1단 : H22 - 4.0 EA, H32 - 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 = 0.00591

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 (800.00 - a/2) = 1219.099 kN.m

≥ Mu (= 624.279 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.953]

* 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 (= 193.200 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	900.00	800.00	100.00	1172.77	217.66

* 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 (800.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01542

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4535.742 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.401]

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 = 0.00794

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 (800.00 - a/2) = 1608.570 kN.m

≥ Mu (= 1172.765 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.372]

* 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 (= 217.656 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 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)
1000.0	686.0	586.0	100.0	1126.0	225.7

* 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 (586.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01049

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6228.066 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.020]

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

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01084

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 (586.00 - a/2) = 1146.282 kN.m

≥ Mu (= 1125.950 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.018]

* 전단에 대한 검토 (d = 586.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 586.00 = 380.618 kN

≥ Vu (= 225.718 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 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	450.00	350.00	100.00	105.04	78.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

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 = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 52.689) / 52.689 = 0.01693

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 903.010 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.846]

1단 : 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 = 0.00734

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 286.218 kN.m

≥ Mu (= 105.042 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.725]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 78.317 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 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	450.00	350.00	100.00	197.58	96.51

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

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 = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 52.689) / 52.689 = 0.01693

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1735.267 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.481]

1단 : 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 = 0.00734

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (350.00 - a/2) = 286.218 kN.m

≥ Mu (= 197.575 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.449]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 96.508 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 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	734.02	634.02	100.00	478.48	269.52

* 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 (634.02 - 130.280) / 130.280 = 0.01160

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2291.848 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.772]

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 = 0.01002

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 (634.02 - a/2) = 1250.007 kN.m

≥ Mu (= 478.480 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.612]

* 전단에 대한 검토 (d = 634.02 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 634.02 = 411.806 kN

≥ Vu (= 269.523 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 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	700.00	100.00	1090.46	352.52

* 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 (700.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01312

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4878.011\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.302]

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 = 0.00908

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 (700.00 - a/2) = 1392.547 kN.m

≥ Mu (= 1090.463 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.277]

* 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 (= 352.516 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

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

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 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 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 - 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 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 - 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 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 - 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 686 × 0.0020 = 1372.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1372.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 686 × 1000 = 1029.00 ㎟ (≤1800)

∴ 1029.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 730 × 0.0020 = 1460.53 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1460.529 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 730 x 1000 = 1095.4 ㎟ (≤1800)
∴ 1095.4 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

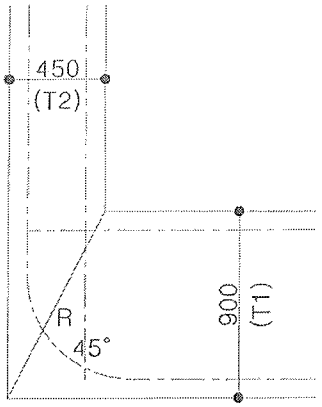
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 787 × 0.0020 = 1574.42 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1574.419 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 787 x 1000 = 1180.8 ㎟ (≤1800)
∴ 1180.8 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 148.440 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 148.440 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1006.231 \text{ mm}$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 148.44 \times 10^6}{1006.231^2 \times 1000} = 0.733 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 148.44 \times 10^6}{1006.231 \times 180} = 1639.121 \text{ mm}^2$$

$Asb = 0.000 \text{ mm}^2$

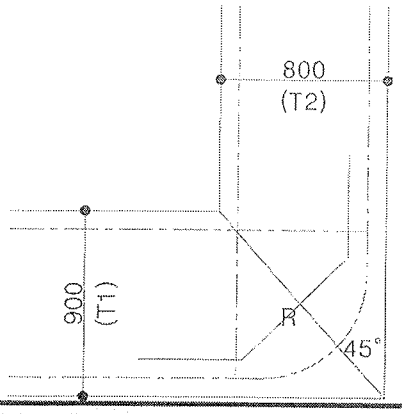
$$\text{Req'd As} = As - Asb$$
$$= 1639.121 \text{ mm}^2 - 0.000 \text{ mm}^2$$
$$= 1639.121 \text{ mm}^2$$

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 4EA

∴ Total As = 2026.800 mm² > Req'd As (= 1639.121 mm²) ----------> O.K !!!

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 764.862 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 764.862 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1204.159$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 764.86 \times 10^6}{1204.159^2 \times 1000} = 2.637 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 764.86 \times 10^6}{1204.159 \times 180} = 7057.591 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 7057.591 mm² - 3176.800 mm²
= 3880.791 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 3880.791 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0009688 + √(2 x 0.0068 + (0.0068)²) = 0.110

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 /3 = 0.963

fs = Mo / (As x d x j) = 9431770.000 / (794.400 x 820.000 x 0.963)

= 15.030 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 15.030 x 794.400 = 11939.444 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0011033 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

fs = Mo / (As x d x j) = 9431770.000 / (794.400 x 720.000 x 0.961)

= 17.158 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 17.158 x 794.400 = 13630.361 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(11939.444² + 13630.361²) / 180.0

As = 100.667 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ 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
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H29 - 4.0EA	250	807.477	O.K	3.23
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 4.0EA	250	320.674	O.K	1.28
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	445.184	O.K	3.56
		우측	3	800	H32 - 8.0EA	125	264.059	O.K	2.11
		우측(배수 구단면)	3	686	H32 - 8.0EA	125	146.800	O.K	1.17
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H29 - 4.0EA	250	802.577	O.K	3.21
		하부	5	350	H29 - 4.0EA	250	324.709	O.K	1.30
우측벽체	1층	중앙부	6	634	H32 - 8.0EA	125	682.459	O.K	5.46
		하부	7	700	H32 - 8.0EA	125	233.258	O.K	1.87

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 148.440 \times 1000000 / [2569.600 \times (800.000 - 152.609/3)]$

$= 77.113$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2569.600)]}$

$= 152.609$ mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 77.11) - 2.5 x 85.50 = 807.48 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.11) = 816.98 mm

Sa는 작은 값인 807.48 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 807.48 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 98.706 x 1000000 / [794.400 x (820.000 - 90.098/3)]
= 157.288 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x794.400)]
= 90.098 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.29) - 2.5 x 72.00 = 320.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.29) = 400.54 mm
Sa는 작은 값인 320.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 320.67 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 416.620 x 1000000 / [4725.200 x (800.000 - 199.338/3)]
= 120.195 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4725.200)]
= 199.338 mm

사용철근량 = 4725.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H32 - 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 (210 / 120.20) - 2.5 x 84.00 = 445.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 120.20) = 524.15 mm
Sa는 작은 값인 445.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 445.18 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 764.862 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 166.119 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 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 (210 / 166.12) - 2.5 x 84.00 = 264.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 166.12) = 379.25 mm
Sa는 작은 값인 264.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 264.06 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 733.840 x 1000000 / [6353.600 x (586.000 - 188.125/3)]
= 220.718 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x586.0/(7x6353.600)]
= 188.125 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 220.72) - 2.5 x 84.00 = 146.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 220.72) = 285.43 mm
Sa는 작은 값인 146.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.79 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 63.338 x 1000000 / [2569.600 x (350.000 - 95.655/3)]
= 77.485 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x2569.600)]
= 95.655 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 77.48) - 2.5 x 85.50 = 802.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.48) = 813.06 mm
Sa는 작은 값인 802.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 802.58 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 119.549 x 1000000 / [2569.600 x (350.000 - 95.655/3)]
= 146.251 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2569.600/1000.0 + 7x2569.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x2569.600)]
= 95.655 mm

사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 146.25) - 2.5 x 85.50 = 324.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 146.25) = 430.77 mm
Sa는 작은 값인 324.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 324.71 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 318.613 x 1000000 / [6353.600 x (634.016 - 197.132/3)]
= 88.239 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x634.0/(7x6353.600)]
= 197.132 ㎜

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.24) - 2.5 x 84.00 = 682.46 ㎜
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 88.24) = 713.97 ㎜

Sa는 작은 값인 682.46 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 682.46 ㎜) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 711.520 x 1000000 / [6353.600 x (700.000 - 208.987/3)]
= 177.662 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x6353.600)]
= 208.987 ㎜

사용철근량 = 6353.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 177.66) - 2.5 x 84.00 = 233.26 ㎜
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 177.66) = 354.61 ㎜

Sa는 작은 값인 233.26 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 233.26 ㎜) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

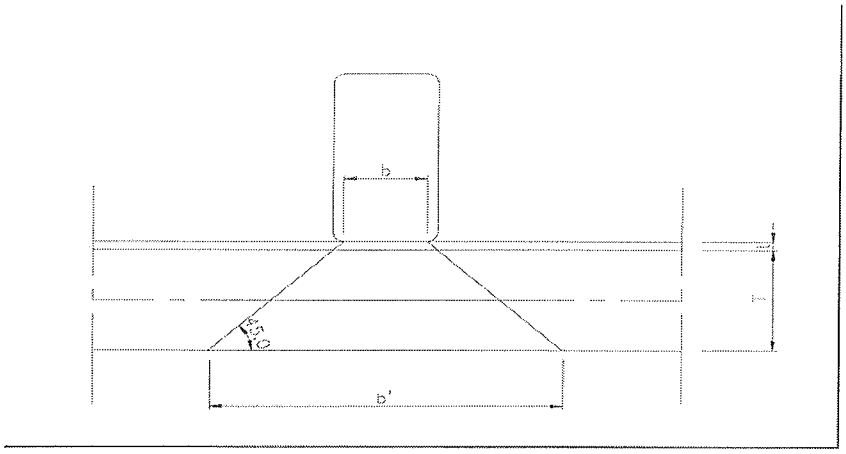
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 321.772 / 7.850 = 40.990 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

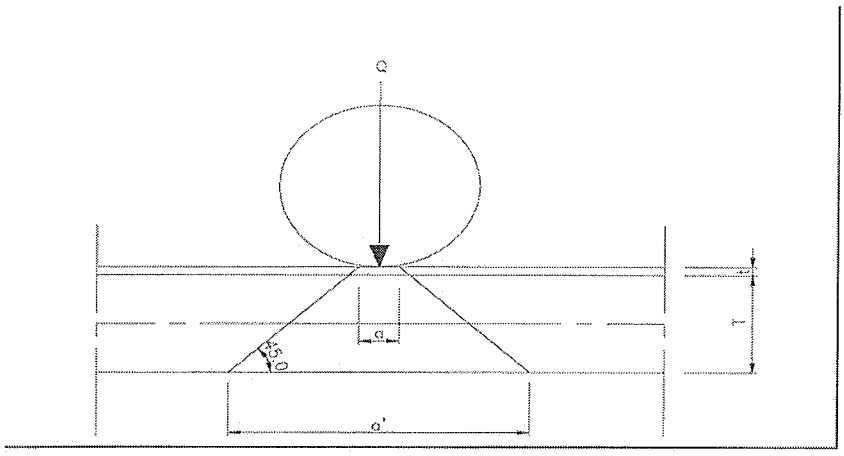


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 900 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°

= 2.380 m



a' = 0.200 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°

= 2.080 m

Qz = 96.0 / (2.380 × 2.080 19.392 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 40.99 + 0.92 + 19.39$

$= 61.302 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 225.83 \ kN/m^2 \geq Qmax = 61.30 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.850	×	0.900	×	25.000			=	176.625	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	3.295	×	25.000			=	37.069	kN/m
		0.000	×	2.595	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	7.057	×	25.000			=	79.391	kN/m
		0.350	×	6.357	×	25.000	/	2	=	27.812	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	3.762	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	2.595	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	2.595	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	340.833	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 0.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +
1.000 × 19.000 × 3.762 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 ×(2 × 0.000 × 2.595 × 19.000 + 2.595 ² × 10.000) / 2
× tan(0 × 2/3) + 1.000 ×(2 × 3.762 × 2.595 × 19.000
+ 2.595 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 340.833 + 0.000 = 340.833 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw = 7.850 × 3.495 × 10.000 = 274.358 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U = 340.833 / 274.358

= 1.242 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.850	×	0.900	×	25.000			=	176.625	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	3.295	×	25.000			=	37.069	kN/m
		0.000	×	2.595	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	7.057	×	25.000			=	79.391	kN/m
		0.350	×	6.357	×	25.000	/	2	=	27.812	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	9.762	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-3.405	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-3.405	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	340.833	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 6.000^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times 19.000 \times 9.762^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 6.000 \times -3.405 \times 19.000 + -3.405^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 9.762 \times -3.405 \times 19.000 + -3.405^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 340.833 + 0.000 = 340.833 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

$$H = \frac{176.625}{7.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

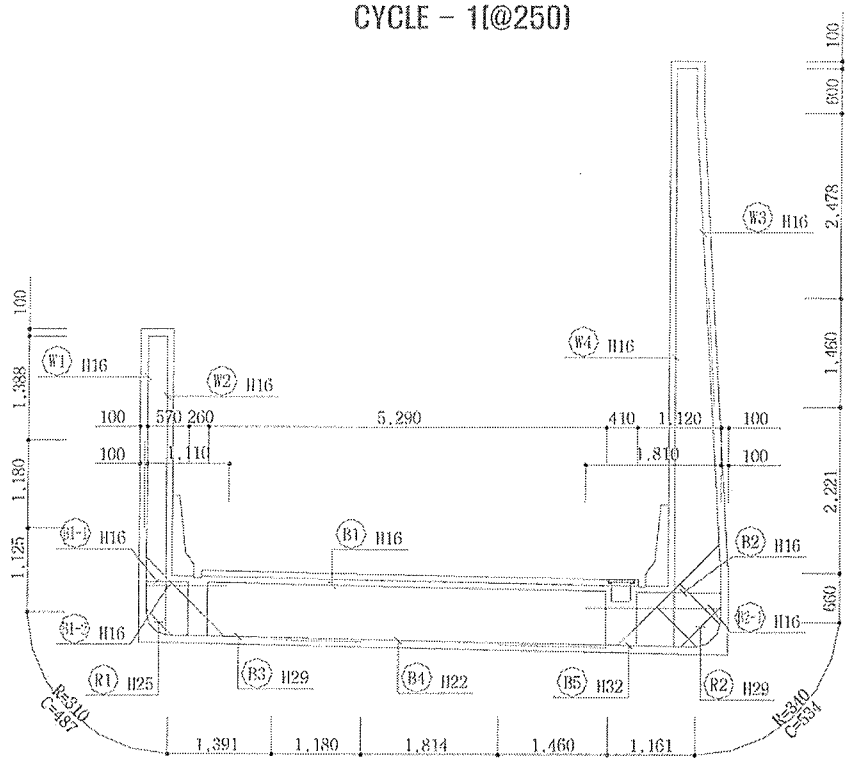
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{223.694}{7.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.591 \text{ m}$$

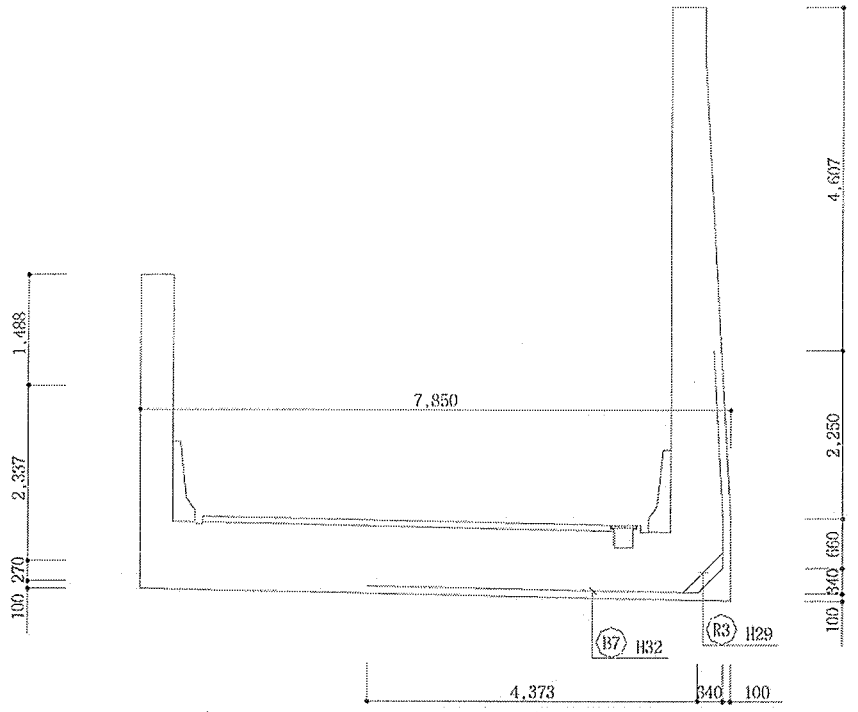
∴ 구조물 저면으로 부터 2.591 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

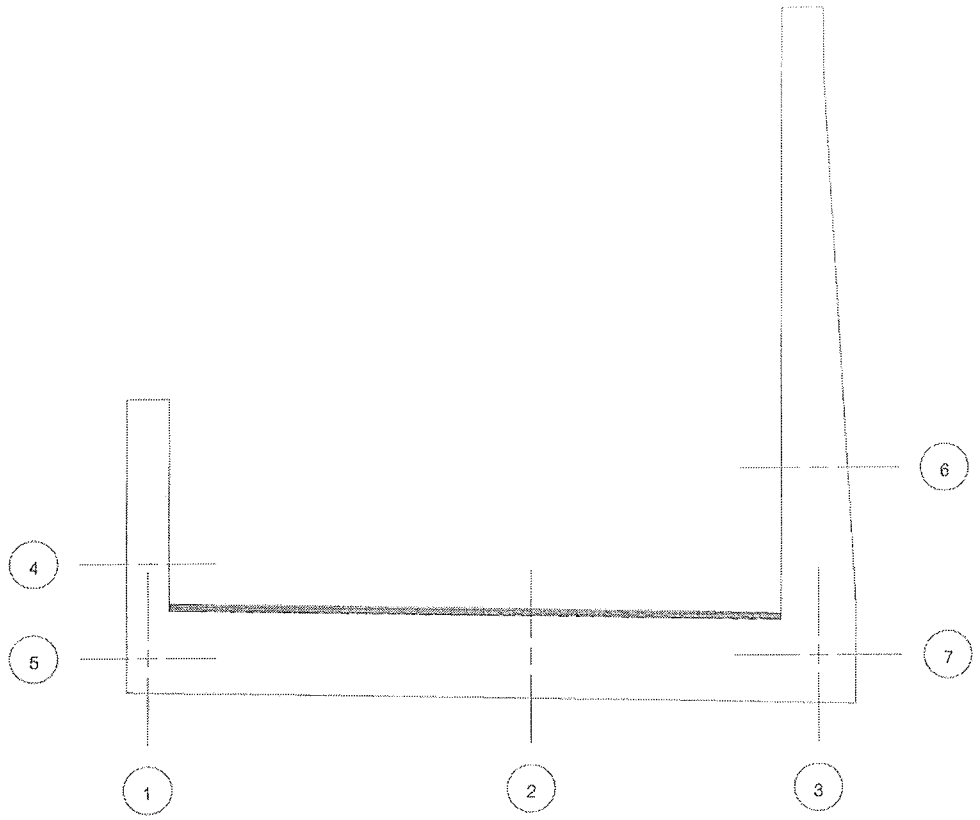


U4

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	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	122.59	307.82	452.94	H19 - 4.0EA	1146.00	2.51
		중앙부(상면)	2	1000	820	91.96	219.61	331.00	H16 - 4.0EA	794.40	2.39
		중앙부(하면)	2	1000	800	529.07	1069.85	1988.16	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	4118.00	2.02
		우측	3	1000	800	1014.45	1319.61	3894.85	H29 - 8.0EA	5139.20	1.30
		우측(배수구단면)	3	1000	686	991.38	1077.89	5411.3	H29 - 8.0EA+ H16 - 4.0EA	5933.60	1.09
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	51.59	132.48	438.32	H19 - 4.0EA	1146.00	2.57
		하부	5	1000	350	96.09	132.48	824.40	H19 - 4.0EA	1146.00	1.38
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	620	365.33	1004.88	1777.81	H29 - 8.0EA	5139.20	2.75
		하부	7	1000	700	940.50	1144.87	4167.96	H29 - 8.0EA	5139.20	1.22

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부(상면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부(하면)	2	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측(배수구단면)	3	1372.0	1986.0	O.K	1029.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
		하부	5	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	1431.8	1986.0	O.K	1073.9	1986.0	O.K
		하부	7	1572.9	1986.0	O.K	1179.7	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	mm^2		mm	mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	117.5	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	170.7	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	519.6	189.0	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	380.6	199.7	529.11	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	45.4	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	227.3	51.9	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	402.6	213.7	559.70	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	454.7	307.6	632.04	2.00	-	H13	300	253.40	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
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H19 - 4.0EA	250	702.208	O.K	2.81
		중앙부(상면)	2	820	H16 - 4.0EA	250	346.630	O.K	1.39
		중앙부(하면)	2	800	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	459.117	O.K	3.67
		우측	3	800	H29 - 8.0EA	125	232.973	O.K	1.86
		우측(배수구단면)	3	686	H29 - 8.0EA	125	166.200	O.K	1.33

좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H19 - 4.0EA	250	719.282	O.K	2.88
		하부	5	350	H19 - 4.0EA	250	281.937	O.K	1.13
우측벽체	1층	중앙부	6	620	H29 - 8.0EA	125	715.182	O.K	5.72
		하부	7	700	H29 - 8.0EA	125	205.411	O.K	1.64

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 2.308M(좌측), 6.714(우측) 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) = 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)

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°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

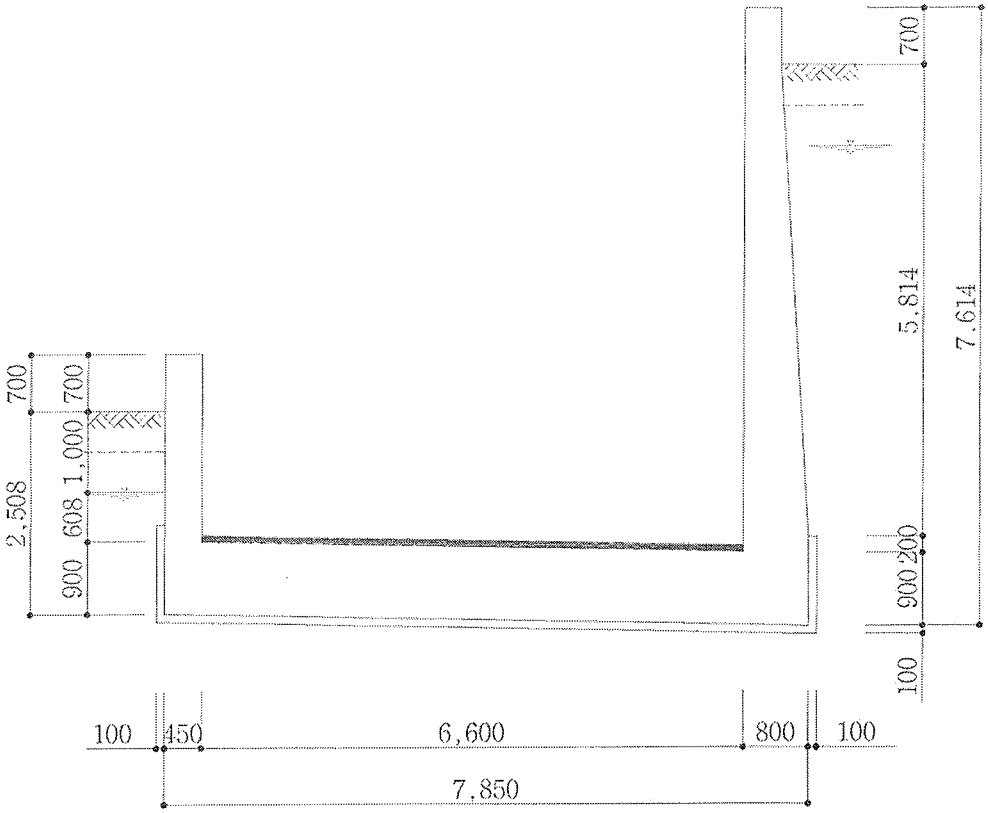
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
700
1,000
608
900
2,508
5,814
7,614
900
200
100
100
450
6,600
800
100
7,850

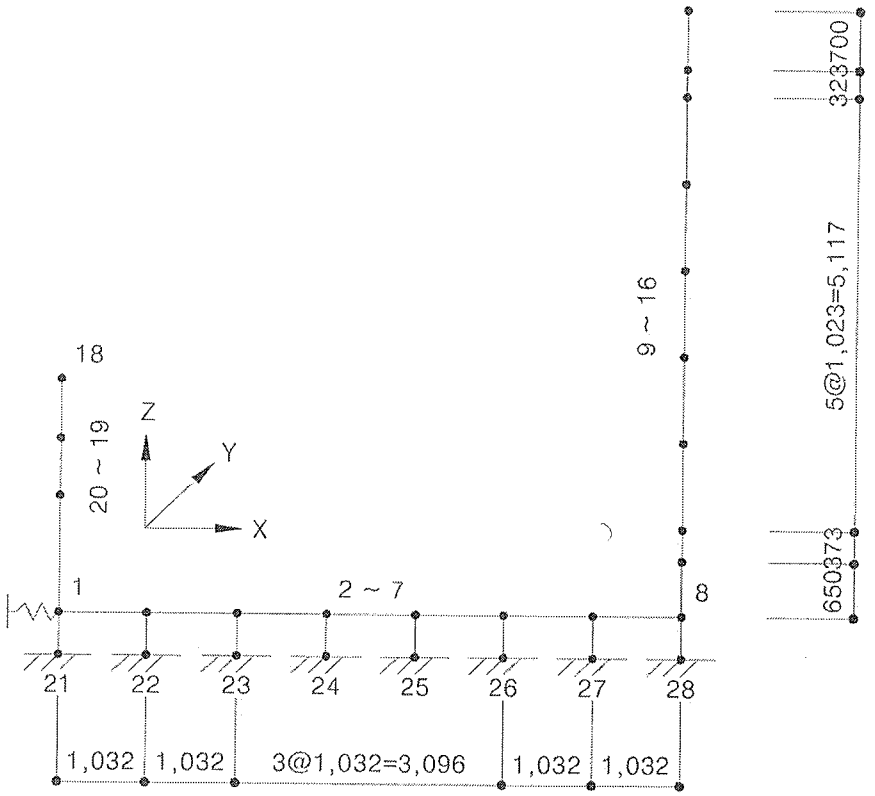
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

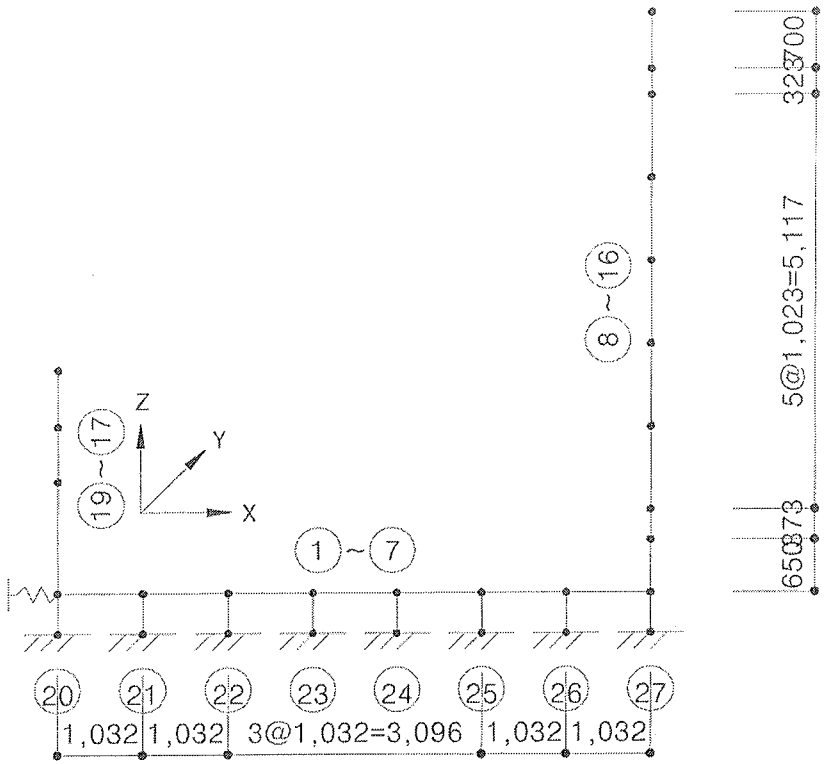
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도



② 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.900 × 1.000 = 0.900	0.06075	1~7
2	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	8
10	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	17~19

NO	A (m²)	I (m⁴)	절 점
3	0.782 × 1.000 = 0.782	0.03986	10
4	0.720 × 1.000 = 0.720	0.03116	11
5	0.659 × 1.000 = 0.659	0.02383	12
6	0.597 × 1.000 = 0.597	0.01775	13
7	0.536 × 1.000 = 0.536	0.01280	14
8	0.474 × 1.000 = 0.474	0.00887	15
9	0.455 × 1.000 = 0.455	0.00782	16

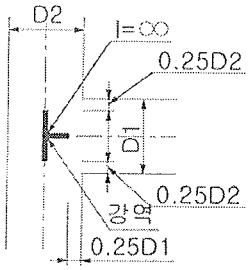
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	9
12	SEC 3 ~ 4	10
13	SEC 4 ~ 5	11
14	SEC 5 ~ 6	12
15	SEC 6 ~ 7	13
16	SEC 7 ~ 8	14
17	SEC 8 ~ 9	15
18	SEC 9 ~ 10	16

3) 단면좌표

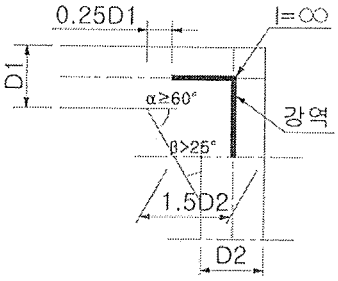
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	15	7.225	6.641
2	1.032	0.500	16	7.225	6.964
3	2.064	0.500	17	7.225	7.664
4	3.096	0.500	18	0.000	3.258
5	4.129	0.500	19	0.000	2.558
6	5.161	0.500	20	0.000	1.879
7	6.193	0.500	21	0.000	0.000
8	7.225	0.500	22	1.032	0.000
9	7.225	1.150	23	2.064	0.000
10	7.225	1.523	24	3.096	0.000
11	7.225	2.547	25	4.129	0.000
12	7.225	3.570	26	5.161	0.000
13	7.225	4.594	27	6.193	0.000
14	7.225	5.617	28	7.225	0.000

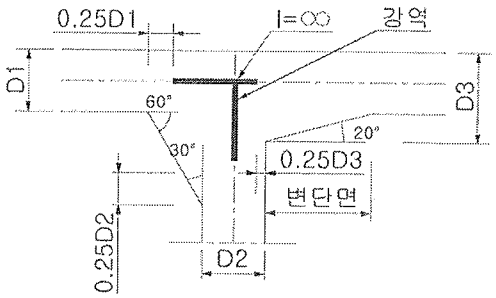
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 450 = 338 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 900 = 175 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 800 = 250 mm

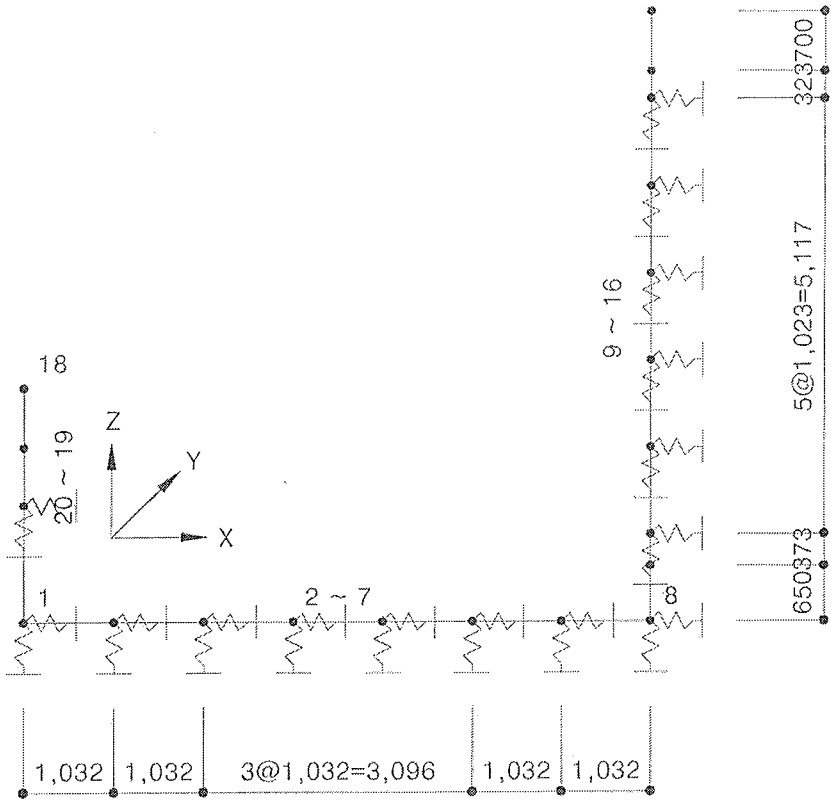
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

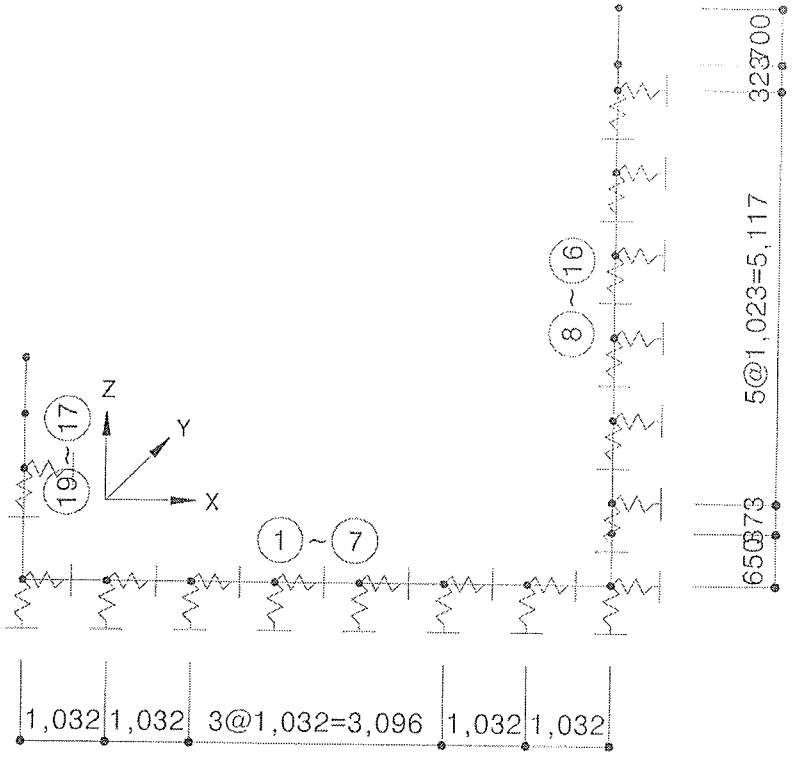
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~7
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	8
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17~19

NO	A (m²)		I (m⁴)	절 점
3	0.782 × 1.000	= 0.782	0.03986	10
4	0.720 × 1.000	= 0.720	0.03116	11
5	0.659 × 1.000	= 0.659	0.02383	12
6	0.597 × 1.000	= 0.597	0.01775	13
7	0.536 × 1.000	= 0.536	0.01280	14
8	0.474 × 1.000	= 0.474	0.00887	15
9	0.455 × 1.000	= 0.455	0.00782	16

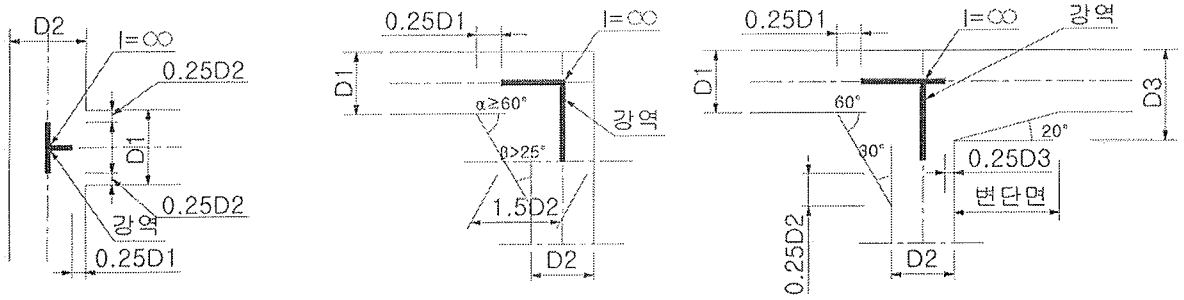
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	9
12	SEC 3 ~ 4	10
13	SEC 4 ~ 5	11
14	SEC 5 ~ 6	12
15	SEC 6 ~ 7	13
16	SEC 7 ~ 8	14
17	SEC 8 ~ 9	15
18	SEC 9 ~ 10	16

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	11	7.225	2.047
2	1.032	0.000	12	7.225	3.070
3	2.064	0.000	13	7.225	4.094
4	3.096	0.000	14	7.225	5.117
5	4.129	0.000	15	7.225	6.141
6	5.161	0.000	16	7.225	6.464
7	6.193	0.000	17	7.225	7.164
8	7.225	0.000	18	0.000	2.758
9	7.225	0.650	19	0.000	2.058
10	7.225	1.023	20	0.000	1.379

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 450 = 338 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 900 = 175 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 800 = 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 = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(7.850 × 7.850) = 7.85 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (7.850 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2593.04 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.032/2) = 1922 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.032/2 + 1.032/2) = 2676 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.032/2 + 0.800/2) = 2375 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 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 = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.850 × 7.850) = 7.850 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (7.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5186.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5186.090 = 1728.70 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.508 × 6.914) = 4.164 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (4.164 / 0.3)$^{-3/4}$ = 8343.71 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 8343.71 = 2781.24 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.508 × 6.914) = 4.164 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (4.164 / 0.3)$^{-3/4}$ = 8343.71 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 8343.71 = 2781.24 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.023/2 + 1.023/2) = 8536 kN/m	10~15
Kss1	Kss x (1.023/2 + 1.023/2) = 2845 kN/m	
Kh2	Kh x (1.379/2 + 1.379/2) = 11506 kN/m	20
Kss2	Kss x (1.379/2 + 1.379/2) = 3835 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.032/2 + 1.032/2) = 5353 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.032/2 + 1.032/2) = 1784 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.032/2) = 3843 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.379/2 + 0.800/2) = 9090 kN/m	
Kv2	Kv x (1.032/2 + 0.800/2) = 4751 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.023/2 + 0.800/2) = 7605 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.179 × 19.000 × 0.500	= 7.450 kN/m²
Wh3	= 7.450 + 1.379 × 19.000 × 0.500	= 20.551 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.323 × 23.000 × 0.500	= 3.719 kN/m²
Wh2	= 3.719 + 0.177 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.847 × 19.000 × 0.500	= 13.796 kN/m²
Wh4	= 13.796 + 1.023 × 19.000 × 0.500	= 23.518 kN/m²
Wh5	= 23.518 + 1.023 × 19.000 × 0.500	= 33.240 kN/m²
Wh6	= 33.240 + 1.023 × 19.000 × 0.500	= 42.962 kN/m²
Wh7	= 42.962 + 1.023 × 19.000 × 0.500	= 52.685 kN/m²
Wh8	= 52.685 + 0.373 × 19.000 × 0.500	= 56.232 kN/m²
Wh9	= 56.232 + 0.650 × 19.000 × 0.500	= 62.407 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.179 × 19.000 × 0.500	= 7.450 kN/m²
Wh3	= 7.450 + 0.321 × 19.000 × 0.500	= 10.500 kN/m²
Wh4	= 10.500 + 1.058 × 10.000 × 0.500	= 15.790 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.323 × 23.000 × 0.500	= 3.719 kN/m²
Wh2	= 3.719 + 0.177 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500	= 10.500 kN/m²
Wh4	= 10.500 + 0.347 × 10.000 × 0.500	= 12.235 kN/m²
Wh5	= 12.235 + 1.023 × 10.000 × 0.500	= 17.352 kN/m²
Wh6	= 17.352 + 1.023 × 10.000 × 0.500	= 22.469 kN/m²
Wh7	= 22.469 + 1.023 × 10.000 × 0.500	= 27.586 kN/m²
Wh8	= 27.586 + 1.023 × 10.000 × 0.500	= 32.703 kN/m²
Wh9	= 32.703 + 0.373 × 10.000 × 0.500	= 34.569 kN/m²
Wh10	= 34.569 + 0.650 × 10.000 × 0.500	= 37.819 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 1.058 × 10.000 = 10.580 kN/m²

- 우측 벽체

Ww2 = 0.347 × 10.000 = 3.469 kN/m²

Ww3 = 3.469 + 1.023 × 10.000 = 13.703 kN/m²

Ww4 = 13.703 + 1.023 × 10.000 = 23.937 kN/m²

Ww5 = 23.937 + 1.023 × 10.000 = 34.171 kN/m²

Ww6 = 34.171 + 1.023 × 10.000 = 44.406 kN/m²

Ww7 = 44.406 + 0.373 × 10.000 = 48.140 kN/m²

Ww8 = 48.140 + 0.650 × 10.000 = 54.640 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (2.508 - 1.000) × 10.000 = 15.080 kN/m²

6) 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) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.179 × 19.000 × 0.436 = 6.497 kN/m²

Wh3 = 6.497 + 1.379 × 19.000 × 0.436 = 17.920 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.323 × 23.000 × 0.436 = 3.243 kN/m²

Wh2 = 3.243 + 0.177 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.847 × 19.000 × 0.436 = 12.030 kN/m²

Wh4 = 12.030 + 1.023 × 19.000 × 0.436 = 20.508 kN/m²

Wh5 = 20.508 + 1.023 × 19.000 × 0.436 = 28.985 kN/m²

Wh6 = 28.985 + 1.023 × 19.000 × 0.436 = 37.463 kN/m²

Wh7 = 37.463 + 1.023 × 19.000 × 0.436 = 45.941 kN/m²

Wh8 = 45.941 + 0.373 × 19.000 × 0.436 = 49.034 kN/m²

Wh9 = 49.034 + 0.650 × 19.000 × 0.436 = 54.419 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.179 × 19.000 × 0.372 = 5.543 kN/m²

Wh3 = 5.543 + 1.379 × 19.000 × 0.372 = 15.290 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.323 × 23.000 × 0.372 = 2.767 kN/m²

Wh2 = 2.767 + 0.177 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.847 × 19.000 × 0.372 = 10.264 kN/m²

Wh4 = 10.264 + 1.023 × 19.000 × 0.372 = 17.497 kN/m²

Wh5 = 17.497 + 1.023 × 19.000 × 0.372 = 24.731 kN/m²

Wh6 = 24.731 + 1.023 × 19.000 × 0.372 = 31.964 kN/m²

Wh7 = 31.964 + 1.023 × 19.000 × 0.372 = 39.197 kN/m²

Wh8 = 39.197 + 0.373 × 19.000 × 0.372 = 41.837 kN/m²

Wh9 = 41.837 + 0.650 × 19.000 × 0.372 = 46.431 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.179 × 19.000 × 0.436 = 6.497 kN/m²

Wh3 = 6.497 + 0.321 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²

Wh4 = 9.156 + 1.058 × 10.000 × 0.436 = 13.769 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.323 × 23.000 × 0.436 = 3.243 kN/m²

Wh2 = 3.243 + 0.177 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.500 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²

Wh4 = 9.156 + 0.347 × 10.000 × 0.436 = 10.668 kN/m²

Wh5 = 10.668 + 1.023 × 10.000 × 0.436 = 15.131 kN/m²

Wh6 = 15.131 + 1.023 × 10.000 × 0.436 = 19.593 kN/m²

Wh7 = 19.593 + 1.023 × 10.000 × 0.436 = 24.055 kN/m²

Wh8 = 24.055 + 1.023 × 10.000 × 0.436 = 28.517 kN/m²

Wh9 = 28.517 + 0.373 × 10.000 × 0.436 = 30.145 kN/m²

Wh10 = 30.145 + 0.650 × 10.000 × 0.436 = 32.979 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.179 × 19.000 × 0.372 = 5.543 kN/m²

Wh3 = 5.543 + 0.321 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²

Wh4 = 7.812 + 1.058 × 10.000 × 0.372 = 11.748 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.323 × 23.000 × 0.372 = 2.767 kN/m²

Wh2 = 2.767 + 0.177 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²

Wh4 = 7.812 + 0.347 × 10.000 × 0.372 = 9.102 kN/m²

Wh5 = 9.102 + 1.023 × 10.000 × 0.372 = 12.910 kN/m²

Wh6 = 12.910 + 1.023 × 10.000 × 0.372 = 16.717 kN/m²

Wh7 = 16.717 + 1.023 × 10.000 × 0.372 = 20.524 kN/m²

Wh8 = 20.524 + 1.023 × 10.000 × 0.372 = 24.331 kN/m²

Wh9 = 24.331 + 0.373 × 10.000 × 0.372 = 25.720 kN/m²

Wh10 = 25.720 + 0.650 × 10.000 × 0.372 = 28.138 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

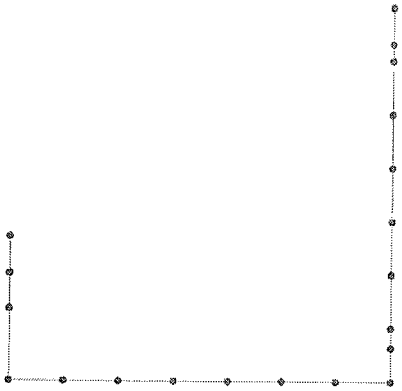
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.900×25.000×0.063 = 1.417	fb = 0.900×25.000×0.154 = 3.465

② 측벽

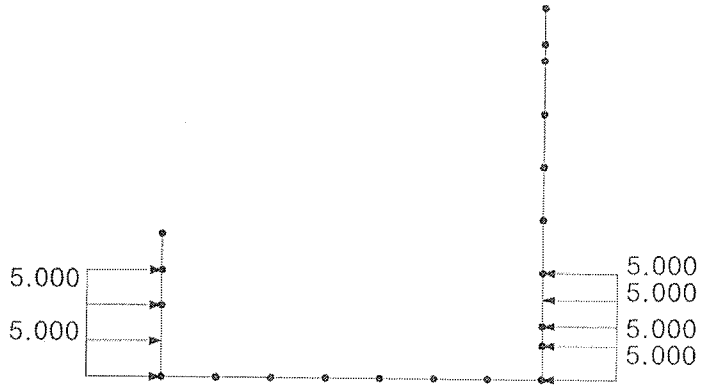
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.469×25.000×0.063 = 0.739	f3 = 0.469×25.000×0.154 = 1.807
f4 = 0.531×25.000×0.063 = 0.836	f4 = 0.531×25.000×0.154 = 2.045
f5 = 0.593×25.000×0.063 = 0.933	f5 = 0.593×25.000×0.154 = 2.282
f6 = 0.654×25.000×0.063 = 1.031	f6 = 0.654×25.000×0.154 = 2.519
f7 = 0.716×25.000×0.063 = 1.128	f7 = 0.716×25.000×0.154 = 2.756
f8 = 0.778×25.000×0.063 = 1.225	f8 = 0.778×25.000×0.154 = 2.993
f9 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f9 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080
f10 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f10 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080

10. 하 중 재 하 (상시)

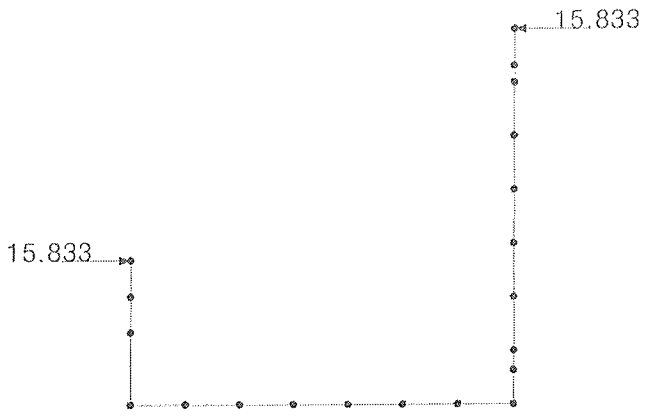
1) CASE1 - 구체자중(SW)



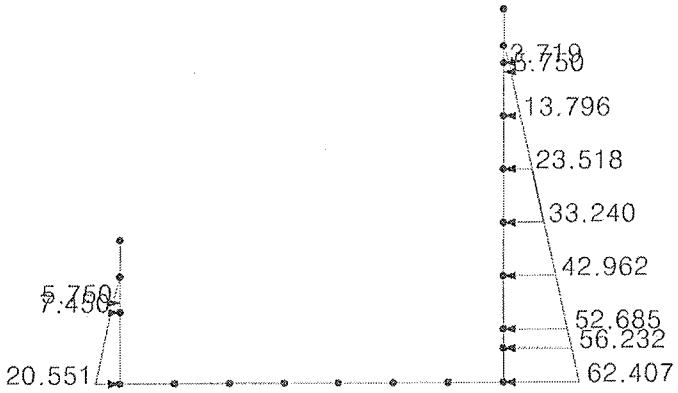
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



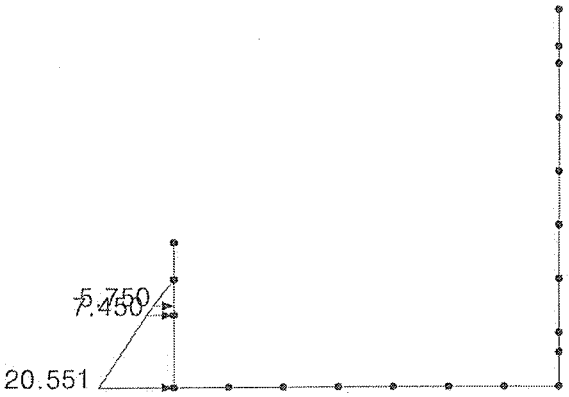
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



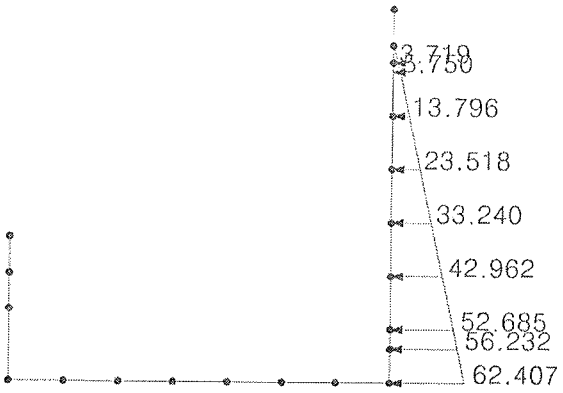
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



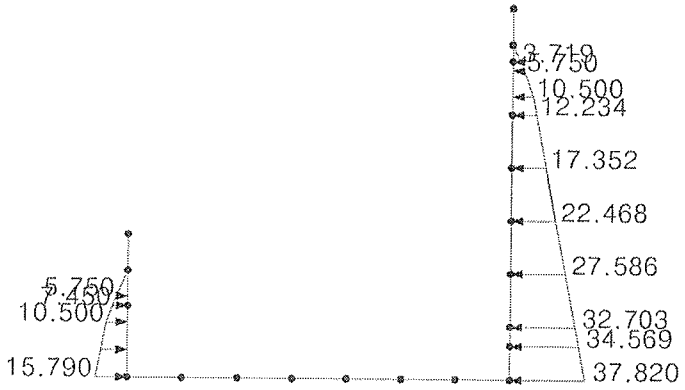
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



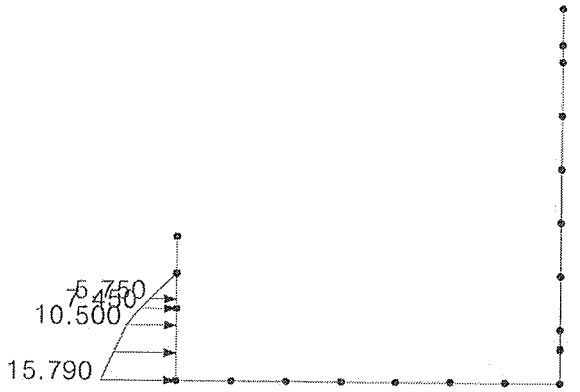
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



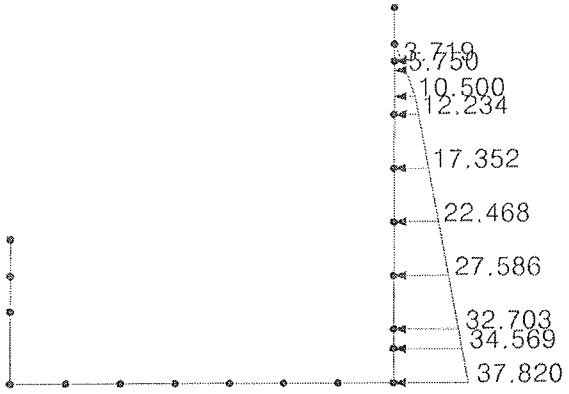
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



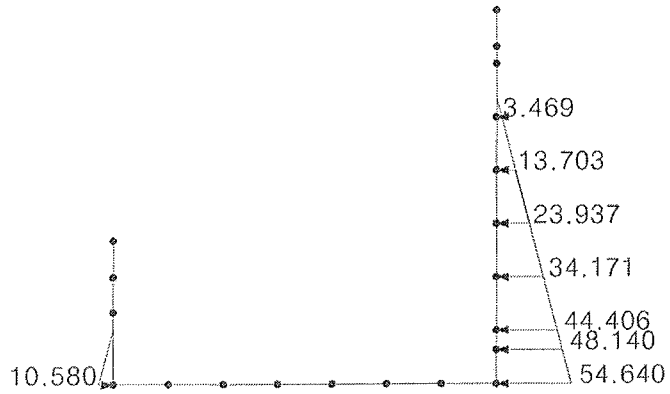
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



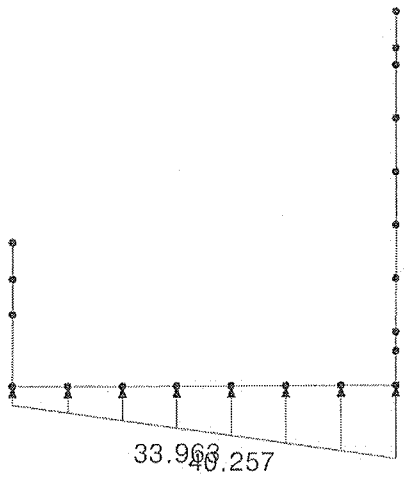
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



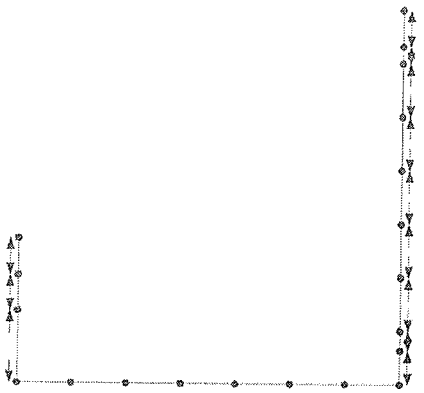
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

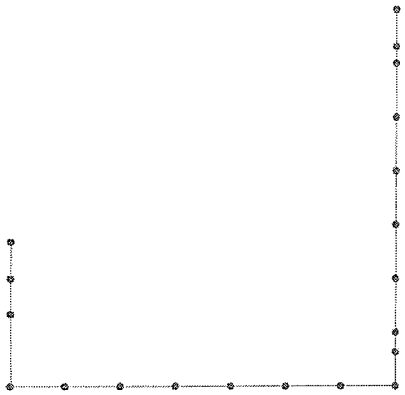


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

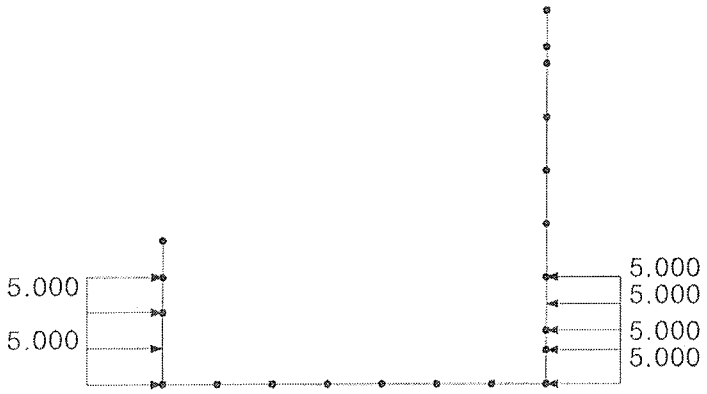


11. 하중 재하 (기능수행)

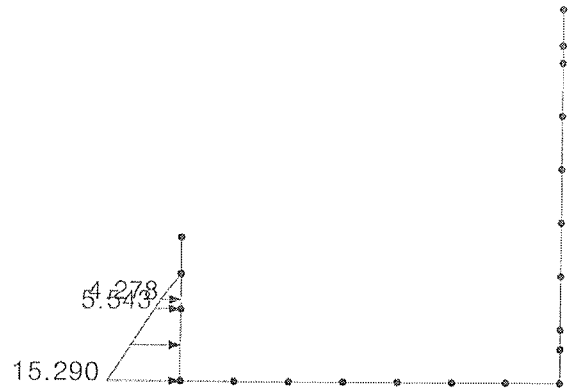
1) CASE1 - 구체자중(SW)



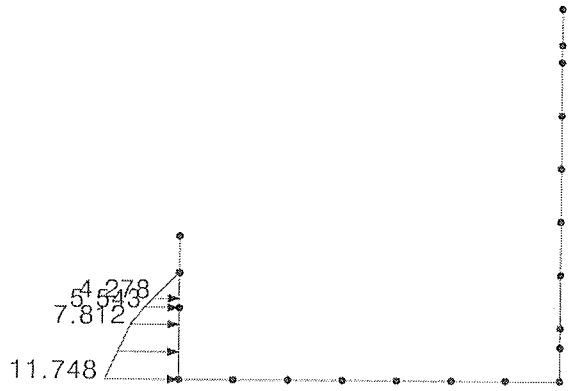
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



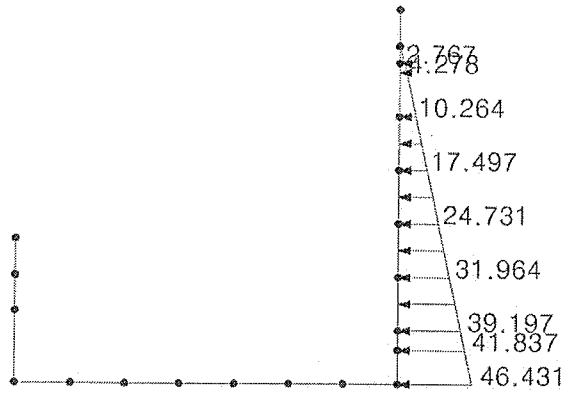
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



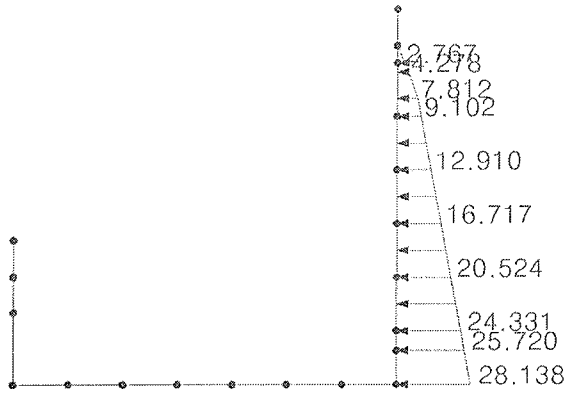
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



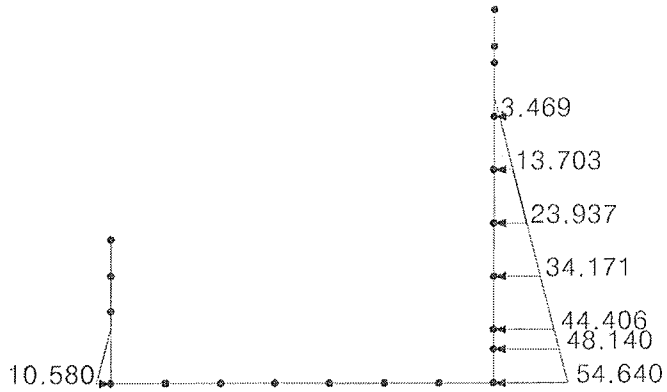
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



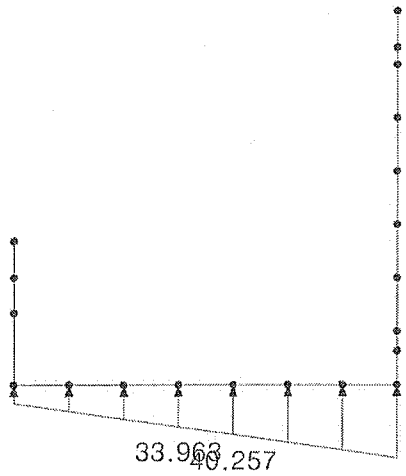
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



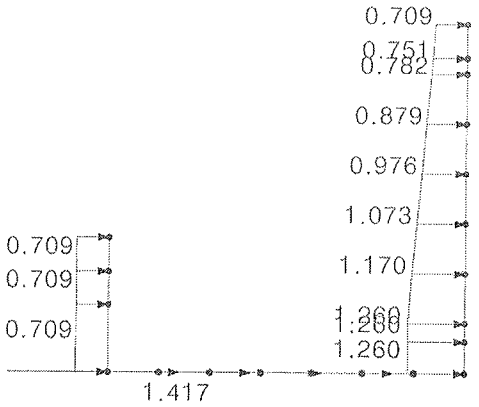
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



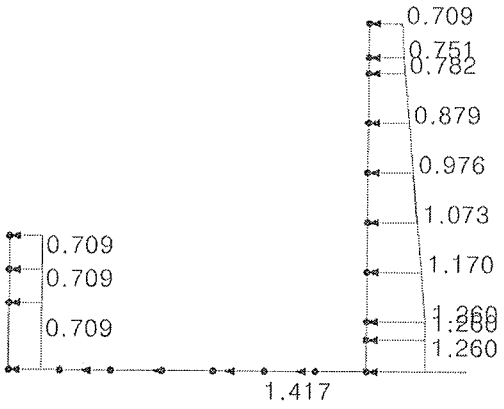
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

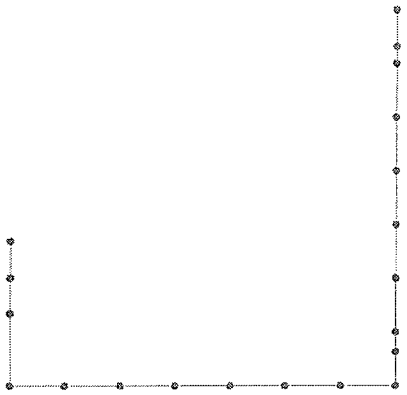


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

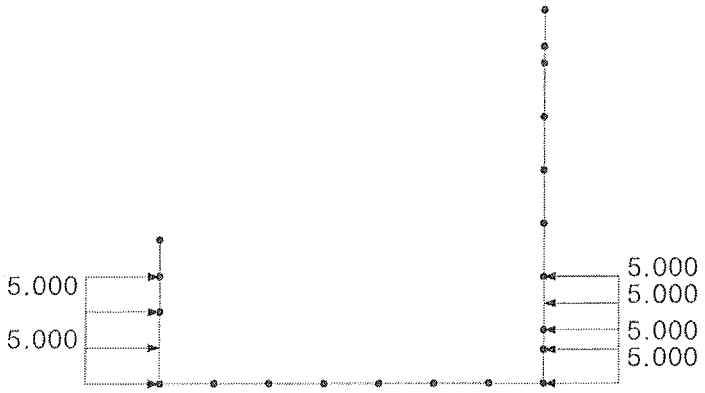


12. 하중 재하 (붕괴방지)

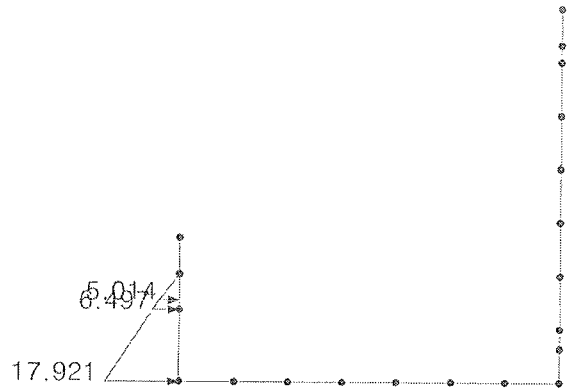
1) CASE1 - 구체자중(SW)



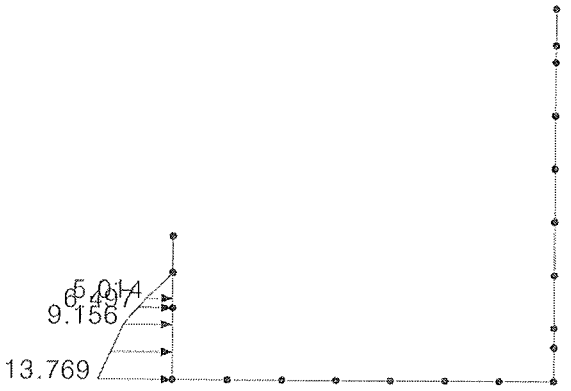
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



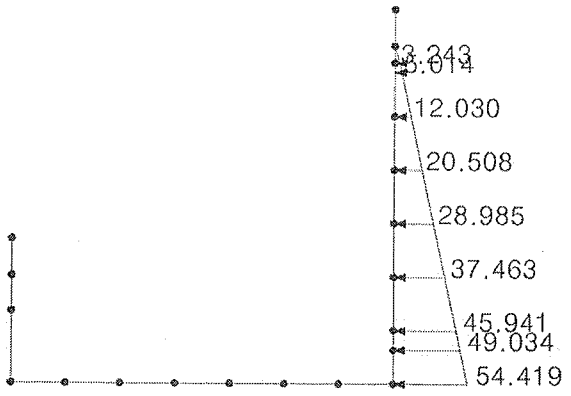
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



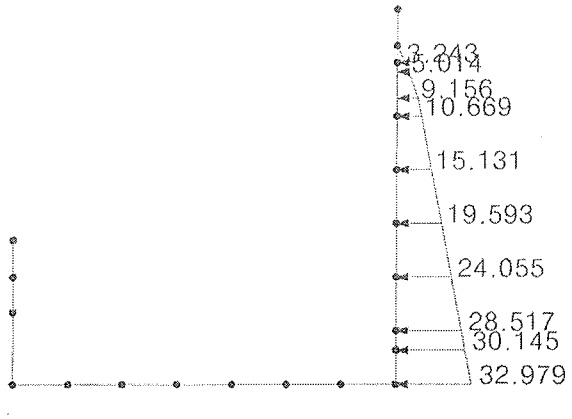
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



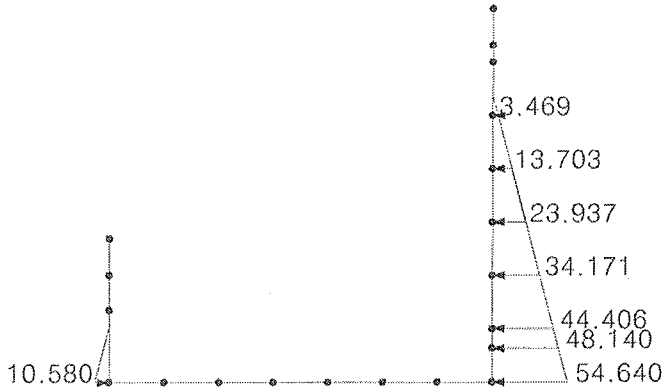
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



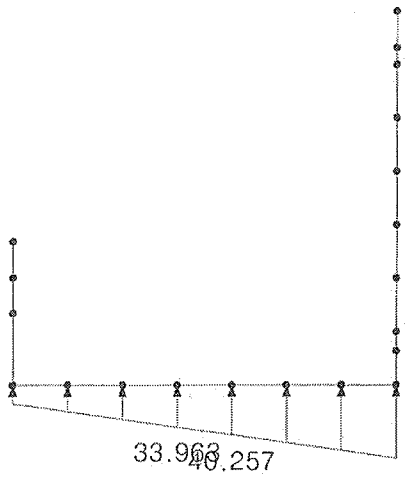
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



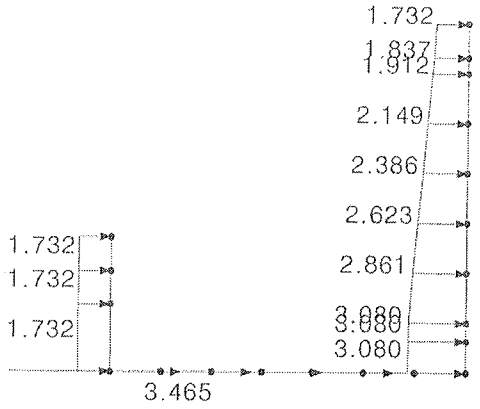
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



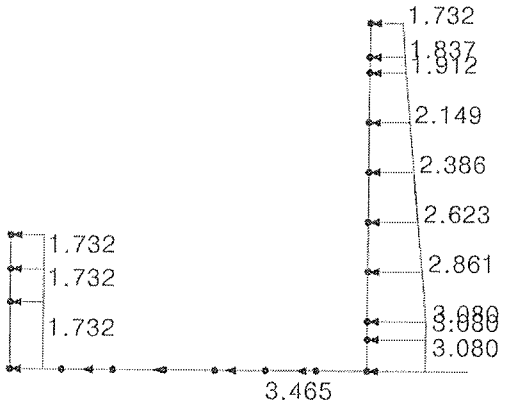
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 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 = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

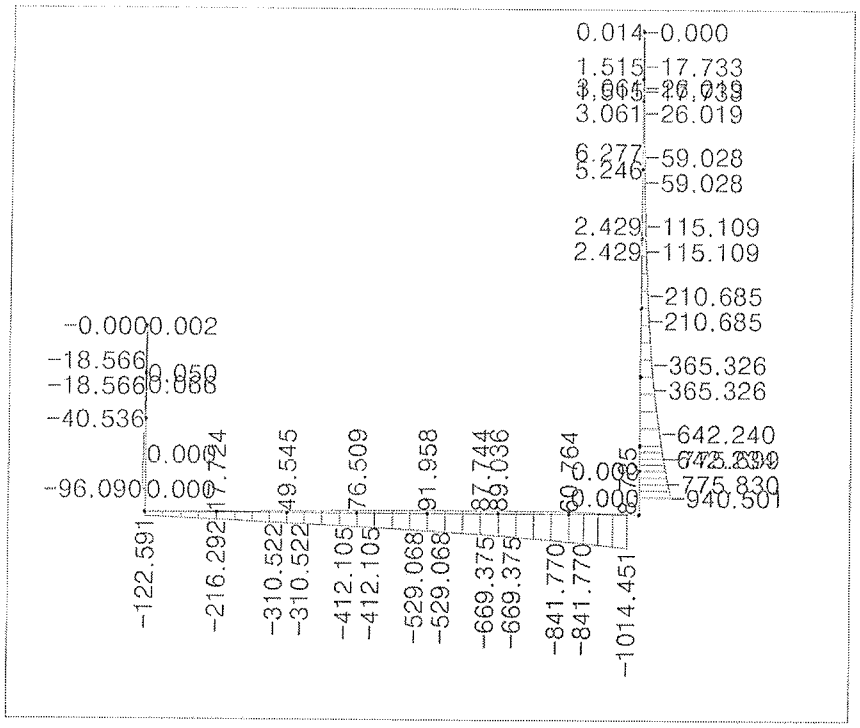
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

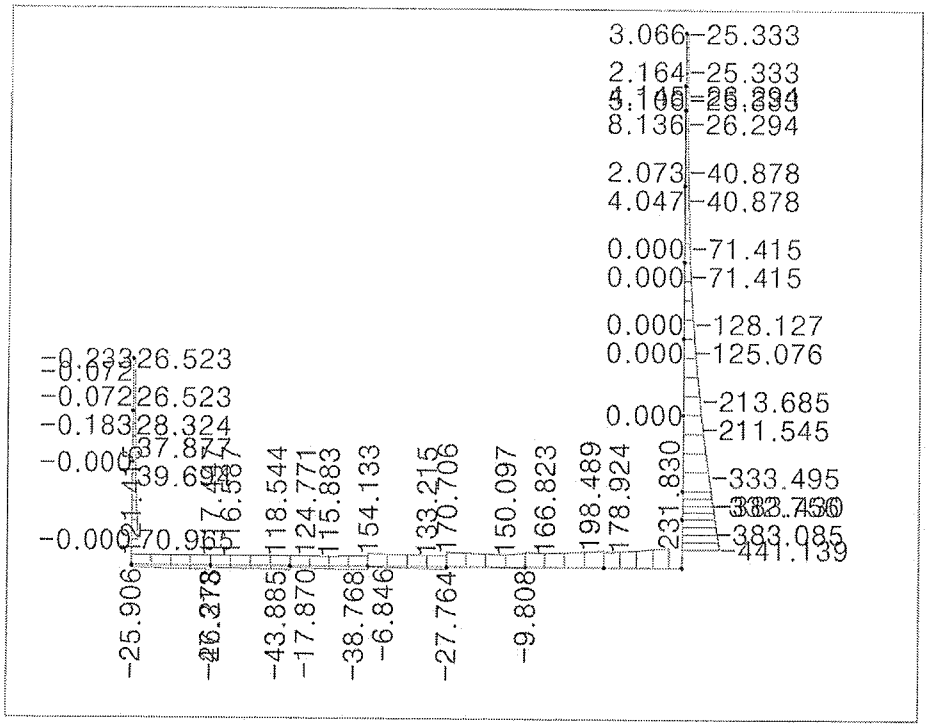
14. 단면력정리

14.1 상시

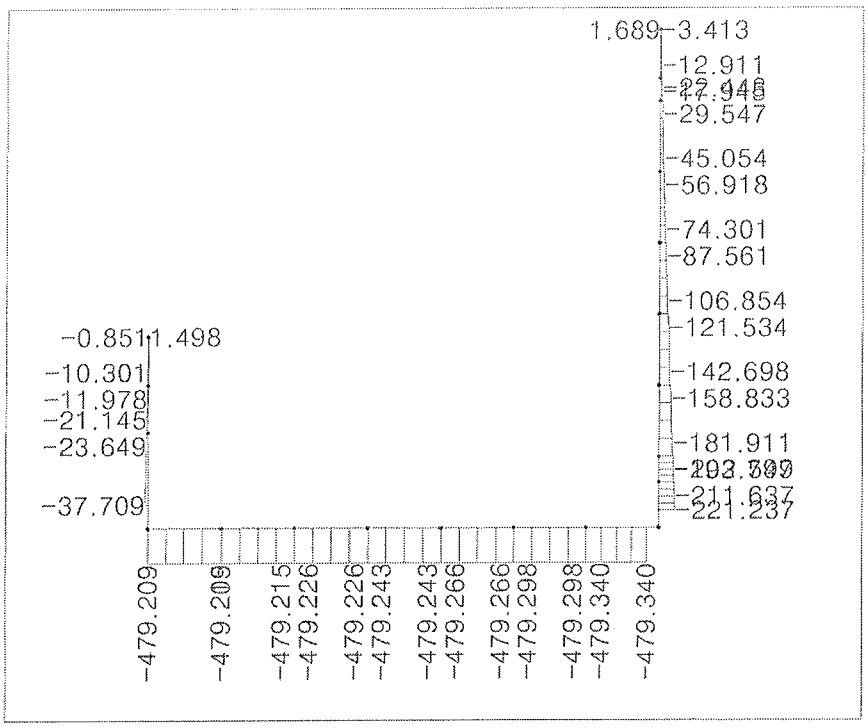
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



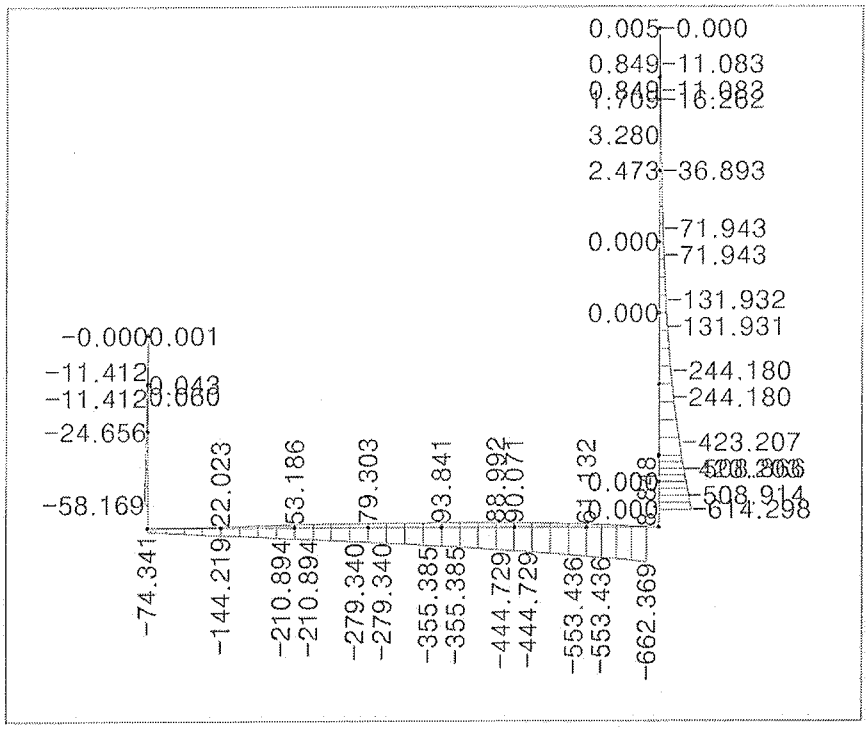
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

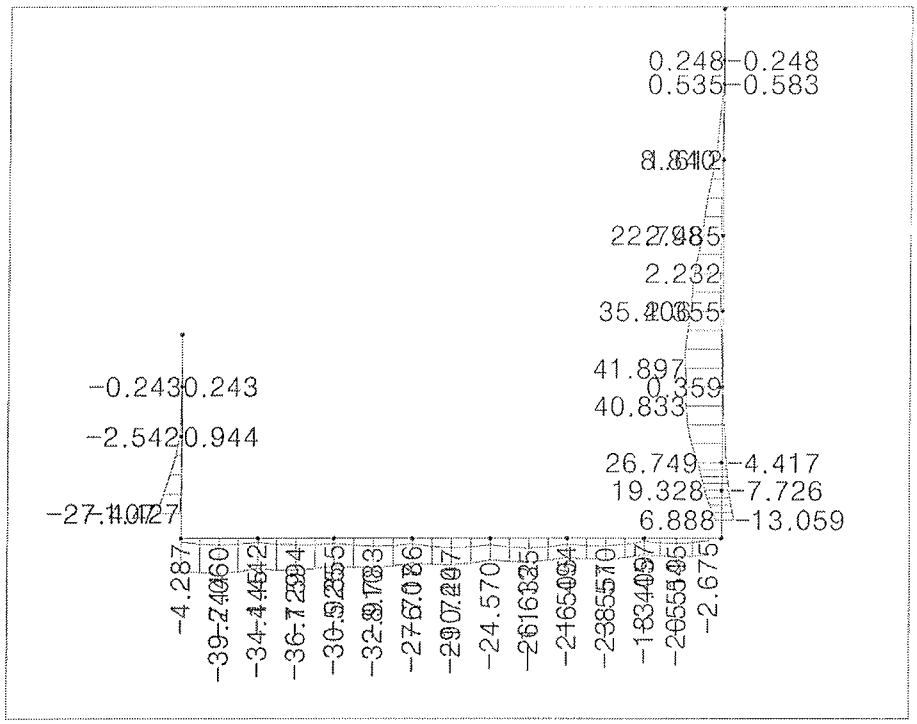


5) 단면력 정리

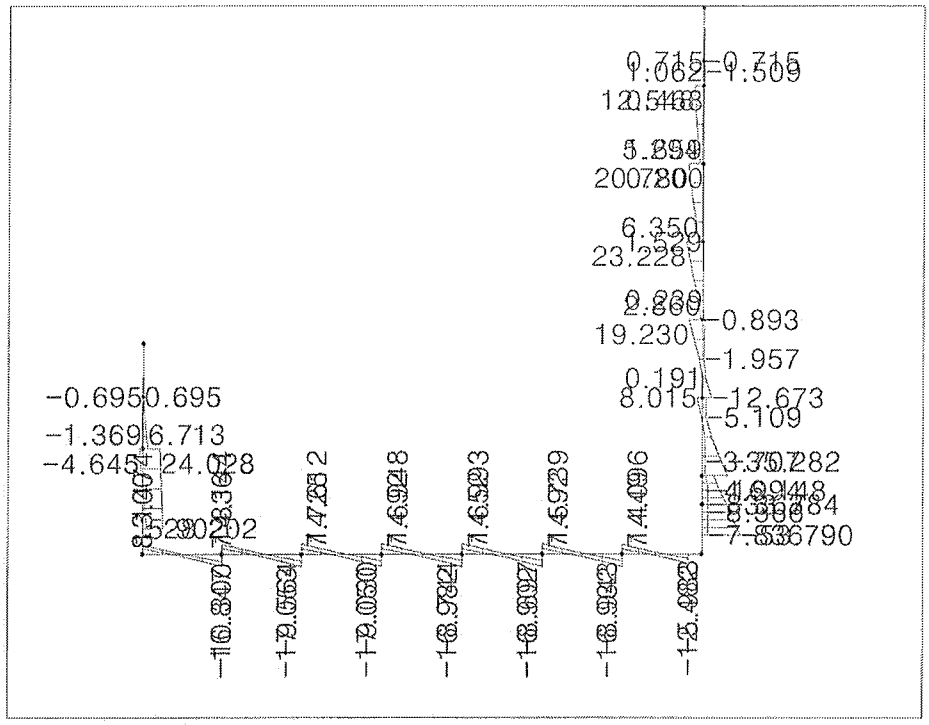
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	122.59	117.46	479.21	74.34	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	91.96	170.71	479.24	93.84	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	529.07	170.71	479.24	355.39	1000.00	900.00	
		우측	4	1014.45	189.03	479.34	662.37	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	51.59	45.39	27.16	31.26	1000.00	450.00	
		하부	6	96.09	51.86	37.71	58.17	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	365.33	213.69	158.83	244.18	1000.00	719.88	
		하부	8	940.50	307.56	221.24	614.30	1000.00	800.00	

14.2 지진시(기능수행)

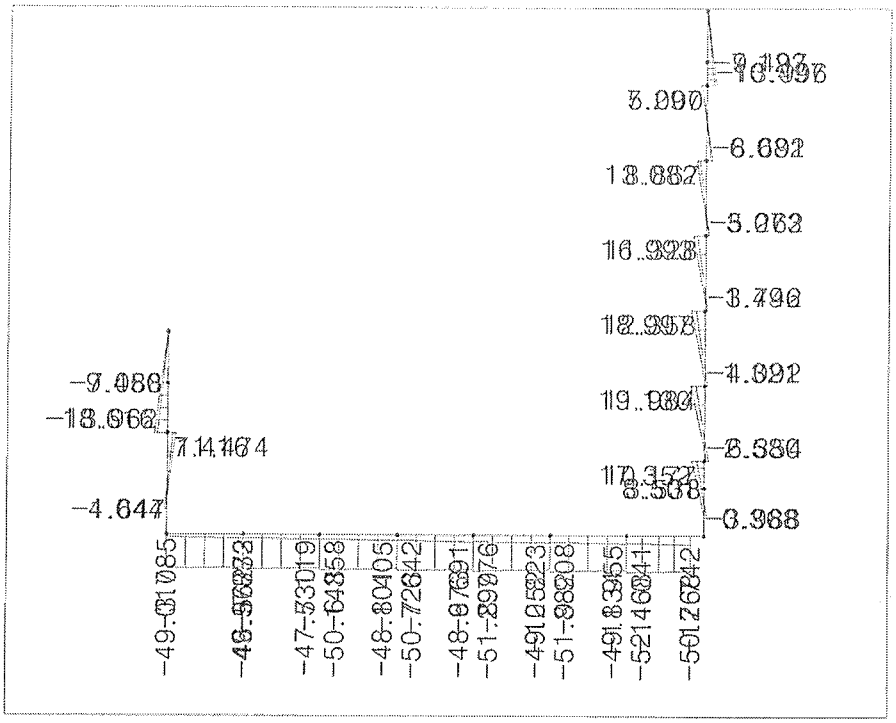
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

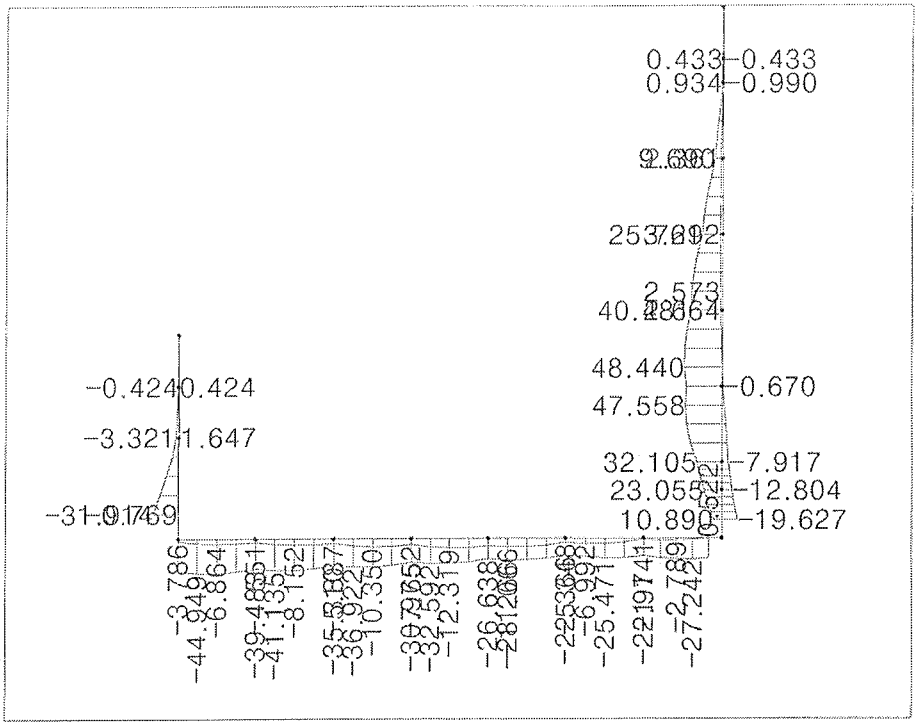


4) 단면력 정리

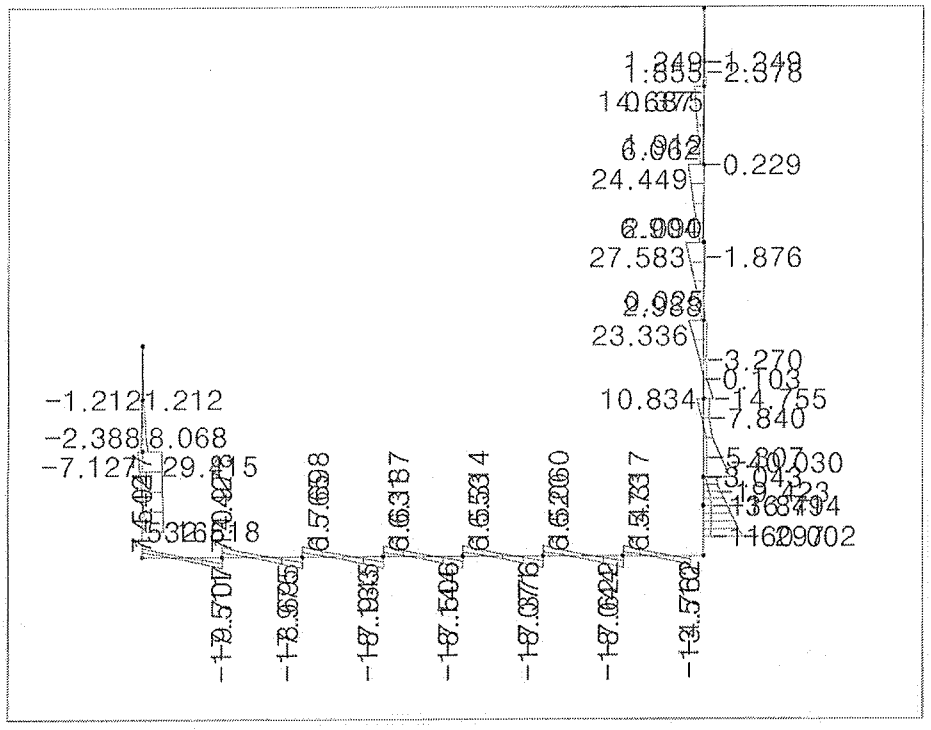
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	37.15	16.66	52.69	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	14.99	52.68	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	24.57	14.99	52.68	1000.00	900.00	
		우측	4	19.01	12.39	55.09	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	6.60	25.07	8.73	1000.00	450.00	
		하부	6	27.41	26.05	4.04	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.00	12.67	19.13	1000.00	719.88	
		하부	8	13.06	26.18	5.96	1000.00	800.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

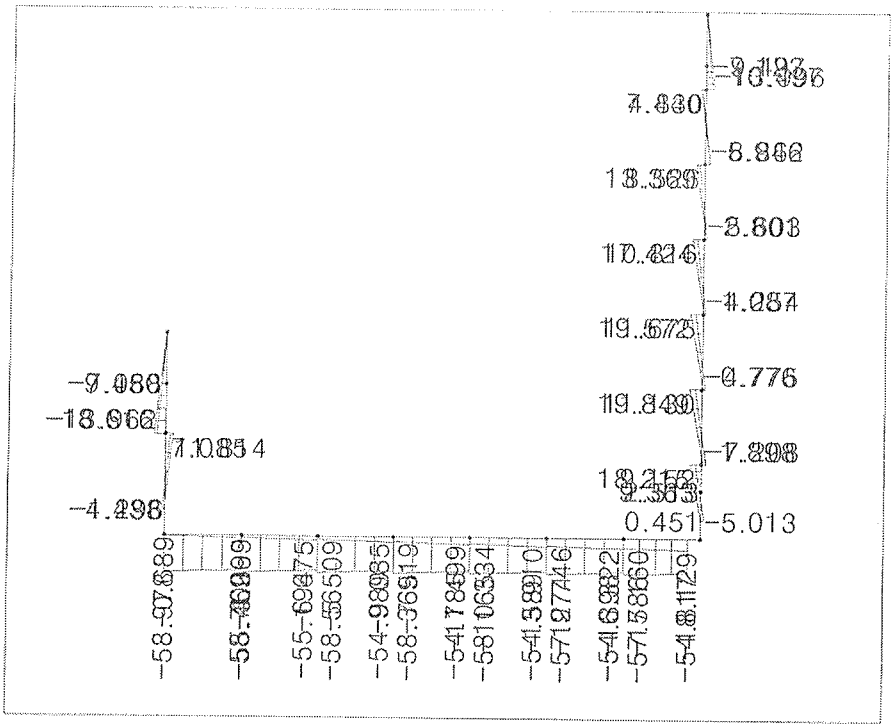
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하증 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하증 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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	43.18	17.32	62.72	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	2	0.00	16.31	58.84	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	3	26.64	16.31	58.84	1000.00	900.00	
		우측	4	26.19	13.50	59.17	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	7.28	30.26	9.15	1000.00	450.00	
		하부	6	31.91	31.06	4.44	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	0.67	14.76	19.85	1000.00	719.88	
		하부	8	19.63	29.33	7.10	1000.00	800.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-122.59	-	-43.18	-37.15	-122.59	
		중앙부 (상면)	2	91.96	-	-	-	91.96	
		중앙부 (하면)	3	-529.07	-	-26.64	-24.57	-529.07	
		우측	4	-1014.45	-	-26.19	-19.01	-1014.45	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-51.59	-	-7.28	-6.60	-51.59	
		하부	6	-96.09	-	-31.91	-27.41	-96.09	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-365.33	-	-0.67	-	-365.33	
		하부	8	-940.50	-	-19.63	-13.06	-940.50	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	117.46	-	-17.32	-16.66	117.46	
		중앙부 (상면)	2	170.71	-	16.31	14.99	170.71	
		중앙부 (하면)	3	170.71	-	16.31	14.99	170.71	
		우측	4	189.03	-	-13.50	-12.39	189.03	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	45.39	-	30.26	25.07	45.39	
		하부	6	51.86	-	31.06	26.05	51.86	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-213.69	-	-14.76	-12.67	-213.69	
		하부	8	-307.56	-	-29.33	-26.18	-307.56	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-479.21	-	-62.72	-52.69	-511.58	
		중앙부 (상면)	2	-479.24	-	-58.84	-52.68	-511.62	
		중앙부 (하면)	3	-479.24	-	-58.84	-52.68	-511.62	
		우측	4	-479.34	-	-59.17	-55.09	-511.73	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-27.16	-	9.15	8.73	-28.25	
		하부	6	-37.71	-	-4.44	-4.04	-38.79	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-158.83	-	19.85	19.13	-168.69	
		하부	8	-221.24	-	-7.10	-5.96	-233.87	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-74.34	-	-	-	-74.34	
		중앙부 (상면)	2	93.84	-	-	-	93.84	
		중앙부 (하면)	3	-355.39	-	-	-	-355.39	
		우측	4	-662.37	-	-	-	-662.37	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-31.26	-	-	-	-31.26	
		하부	6	-58.17	-	-	-	-58.17	
우측 벽체	1 층	중앙부	7	-244.18	-	-	-	-244.18	
		하부	8	-614.30	-	-	-	-614.30	

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	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	122.59	307.82	452.94	H19 - 4.0EA	1146.00	2.51
		중앙부(상면)	2	1000	820	91.96	219.61	331.00	H16 - 4.0EA	794.40	2.39
		중앙부(하면)	2	1000	800	529.07	1069.85	1988.16	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	4118.00	2.02
		우측	3	1000	800	1014.45	1319.61	3894.85	H29 - 8.0EA	5139.20	1.30
		우측(배수구단면)	3	1000	686	991.38	1077.89	5411.3	H29 - 8.0EA+ H16 - 4.0EA	5933.60	1.09
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	51.59	132.48	438.32	H19 - 4.0EA	1146.00	2.57
		하부	5	1000	350	96.09	132.48	824.40	H19 - 4.0EA	1146.00	1.38
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	620	365.33	1004.88	1777.81	H29 - 8.0EA	5139.20	2.75
		하부	7	1000	700	940.50	1144.87	4167.96	H29 - 8.0EA	5139.20	1.22

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	117.5	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	532.6	170.7	636.50	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	519.6	189.0	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	380.6	199.7	529.11	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	45.4	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	5	227.3	51.9	316.02	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	402.6	213.7	559.70	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	454.7	307.6	632.04	2.00	-	H13	300	253.40	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	900.00	800.00	100.00	122.59	117.46

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

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 = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 23.499) / 23.499 = 0.09913

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 452.939 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.530]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 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 = 0.00143

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (800.00 - a/2) = 307.821 kN.m

≥ Mu (= 122.591 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.511]

* 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 (= 117.459 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	91.96	170.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 16.289) / 16.289 = 0.14802

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 330.999 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.400]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00097

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (820.00 - a/2) = 219.609 kN.m

≥ Mu (= 91.958 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.388]

* 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 (= 170.706 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	800.00	100.00	529.07	170.71

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4118.000 x 400.00 = 1647200.000

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 = 71.773 mm, c = 71.773 / β1 = 71.773 / 0.85 = 84.439 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 84.439) / 84.439 = 0.02542

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1988.160 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.071]

1단 : H22 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4118.0 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 = 0.00515

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (800.00 - a/2) = 1069.850 kN.m

≥ Mu (= 529.068 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.022]

* 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 (= 170.706 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	900.00	800.00	100.00	1014.45	189.03

* 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 (800.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01977

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3894.848 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.319]

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 = 0.00642

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 (800.00 - a/2) = 1319.606 kN.m

≥ Mu (= 1014.451 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.301]

* 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 (= 189.025 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 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)
1000.0	686.0	586.0	100.0	991.4	199.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5933.600 x 400.00 = 2373440.000

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 = 103.418 mm, c = 103.418 / β1 = 103.418 / 0.85 = 121.668 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (586.00 - 121.668) / 121.668 = 0.01145

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5411.297 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5933.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.097]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01013

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 103.418 mm

ΦMn = 0.85 x 5933.600 x 400 x (586.00 - a/2) = 1077.892 kN.m

≥ Mu (= 991.385 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.087]

* 전단에 대한 검토 (d = 586.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 586.00 = 380.618 kN

≥ Vu (= 199.665 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 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	450.00	350.00	100.00	51.59	45.39

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

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 = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04168

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 438.323 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.615]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 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 = 0.00327

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (350.00 - a/2) = 132.483 kN.m

≥ Mu (= 51.591 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.568]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 45.387 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 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	450.00	350.00	100.00	96.09	51.86

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

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 = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 19.974 / 0.85 = 23.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 23.499) / 23.499 = 0.04168

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 824.399 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.390]

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 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 = 0.00327

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 mm

ΦMn = 0.85 x 1146.000 x 400 x (350.00 - a/2) = 132.483 kN.m

≥ Mu (= 96.090 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.379]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 51.858 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 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	719.88	619.88	100.00	365.33	213.69

* 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 (619.88 - 105.379) / 105.379 = 0.01465

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1777.806 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.891]

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 = 0.00829

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 (619.88 - a/2) = 1004.883 kN.m

≥ Mu (= 365.326 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.751]

* 전단에 대한 검토 (d = 619.88 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 619.88 = 402.626 kN

≥ Vu (= 213.685 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부

* 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	700.00	100.00	940.50	307.56

* 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 (700.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01693

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4167.956 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.233]

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 = 0.00734

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 (700.00 - a/2) = 1144.874 kN.m

≥ Mu (= 940.501 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.217]

* 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 (= 307.563 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

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

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 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 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

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 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 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

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 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 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 - 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)~배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 686 × 0.0020 = 1372.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1372.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 686 × 1000 = 1029.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1029.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 716 × 0.0020 = 1431.82 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1431.820 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 716 x 1000 = 1073.9 ㎟ (≤1800)
∴ 1073.9 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

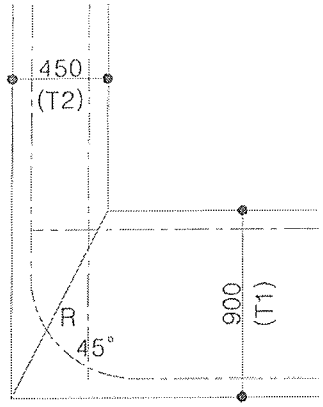
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 786 × 0.0020 = 1572.91 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1572.910 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 786 x 1000 = 1179.7 ㎟ (≤1800)
∴ 1179.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 74.341 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 74.341 kN.m

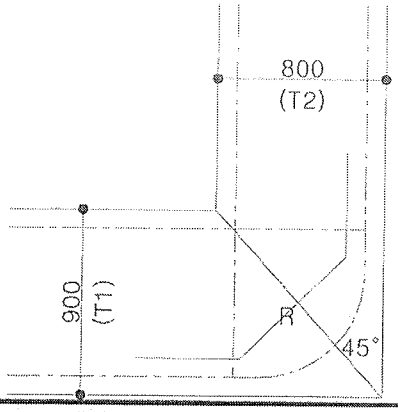
$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1006.231 \text{ mm}$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 74.34 \times 10^6}{1006.231^2 \times 1000} = 0.367 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 662.369 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 662.369 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1204.159$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 662.37 \times 10^6}{1204.159^2 \times 1000} = 2.284 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 662.37 \times 10^6}{1204.159 \times 180} = 6111.861 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 6111.861 mm² - 2569.600 mm²
= 3542.261 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 3542.261 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0009688 + √(2 x 0.0068 + (0.0068)²) = 0.110

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.110 /3 = 0.963

fs = Mo / (As x d x j) = 8847921.000 / (794.400 x 820.000 x 0.963)

= 14.099 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 14.099 x 794.400 = 11200.364 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0011033 + √(2 x 0.0077 + (0.0077)²) = 0.117

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

fs = Mo / (As x d x j) = 8847921.000 / (794.400 x 720.000 x 0.961)

= 16.096 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 16.096 x 794.400 = 12786.609 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(11200.364² + 12786.609²) / 180.0

As = 94.436 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ 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
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H19 - 4.0EA	250	702.208	O.K	2.81
		중앙부 (상면)	2	820	H16 - 4.0EA	250	346.630	O.K	1.39
		중앙부 (하면)	2	800	H22 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	459.117	O.K	3.67
		우측	3	800	H29 - 8.0EA	125	232.973	O.K	1.86
		우측(배수 구단면)	3	686	H29 - 8.0EA	125	166.200	O.K	1.33
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H19 - 4.0EA	250	719.282	O.K	2.88
		하부	5	350	H19 - 4.0EA	250	281.937	O.K	1.13
우측벽체	1층	중앙부	6	620	H29 - 8.0EA	125	715.182	O.K	5.72
		하부	7	700	H29 - 8.0EA	125	205.411	O.K	1.64

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - x/3)] = 74.341 \times 1000000 / [1146.000 \times (800.000 - 105.554/3)]$

$= 84.818$ MPa

$x = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x1146.000)]}$

$= 105.554$ mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

$Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50$ mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$Smin : 375 \times (Kcr / fs) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 84.82) - 2.5 \times 90.50 = 702.21$ mm

$300 \times (Kcr / fs) = 300 \times (210 / 84.82) = 742.77$ mm

Sa는 작은 값인 702.21 mm 를 적용

$S = 1000.00 / 4.0$ EA $= 250.00 \leq Sa (= 702.21$ mm) $\therefore$ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 93.841 x 1000000 / [794.400 x (820.000 - 90.098/3)]
= 149.536 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x794.400)]
= 90.098 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 149.54) - 2.5 x 72.00 = 346.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 149.54) = 421.30 mm
Sa는 작은 값인 346.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 346.63 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 355.385 x 1000000 / [4118.000 x (800.000 - 187.859/3)]
= 117.037 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4118.000)]
= 187.859 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H29 - 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 (210 / 117.04) - 2.5 x 85.50 = 459.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 117.04) = 538.29 mm
Sa는 작은 값인 459.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 459.12 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 662.369 x 1000000 / [5139.200 x (800.000 - 206.622/3)]
= 176.284 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5139.200)]
= 206.622 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 (210 / 176.28) - 2.5 x 85.50 = 232.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 176.28) = 357.38 mm
Sa는 작은 값인 232.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 232.97 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 645.686 x 1000000 / [5933.600 x (586.000 - 182.974/3)]
= 207.270 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5933.600/1000.0 + 7x5933.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x586.0/(7x5933.600)]
= 182.974 mm

사용철근량 = 5933.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 207.27) - 2.5 x 85.50 = 166.19 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 207.27) = 303.95 mm
Sa는 작은 값인 166.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.19 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31.264 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 83.286 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1146.000)]
= 67.342 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 83.29) - 2.5 x 90.50 = 719.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 83.29) = 756.43 mm
Sa는 작은 값인 719.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 719.28 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 58.169 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 154.963 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1146.000)]
= 67.342 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 19/2 = 90.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 154.96) - 2.5 x 90.50 = 281.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.96) = 406.55 mm
Sa는 작은 값인 281.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 281.94 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 244.180 x 1000000 / [5139.200 x (619.883 - 178.254/3)]
= 84.775 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x619.9/(7x5139.200)]
= 178.254 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 (210 / 84.77) - 2.5 x 85.50 = 715.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 84.77) = 743.15 mm
Sa는 작은 값인 715.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 715.18 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 614.298 x 1000000 / [5139.200 x (700.000 - 191.310/3)]
= 187.875 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x5139.200)]
= 191.310 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 (210 / 187.88) - 2.5 x 85.50 = 205.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.88) = 335.33 mm
Sa는 작은 값인 205.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 205.41 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

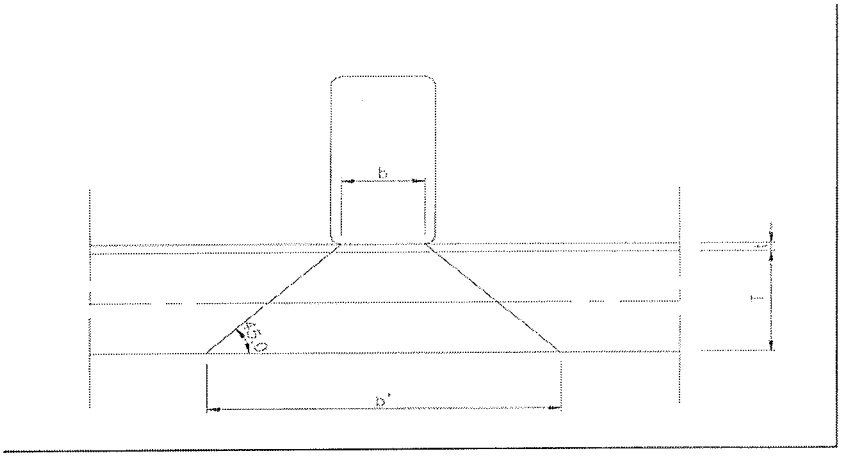
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 305.309 / 7.850 = 38.893 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

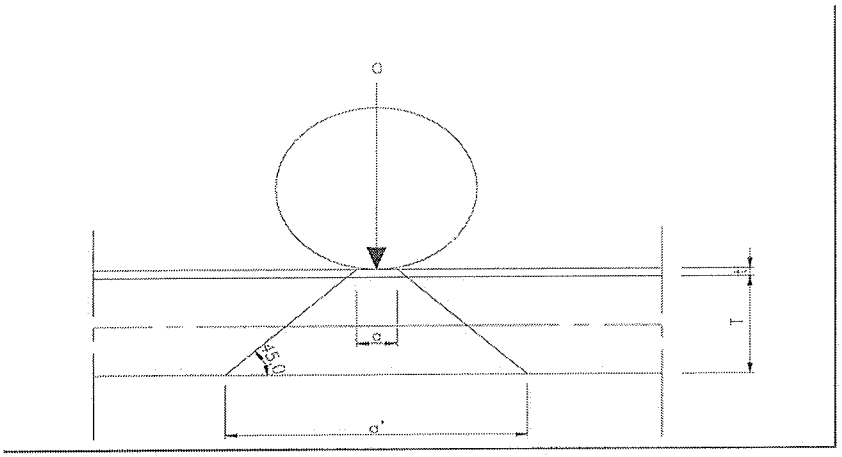


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 900 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°

= 2.380 m



a' = 0.200 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°

= 2.080 m

Qz = 96.0 / (2.380 × 2.08C 19.392 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 38.89 + 0.92 + 19.39

= 59.205 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 201.15 kN/m² ≥ Qmax = 59.21 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.850	×	0.900	×	25.000			=	176.625	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	2.308	×	25.000			=	25.965	kN/m
		0.000	×	1.608	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	6.714	×	25.000			=	75.533	kN/m
		0.350	×	6.014	×	25.000	/	2	=	26.311	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	4.406	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	1.608	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	1.608	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	324.370	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 0.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +

1.000 × 19.000 × 4.406 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 ×(2 × 0.000 × 1.608 × 19.000 + 1.608 ² × 10.000) / 2

× tan(0 × 2/3) + 1.000 ×(2 × 4.406 × 1.608 × 19.000

+ 1.608 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 324.370 + 0.000 = 324.370 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw = 7.850 × 2.508 × 10.000 = 196.878 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U = 324.370 / 196.878

= 1.648 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.850	×	0.900	×	25.000			=	176.625	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	2.308	×	25.000			=	25.965	kN/m
		0.000	×	1.608	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	6.714	×	25.000			=	75.533	kN/m
		0.350	×	6.014	×	25.000	/	2	=	26.311	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	10.406	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-4.392	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-4.392	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	324.370	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 6.000^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) +$

$1.000 \times 19.000 \times 10.406^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 6.000 \times -4.392 \times 19.000 + -4.392^2 \times 10.000) / 2$

$\times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 10.406 \times -4.392 \times 19.000$

$+ -4.392^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 324.370 + 0.000 = 324.370 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

$$H = \frac{176.625}{7.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

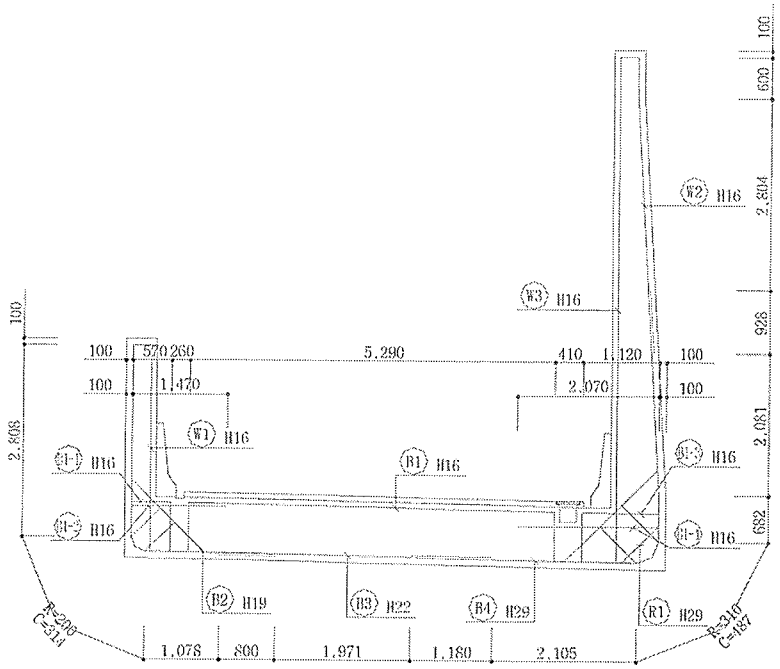
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{212.590}{7.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.462 \text{ m}$$

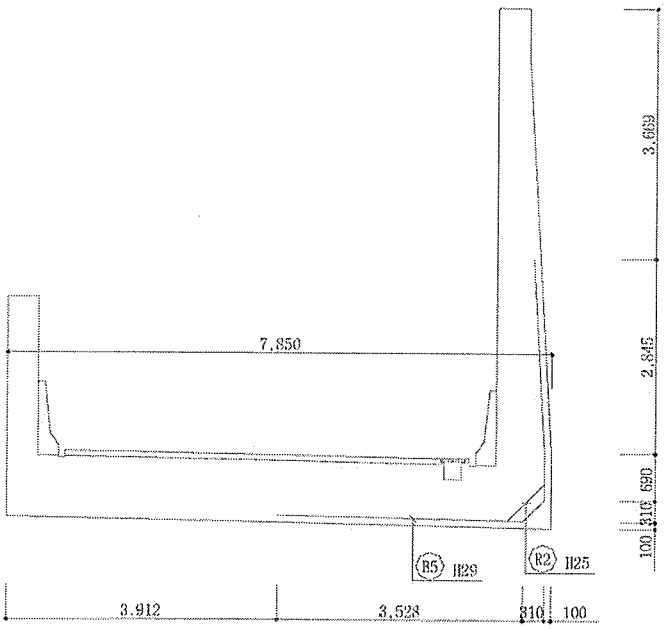
∴ 구조물 저면으로 부터 2.462 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

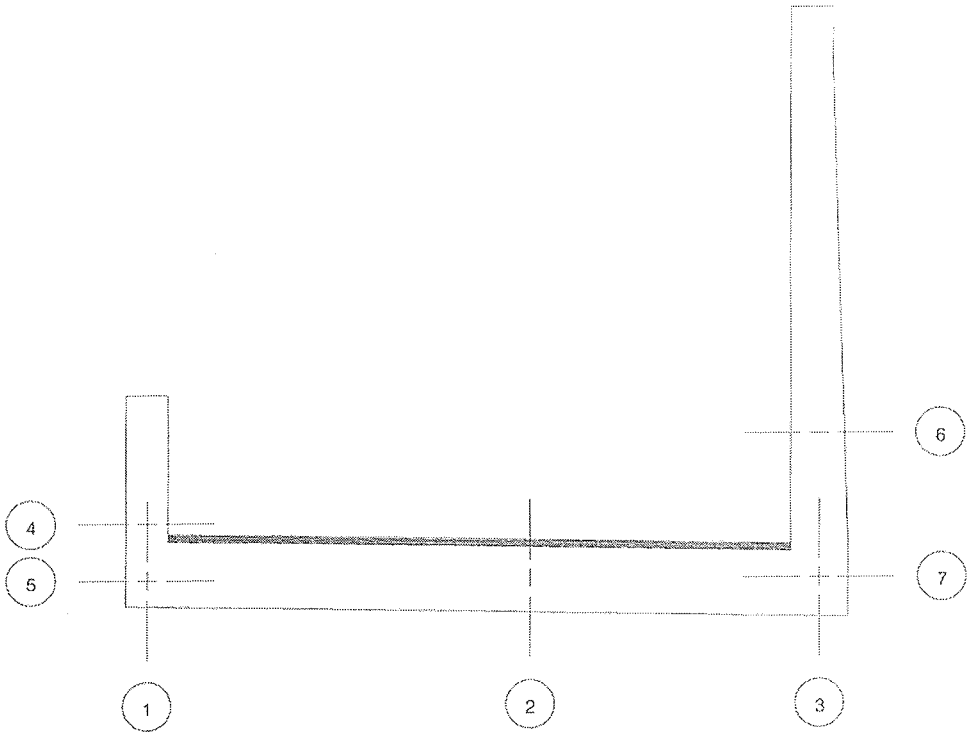


U5

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	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	66.89	401.30	329.46	H25 - 4.0EA	2026.80	6.00
		중앙부(상면)	2	1000	620	69.66	327.44	332.01	H16 - 8.0EA	1588.80	4.70
		중앙부(하면)	2	1000	600	337.66	778.25	1697.03	H25 - 8.0EA	4053.60	2.30
		우측	3	1000	600	663.61	778.25	3423.19	H25 - 8.0EA	4053.60	1.17
		우측(배수구단면)	3	1000	486	661.99	713.49	5804.9	H25 - 8.0EA + H19 - 8.0EA	6345.60	1.08
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	33.29	229.02	281.75	H25 - 4.0EA	2026.80	6.88
		하부	5	1000	350	52.19	229.02	443.43	H25 - 4.0EA	2026.80	4.39
우측벽체	1층	중앙부(외측)	6	1000	472	288.20	601.45	1860.92	H25 - 8.0EA	4053.60	2.09
		중앙부(내측)	6	1000	492	50.81	130.94	305.57	H16 - 4.0EA	794.40	2.58
		하부(외측)	7	1000	500	617.41	640.43	3896.45	H25 - 8.0EA	4053.60	1.04
		하부(내측)	7	1000	520	43.54	138.58	247.30	H16 - 4.0EA	794.40	3.18

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부 (상면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부 (하면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측	3	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	972.0	1986.0	O.K	729.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
		하부	5	900.0	1324.7	O.K	675.0	1324.7	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1139.4	1324.7	O.K	854.6	1324.7	O.K
		중앙부	6	1139.4	1324.7	O.K	854.6	1324.7	O.K
		하부	7	1192.4	1324.7	O.K	894.3	1324.7	O.K
		하부	7	1192.4	1324.7	O.K	894.3	1324.7	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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	76.1	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	117.0	481.26	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	389.7	125.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	3	250.7	140.4	348.53	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	227.3	34.0	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	5	227.3	33.3	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	306.4	175.6	366.16	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	324.8	236.5	388.11	2.00	-	H13	600	253.40	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
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	600	H25 - 4.0EA	250	1737.737	O.K	6.95
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 8.0EA	125	835.045	O.K	6.68
		중앙부 (하면)	2	600	H25 - 8.0EA	125	552.150	O.K	4.42
		우측	3	600	H25 - 8.0EA	125	186.493	O.K	1.49
		우측(배수 구단면)	3	486	H25 - 8.0EA	125	173.300	O.K	1.39

좌측 편체	1층	중앙부	4	350	H25 - 4.0EA	250	2021.662	O.K	8.09
		하부	5	350	H25 - 4.0EA	250	1291.664	O.K	5.17
우측 편체	1층	중앙부	6	472	H25 - 8.0EA	125	495.491	O.K	3.96
		중앙부	6	492	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	7	500	H25 - 8.0EA	125	141.331	O.K	1.13
		하부	7	520	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 1.563M(좌측),5.839(우측) 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) = 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)

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°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

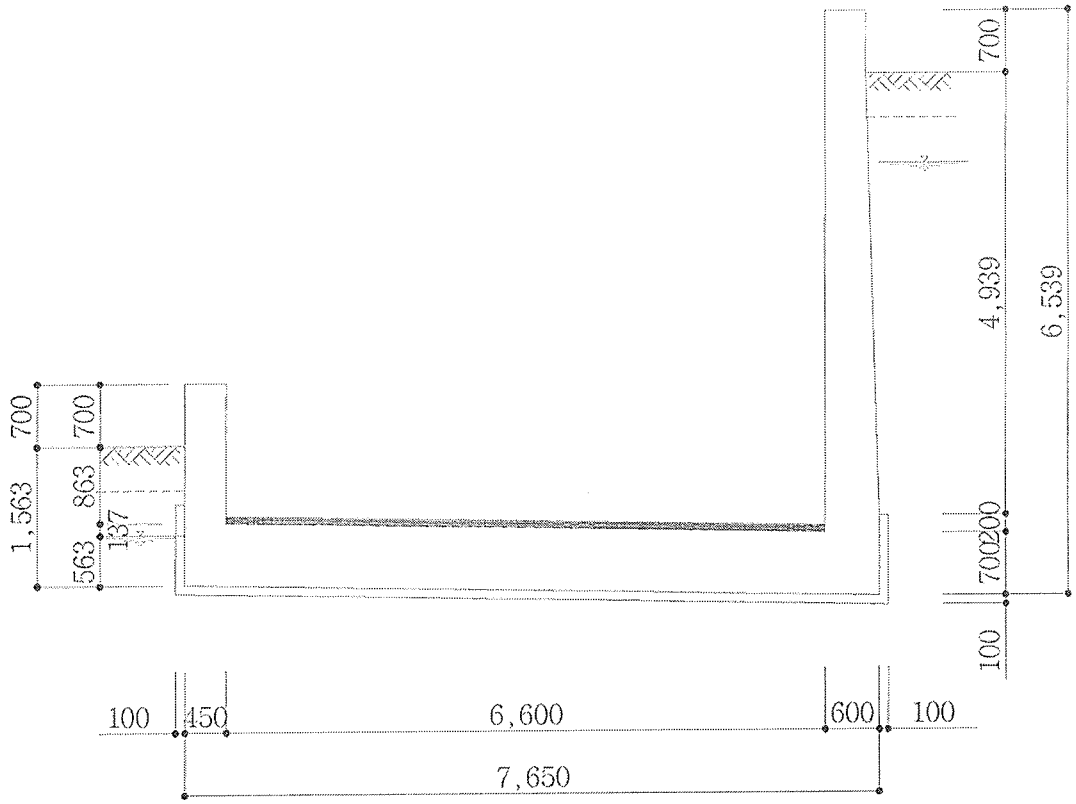
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
700
863
137
563
1,563
700
4,939
6,539
700
200
100
100
450
6,600
600
100
7,650

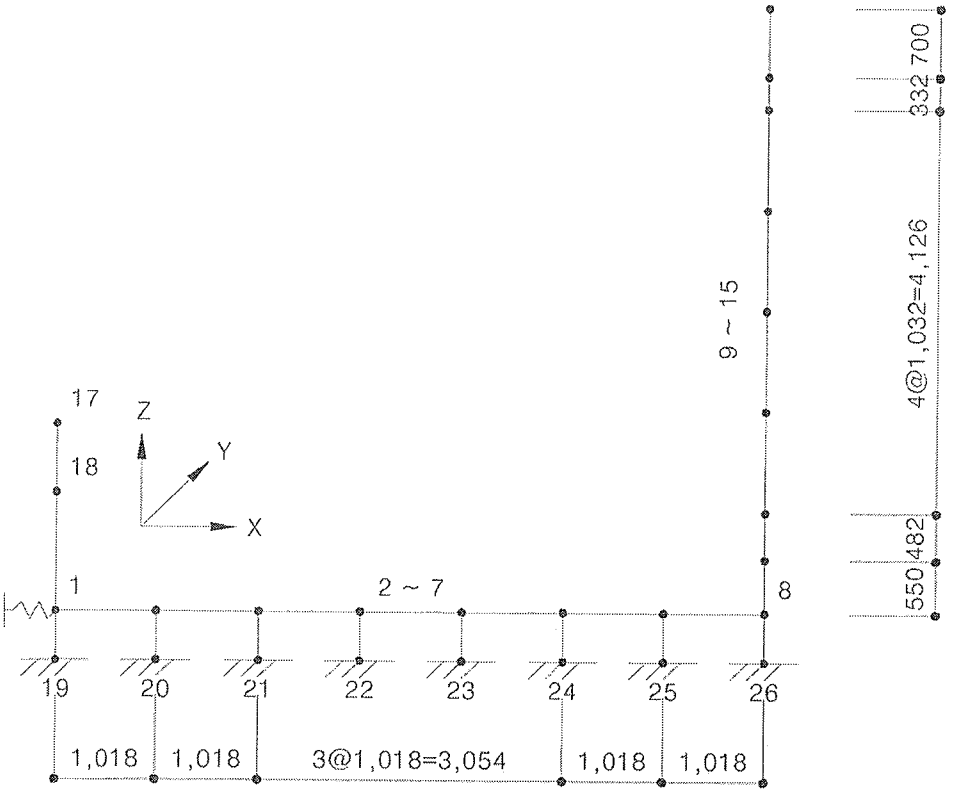
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

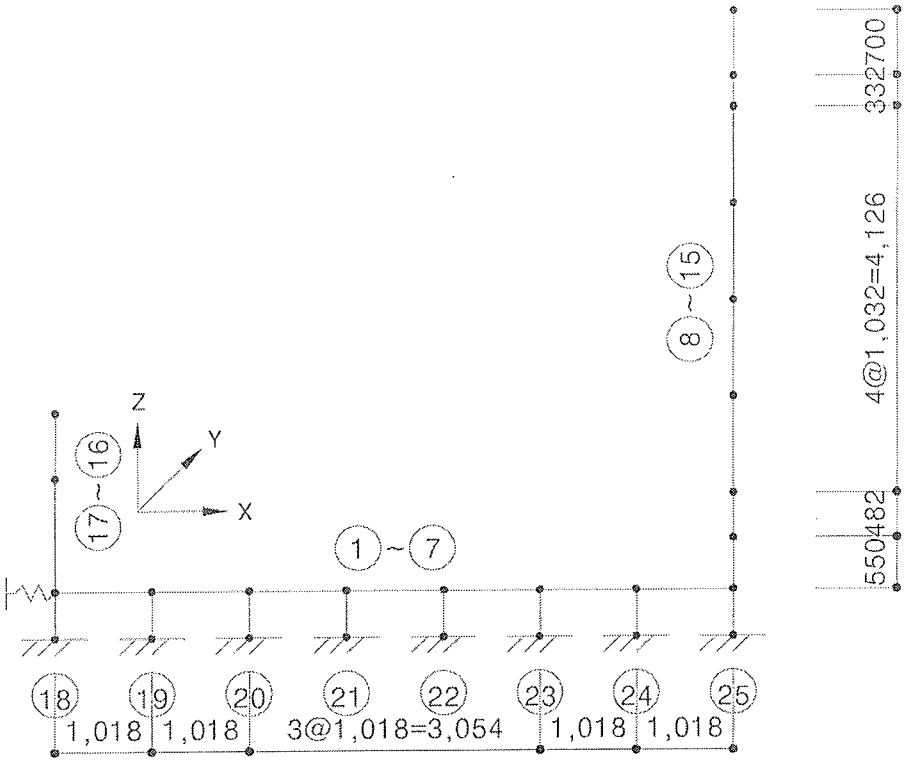
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재삼도



2) 단면제원

NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~7
2	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	8
9	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	16~17

NO	A (m²)	I (m⁴)	절 점
3	0.588 × 1.000 = 0.588	0.01691	10
4	0.556 × 1.000 = 0.556	0.01435	11
5	0.525 × 1.000 = 0.525	0.01206	12
6	0.494 × 1.000 = 0.494	0.01003	13
7	0.462 × 1.000 = 0.462	0.00824	14
8	0.452 × 1.000 = 0.452	0.00771	15

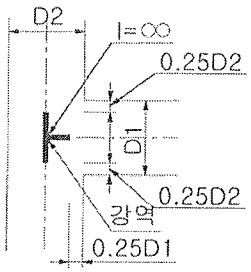
NO	Section(Tapper)	부 재
10	SEC 2 ~ 3	9
11	SEC 3 ~ 4	10
12	SEC 4 ~ 5	11
13	SEC 5 ~ 6	12
14	SEC 6 ~ 7	13
15	SEC 7 ~ 8	14
16	SEC 8 ~ 9	15

3) 단면좌표

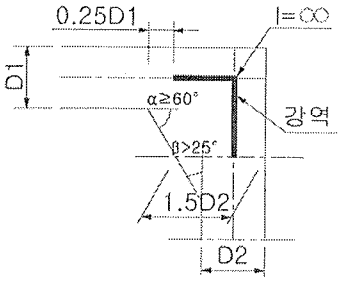
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	14	7.125	5.657
2	1.018	0.500	15	7.125	5.989
3	2.036	0.500	16	7.125	6.689
4	3.054	0.500	17	0.000	2.413
5	4.071	0.500	18	0.000	1.713
6	5.089	0.500	19	0.000	0.000
7	6.107	0.500	20	1.018	0.000
8	7.125	0.500	21	2.036	0.000
9	7.125	1.050	22	3.054	0.000
10	7.125	1.531	23	4.071	0.000
11	7.125	2.563	24	5.089	0.000
12	7.125	3.595	25	6.107	0.000
13	7.125	4.626	26	7.125	0.000

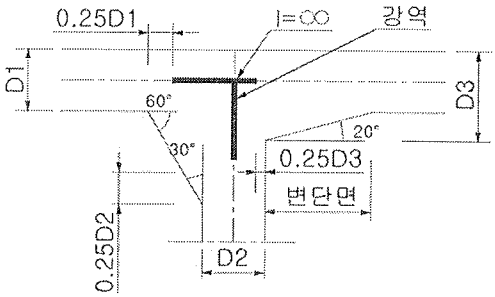
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 700 = 50 ㎜

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 450 = 238 ㎜

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 ㎜

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 ㎜

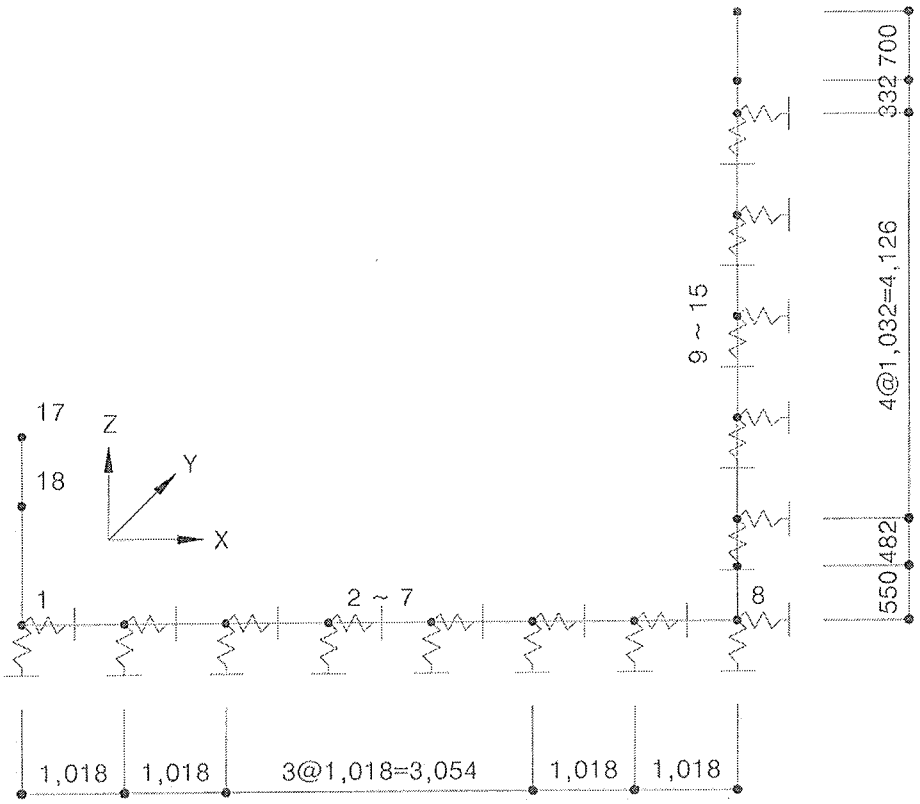
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

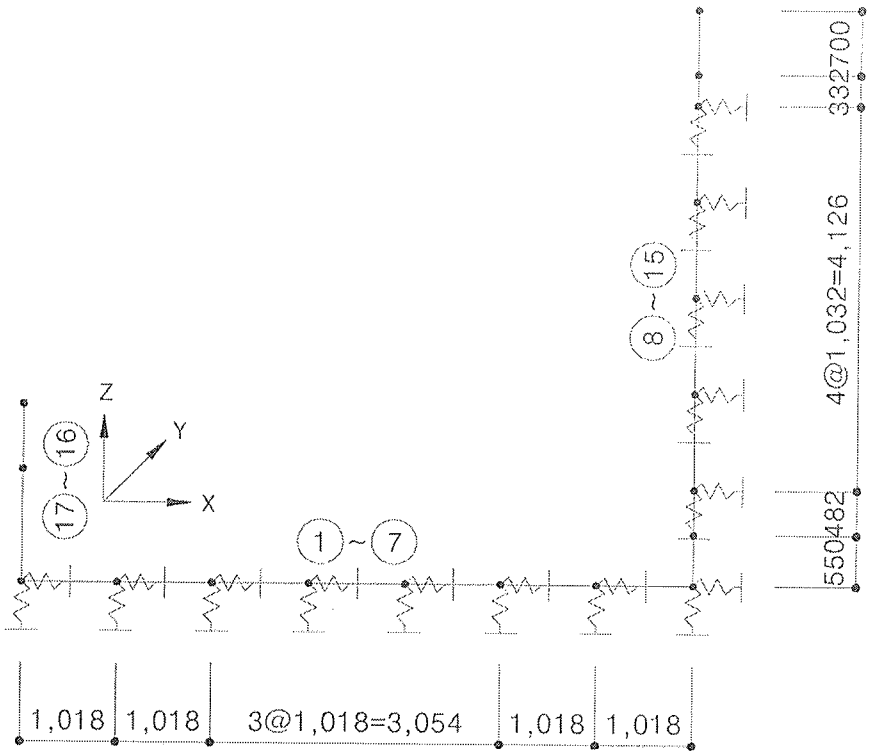
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~7
2	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	8
9	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	16~17

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
3	0.588 × 1.000	= 0.588	0.01691	10
4	0.556 × 1.000	= 0.556	0.01435	11
5	0.525 × 1.000	= 0.525	0.01206	12
6	0.494 × 1.000	= 0.494	0.01003	13
7	0.462 × 1.000	= 0.462	0.00824	14
8	0.452 × 1.000	= 0.452	0.00771	15

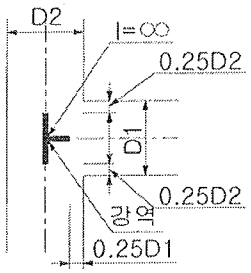
NO	Section(Tapper)	부 재
10	SEC 2 ~ 3	9
11	SEC 3 ~ 4	10
12	SEC 4 ~ 5	11
13	SEC 5 ~ 6	12
14	SEC 6 ~ 7	13
15	SEC 7 ~ 8	14
16	SEC 8 ~ 9	15

3) 단면좌표

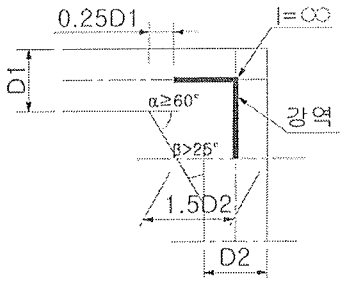
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	10	7.125	1.031
2	1.018	0.000	11	7.125	2.063
3	2.036	0.000	12	7.125	3.095
4	3.054	0.000	13	7.125	4.126
5	4.071	0.000	14	7.125	5.157
6	5.089	0.000	15	7.125	5.489
7	6.107	0.000	16	7.125	6.189
8	7.125	0.000	17	0.000	1.913
9	7.125	0.550	18	0.000	1.213

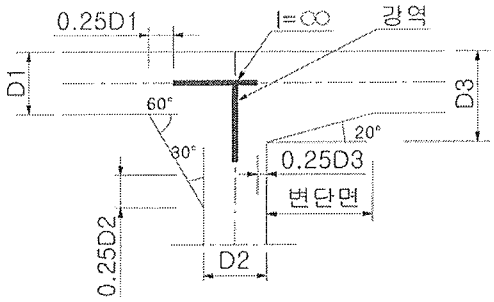
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 700 = 50 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 450 = 238 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 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 = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(7.650 × 7.650) = 7.65 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (7.650 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2643.72 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.018/2) = 1940 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 2691 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.018/2 + 0.600/2) = 2139 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 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 = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.650 × 7.650) = 7.650 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (7.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5287.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5287.450 = 1762.48 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.563 × 5.839) = 3.021 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (3.021 / 0.3)$^{-3/4}$ = 10614.00 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 10614.00 = 3538.00 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.563 × 5.839) = 3.021 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (3.021 / 0.3)$^{-3/4}$ = 10614.00 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 10614.00 = 3538.00 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.032/2 + 1.032/2) = 10954 kN/m	10~14
Kss1	Kss x (1.032/2 + 1.032/2) = 3651 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 5382 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.018/2 + 1.018/2) = 1794 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.018/2) = 3881 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.913/2 + 0.800/2) = 14398 kN/m	
Kv2	Kv x (1.018/2 + 0.600/2) = 4277 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.032/2 + 0.800/2) = 9722 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh2 = 5.750 + 0.713 × 19.000 × 0.500 = 12.523 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.332 × 23.000 × 0.500 = 3.812 kN/m²

Wh2 = 3.812 + 0.169 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.863 × 19.000 × 0.500 = 13.948 kN/m²

Wh4 = 13.948 + 1.032 × 19.000 × 0.500 = 23.748 kN/m²

Wh5 = 23.748 + 1.032 × 19.000 × 0.500 = 33.547 kN/m²

Wh6 = 33.547 + 1.032 × 19.000 × 0.500 = 43.346 kN/m²

Wh7 = 43.346 + 0.481 × 19.000 × 0.500 = 47.920 kN/m²

Wh8 = 47.920 + 0.550 × 19.000 × 0.500 = 53.145 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh2 = 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 10.500 kN/m²

Wh3 = 10.500 + 0.213 × 10.000 × 0.500 = 11.565 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.332 × 23.000 × 0.500 = 3.812 kN/m²

Wh2 = 3.812 + 0.169 × 23.000 × 0.500 = 5.750 kN/m²

Wh3 = 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 10.500 kN/m²

Wh4 = 10.500 + 0.363 × 10.000 × 0.500 = 12.315 kN/m²

Wh5 = 12.315 + 1.032 × 10.000 × 0.500 = 17.473 kN/m²

Wh6 = 17.473 + 1.032 × 10.000 × 0.500 = 22.630 kN/m²

Wh7 = 22.630 + 1.032 × 10.000 × 0.500 = 27.788 kN/m²

Wh8 = 27.788 + 0.481 × 10.000 × 0.500 = 30.195 kN/m²

Wh9 = 30.195 + 0.550 × 10.000 × 0.500 = 32.945 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.213 × 10.000 = 2.130 kN/m²

- 우측 벽체

Ww2 = 0.363 × 10.000 = 3.630 kN/m²

Ww3 = 3.630 + 1.032 × 10.000 = 13.945 kN/m²

Ww4 = 13.945 + 1.032 × 10.000 = 24.260 kN/m²

Ww5 = 24.260 + 1.032 × 10.000 = 34.575 kN/m²

Ww6 = 34.575 + 0.481 × 10.000 = 39.390 kN/m²

Ww7 = 39.390 + 0.550 × 10.000 = 44.890 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (1.563 - 1.000) × 10.000 = 5.630 kN/m²

6) 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) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.713 × 19.000 × 0.436 = 10.920 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.332 × 23.000 × 0.436 = 3.324 kN/m²

Wh2 = 3.324 + 0.169 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.863 × 19.000 × 0.436 = 12.163 kN/m²

Wh4 = 12.163 + 1.032 × 19.000 × 0.436 = 20.708 kN/m²

Wh5 = 20.708 + 1.032 × 19.000 × 0.436 = 29.253 kN/m²

Wh6 = 29.253 + 1.032 × 19.000 × 0.436 = 37.798 kN/m²

Wh7 = 37.798 + 0.481 × 19.000 × 0.436 = 41.787 kN/m²

Wh8 = 41.787 + 0.550 × 19.000 × 0.436 = 46.343 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.713 × 19.000 × 0.372 = 9.317 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.332 × 23.000 × 0.372 = 2.836 kN/m²

Wh2 = 2.836 + 0.169 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.863 × 19.000 × 0.372 = 10.378 kN/m²

Wh4 = 10.378 + 1.032 × 19.000 × 0.372 = 17.668 kN/m²

Wh5 = 17.668 + 1.032 × 19.000 × 0.372 = 24.959 kN/m²

Wh6 = 24.959 + 1.032 × 19.000 × 0.372 = 32.250 kN/m²

Wh7 = 32.250 + 0.481 × 19.000 × 0.372 = 35.653 kN/m²

Wh8 = 35.653 + 0.550 × 19.000 × 0.372 = 39.540 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.500 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²

Wh3 = 9.156 + 0.213 × 10.000 × 0.436 = 10.085 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.332 × 23.000 × 0.436 = 3.324 kN/m²

Wh2 = 3.324 + 0.169 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.500 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²

Wh4 = 9.156 + 0.363 × 10.000 × 0.436 = 10.739 kN/m²

Wh5 = 10.739 + 1.032 × 10.000 × 0.436 = 15.236 kN/m²

Wh6 = 15.236 + 1.032 × 10.000 × 0.436 = 19.733 kN/m²

Wh7 = 19.733 + 1.032 × 10.000 × 0.436 = 24.231 kN/m²

Wh8 = 24.231 + 0.481 × 10.000 × 0.436 = 26.330 kN/m²

Wh9 = 26.330 + 0.550 × 10.000 × 0.436 = 28.728 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²

Wh3 = 7.812 + 0.213 × 10.000 × 0.372 = 8.604 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.332 × 23.000 × 0.372 = 2.836 kN/m²

Wh2 = 2.836 + 0.169 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²

Wh4 = 7.812 + 0.363 × 10.000 × 0.372 = 9.162 kN/m²

Wh5 = 9.162 + 1.032 × 10.000 × 0.372 = 13.000 kN/m²

Wh6 = 13.000 + 1.032 × 10.000 × 0.372 = 16.837 kN/m²

Wh7 = 16.837 + 1.032 × 10.000 × 0.372 = 20.674 kN/m²

Wh8 = 20.674 + 0.481 × 10.000 × 0.372 = 22.465 kN/m²

Wh9 = 22.465 + 0.550 × 10.000 × 0.372 = 24.511 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

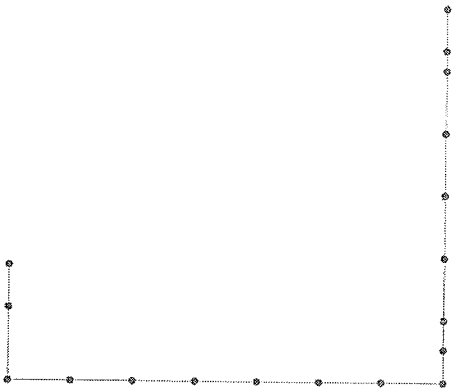
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

② 측벽

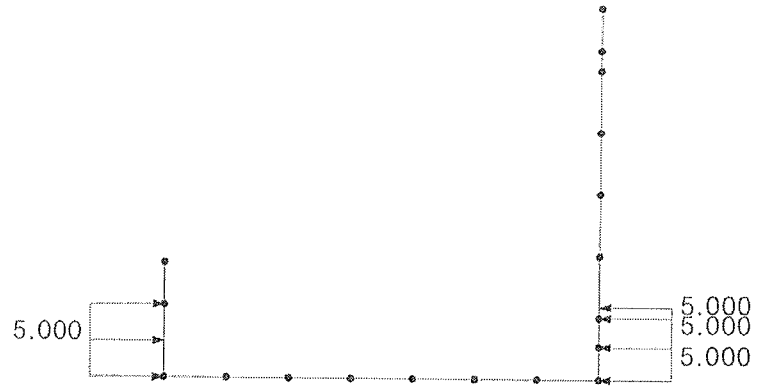
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.460×25.000×0.063 = 0.725	f3 = 0.460×25.000×0.154 = 1.771
f4 = 0.491×25.000×0.063 = 0.774	f4 = 0.491×25.000×0.154 = 1.892
f5 = 0.523×25.000×0.063 = 0.823	f5 = 0.523×25.000×0.154 = 2.012
f6 = 0.554×25.000×0.063 = 0.873	f6 = 0.554×25.000×0.154 = 2.133
f7 = 0.585×25.000×0.063 = 0.922	f7 = 0.585×25.000×0.154 = 2.254
f8 = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	f8 = 0.600×25.000×0.154 = 2.310
f9 = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	f9 = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

10. 하 중 재 하 (상시)

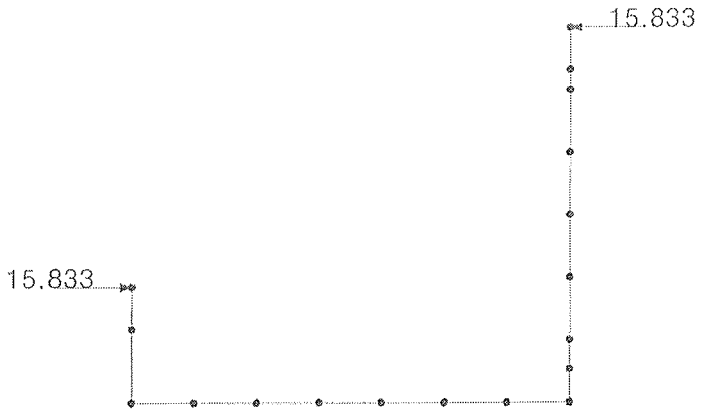
1) CASE1 - 구체자중(SW)



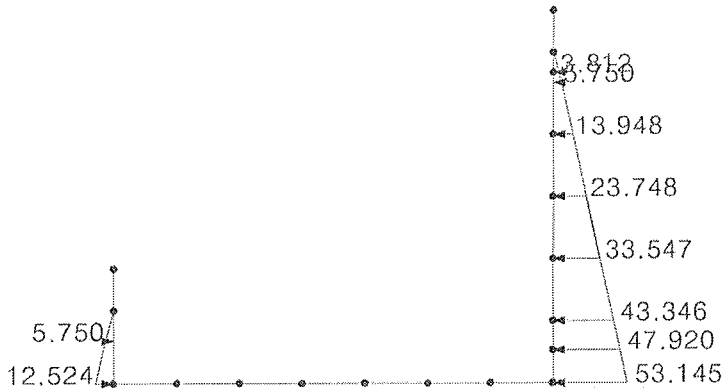
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



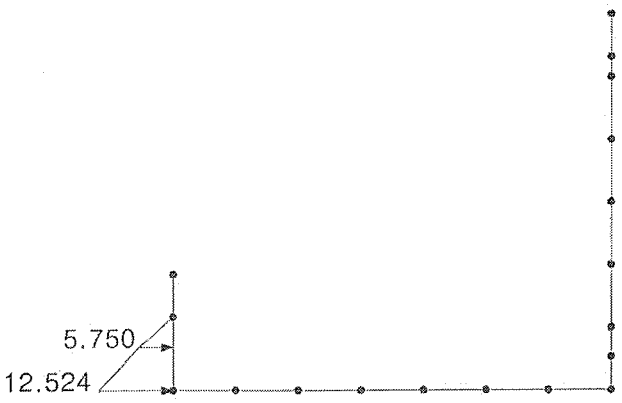
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



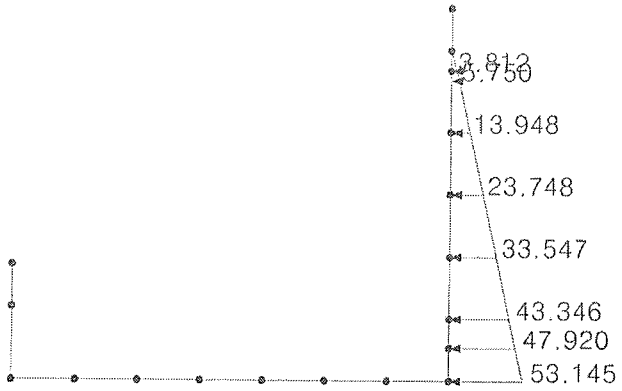
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



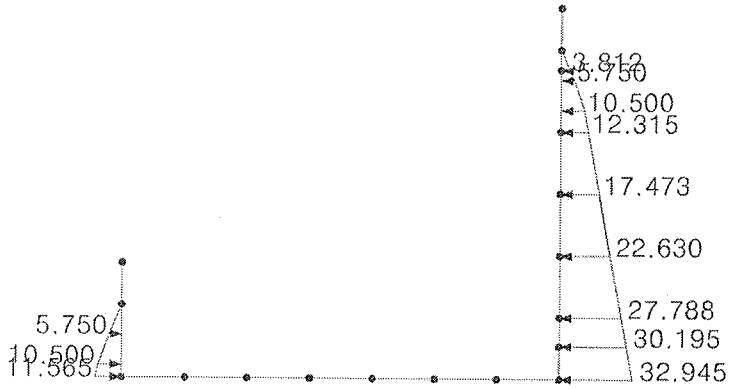
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



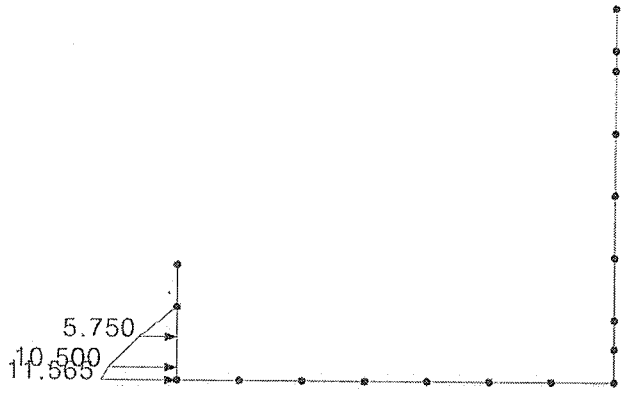
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



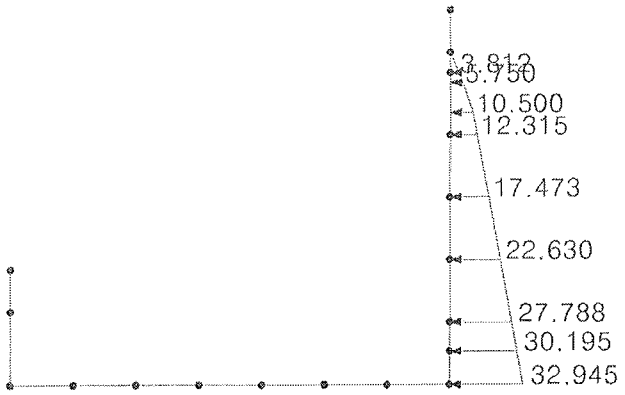
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



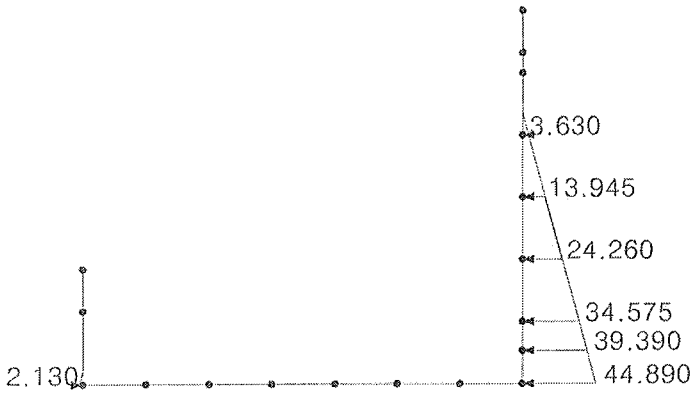
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



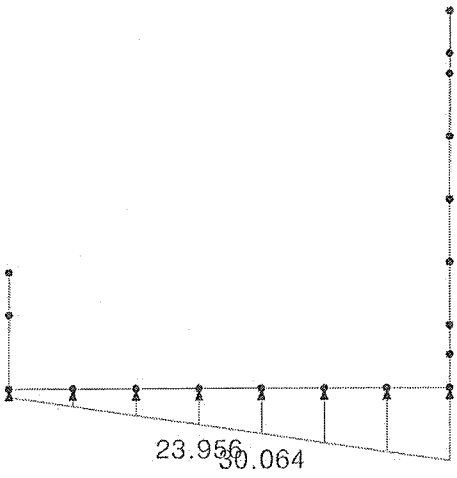
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



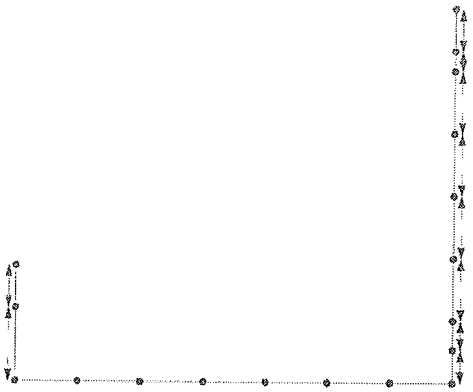
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

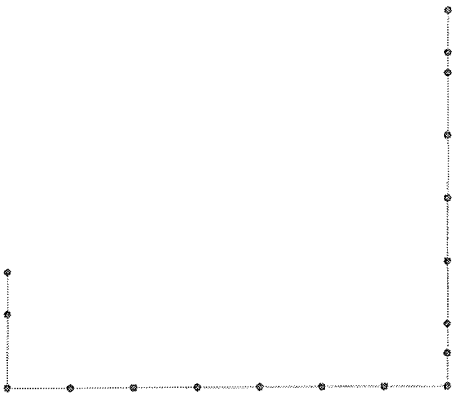


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

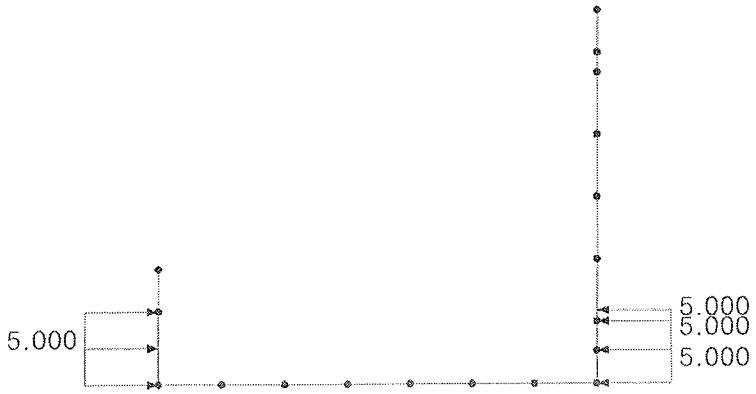


11. 하중 재하 (기능수행)

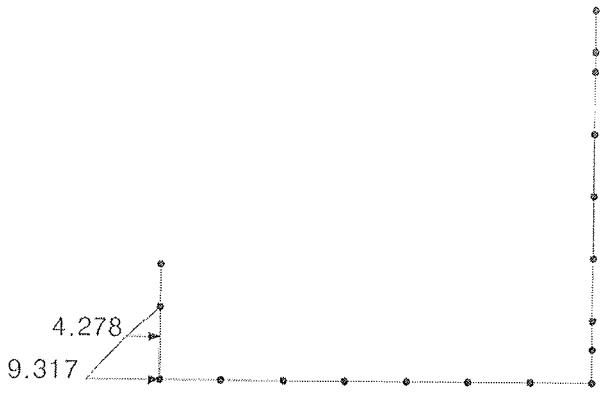
1) CASE1 - 구체자중(SW)



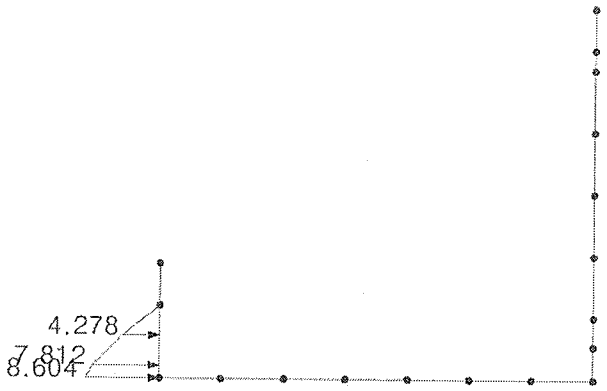
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



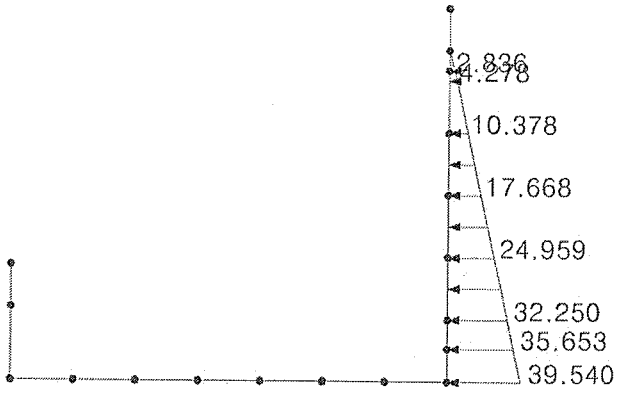
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



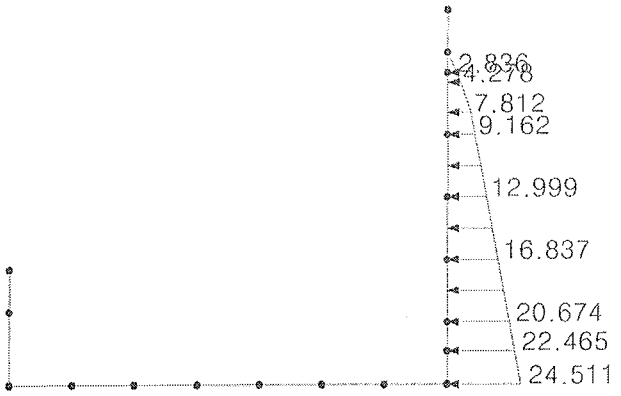
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



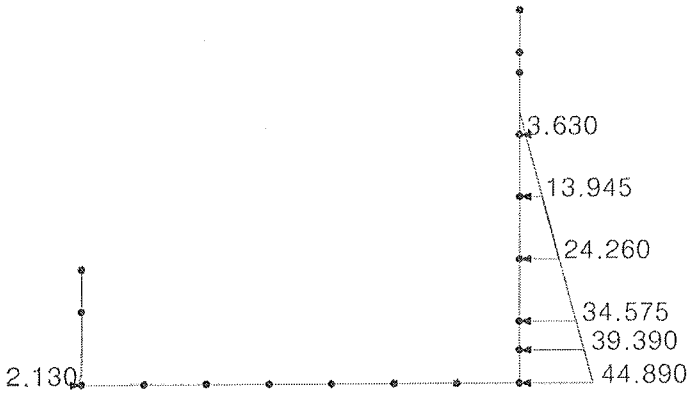
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



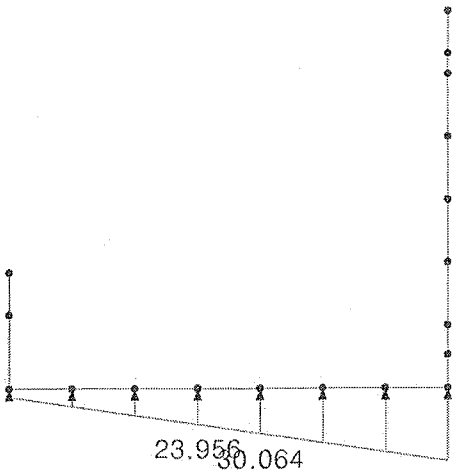
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILAWE2)



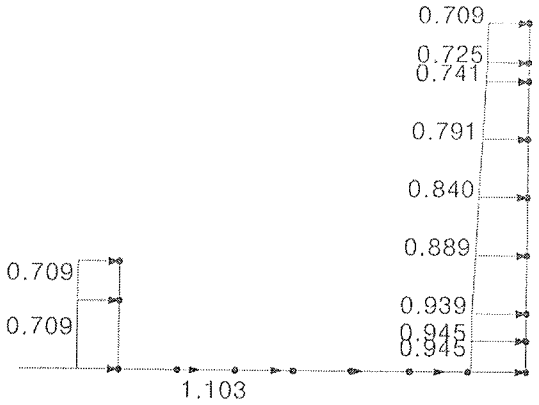
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



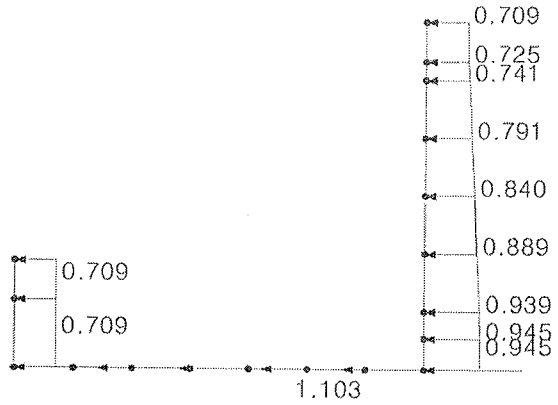
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

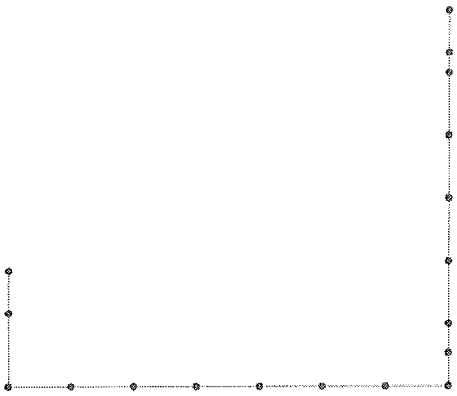


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

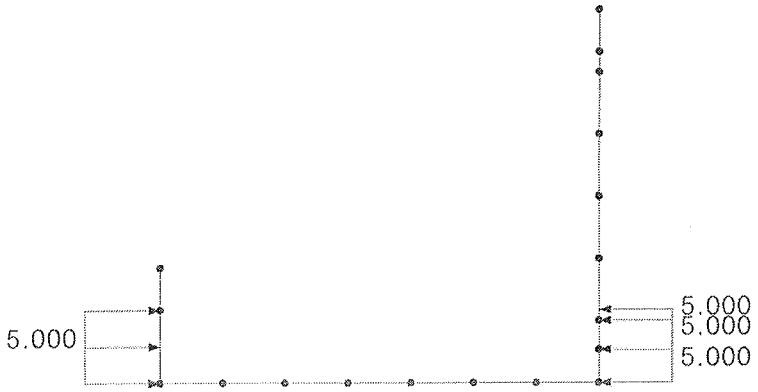


12. 하중 재하 (붕괴방지)

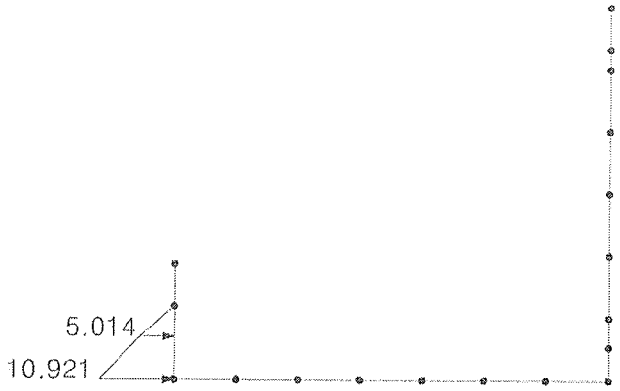
1) CASE1 - 구체자중(SW)



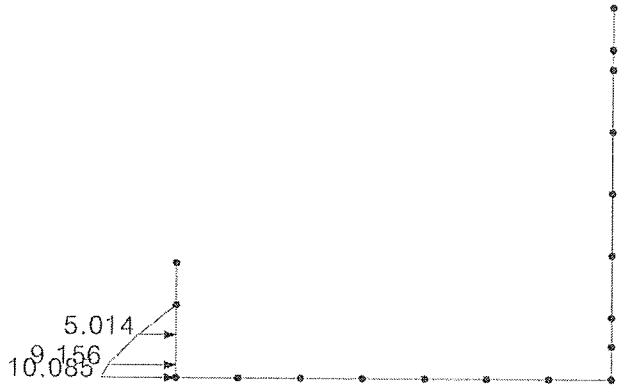
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



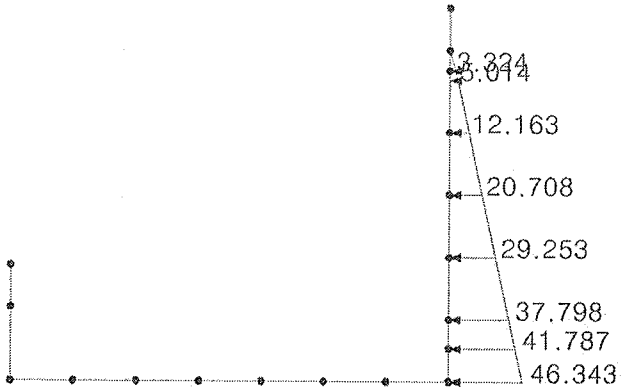
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



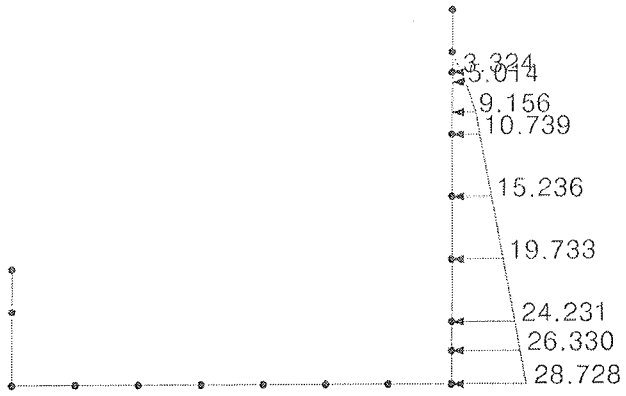
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



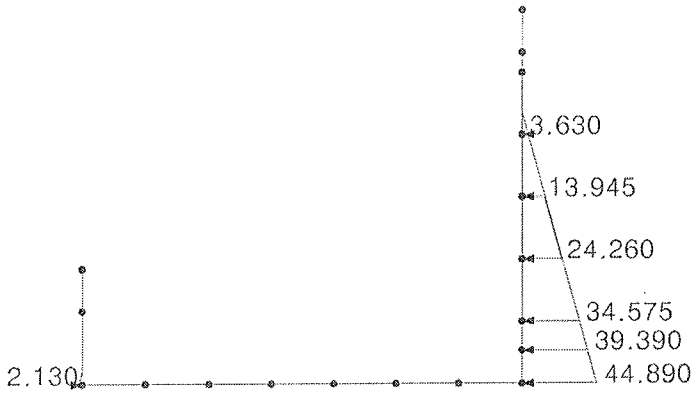
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



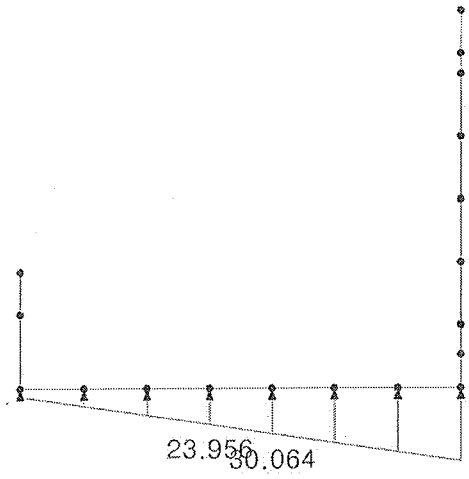
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



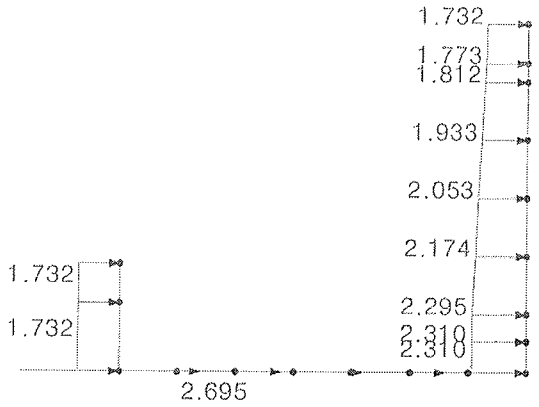
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



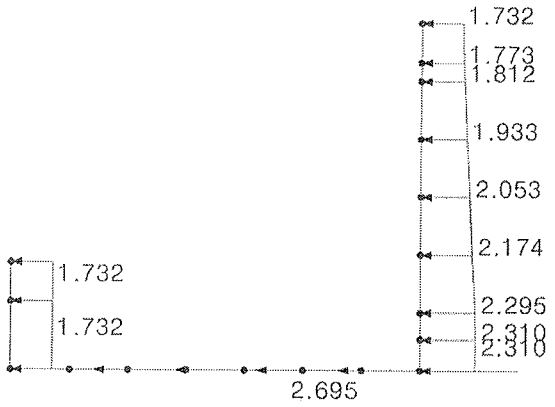
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 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 = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

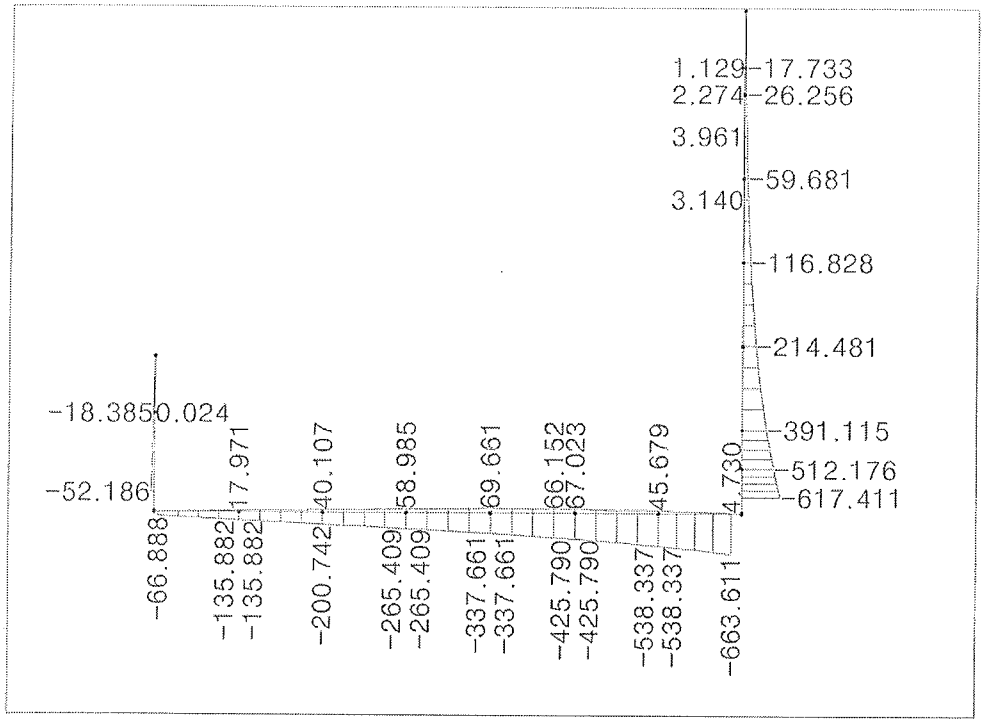
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

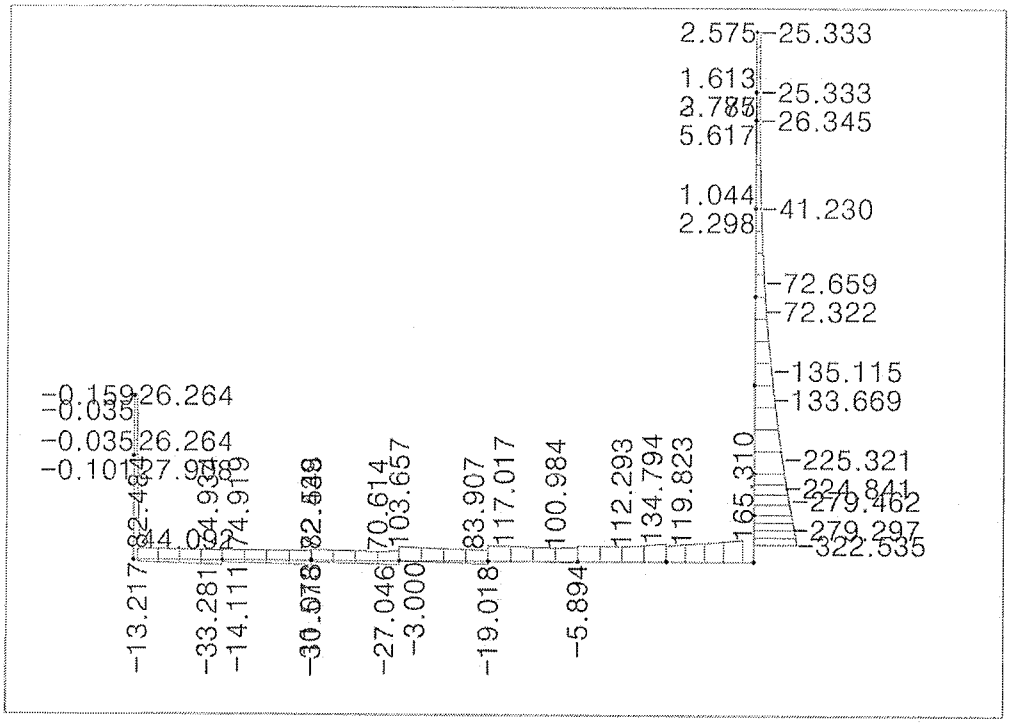
14. 단면력정리

14.1 상시

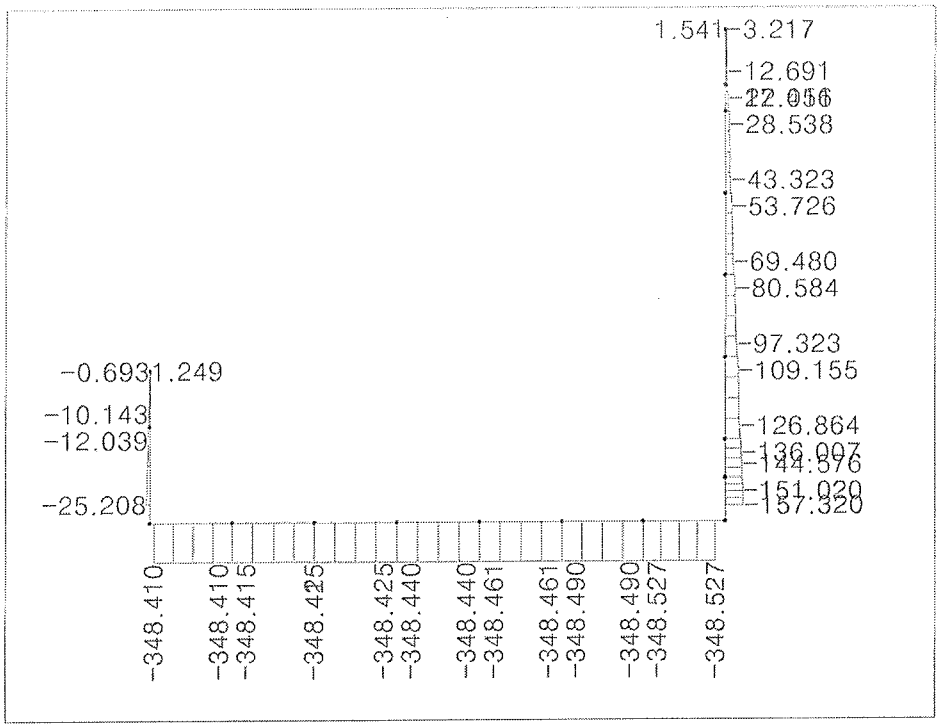
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



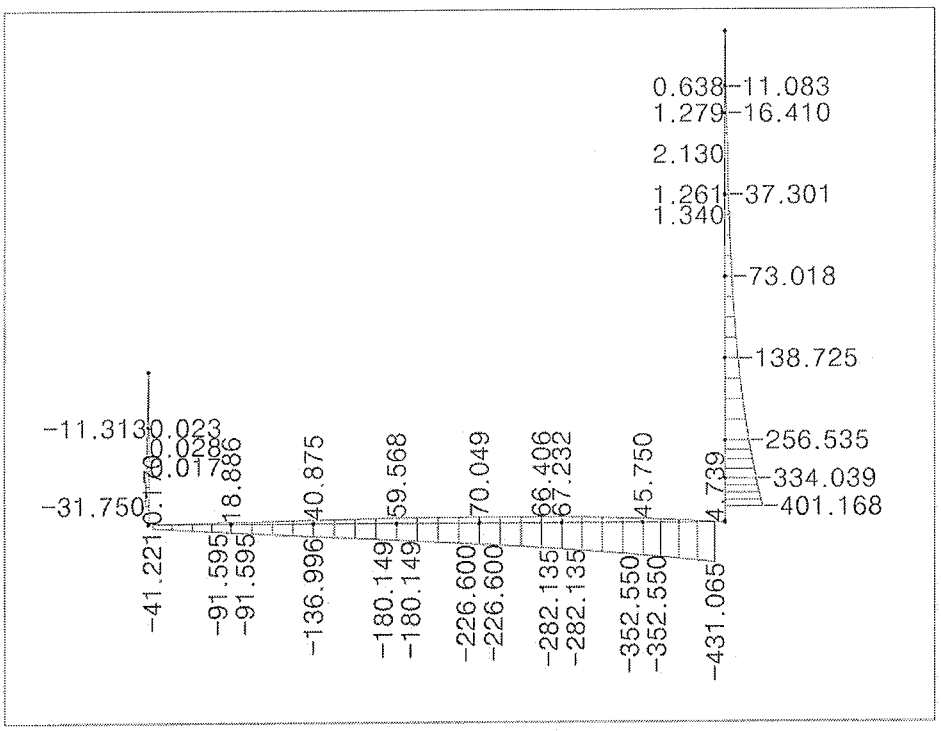
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

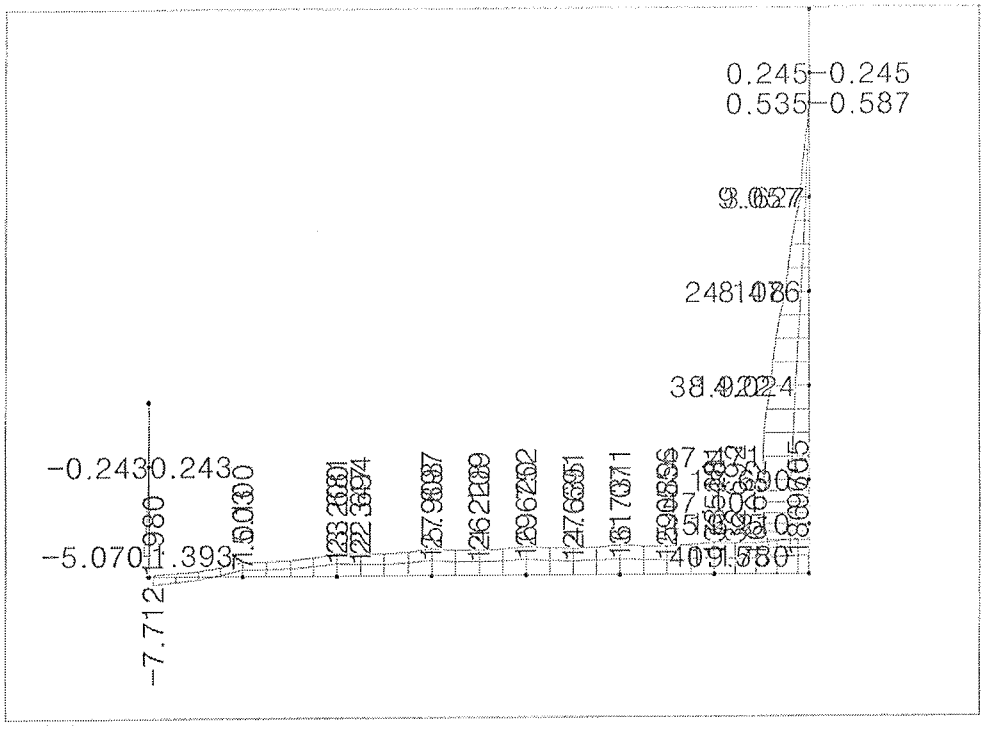


5) 단면력 정리

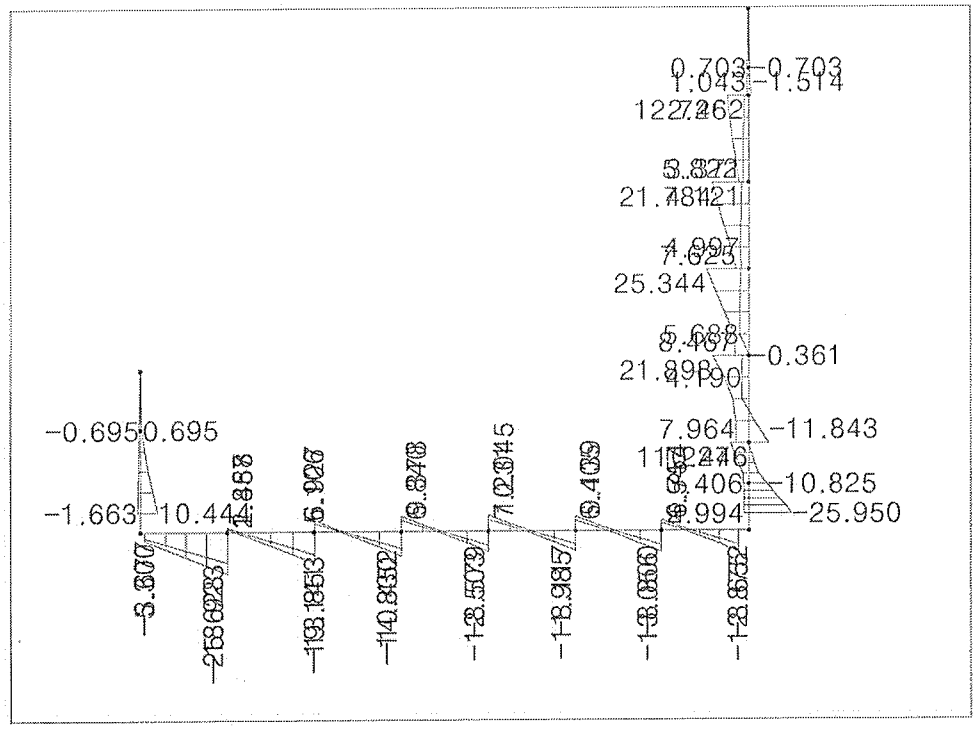
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	66.89	76.06	348.41	41.22	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	69.66	117.02	348.44	70.05	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	337.66	117.02	348.44	226.60	1000.00	700.00	
		우측	4	663.61	125.46	348.53	431.07	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	33.29	33.99	18.62	20.29	1000.00	450.00	
		하부	6	52.19	33.25	25.21	31.75	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	288.20	175.55	117.89	190.32	1000.00	571.72	
		중앙부 (내측)	8	0.00	175.55	117.89	0.00	1000.00	571.72	
		하부 (외측)	9	617.41	236.46	157.32	401.17	1000.00	600.00	
		하부 (내측)	10	0.00	236.46	157.32	0.00	1000.00	600.00	

14.2 지진시(기능수행)

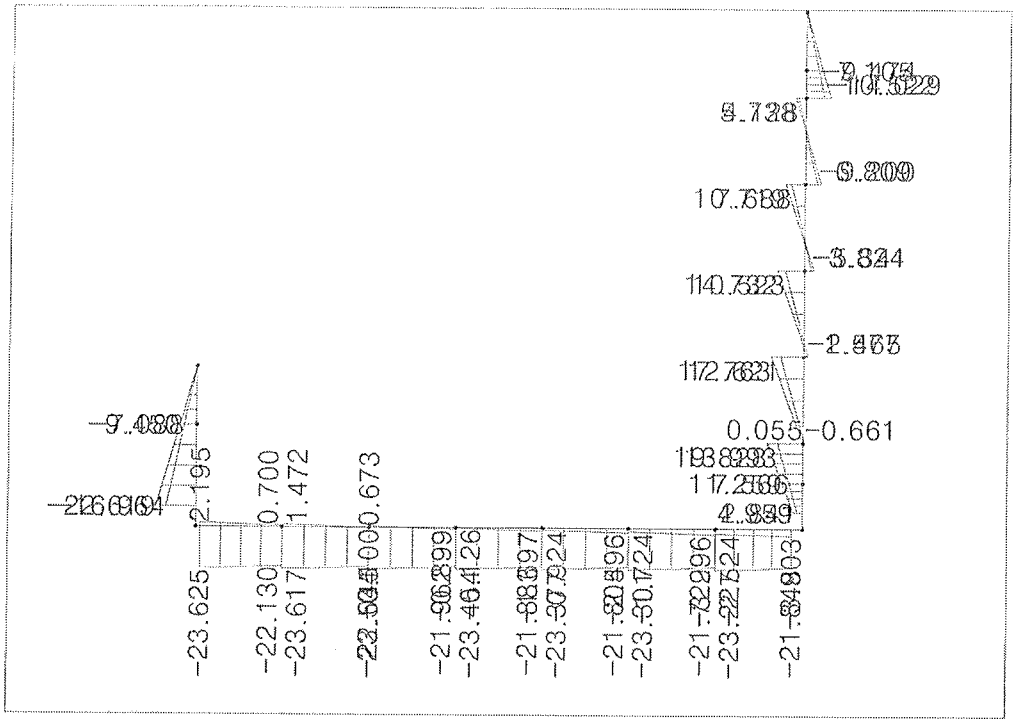
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

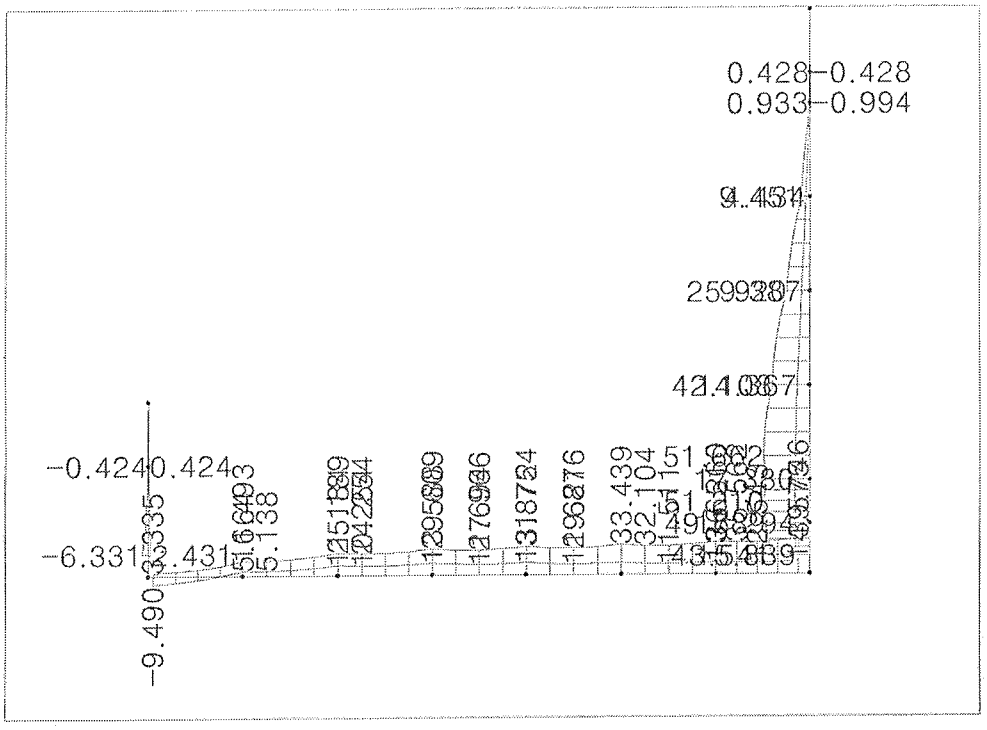


4) 단면력 정리

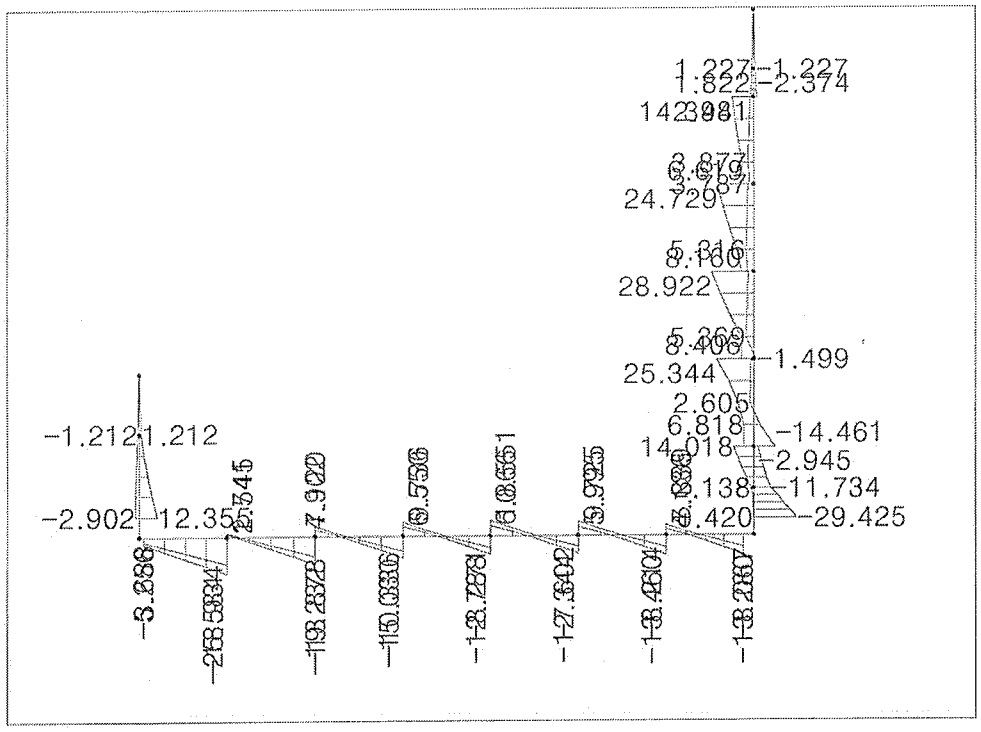
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	7.71	21.58	25.48	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	29.75	10.05	24.07	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	10.05	24.07	1000.00	700.00	
		우측	4	0.00	4.28	24.38	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	1.46	4.64	16.04	1000.00	450.00	
		하부	6	5.07	4.18	22.62	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	0.00	9.67	10.12	1000.00	571.72	
		중앙부 (내측)	8	46.57	9.67	10.12	1000.00	571.72	
		하부 (외측)	9	0.00	9.08	6.32	1000.00	600.00	
		하부 (내측)	10	40.16	9.08	6.32	1000.00	600.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

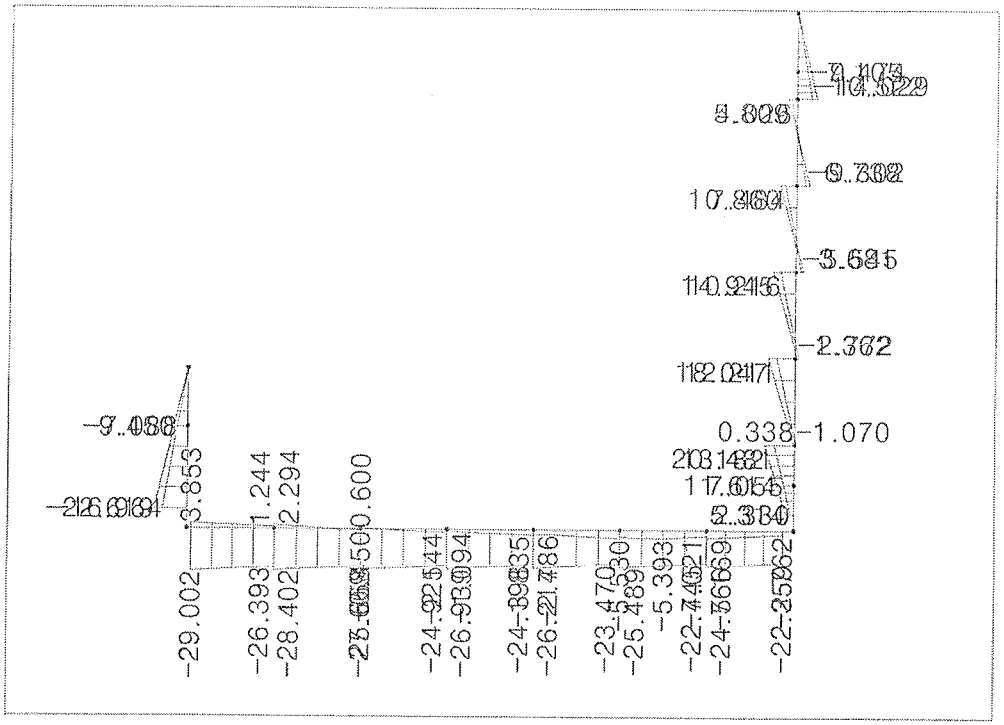
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	9.49	21.53	30.85	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	31.75	10.55	26.39	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	10.55	26.39	1000.00	700.00	
		우측	4	0.00	4.86	24.89	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	2.01	5.69	16.04	1000.00	450.00	
		하부	6	6.33	5.17	22.62	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	0.00	10.67	10.52	1000.00	571.72	
		중앙부 (내측)	8	50.81	10.67	10.52	1000.00	571.72	
		하부 (외측)	9	0.00	11.47	6.82	1000.00	600.00	
		하부 (내측)	10	43.54	11.47	6.82	1000.00	600.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-66.89	-	-9.49	-7.71	-66.89	
		중앙부 (상면)	2	69.66	-	31.75	29.75	69.66	
		중앙부 (하면)	3	-337.66	-	-	-	-337.66	
		우측	4	-663.61	-	-	-	-663.61	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-33.29	-	-2.01	-1.46	-33.29	
		하부	6	-52.19	-	-6.33	-5.07	-52.19	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	-288.20	-	-	-	-288.20	
		중앙부 (내측)	8	-	-	50.81	46.57	50.81	
		하부 (외측)	9	-617.41	-	-	-	-617.41	
		하부 (내측)	10	-	-	43.54	40.16	43.54	

2) 전단력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	76.06	-	-21.53	-21.58	76.06	
		중앙부 (상면)	2	117.02	-	10.55	10.05	117.02	
		중앙부 (하면)	3	117.02	-	10.55	10.05	117.02	
		우측	4	125.46	-	4.86	4.28	125.46	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	33.99	-	5.69	4.64	33.99	
		하부	6	33.25	-	5.17	4.18	33.25	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	-175.55	-	10.67	9.67	-175.55	
		중앙부 (내측)	8	-175.55	-	10.67	9.67	-175.55	
		하부 (외측)	9	-236.46	-	11.47	9.08	-236.46	
		하부 (내측)	10	-236.46	-	11.47	9.08	-236.46	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-348.41	-	-30.85	-25.48	-359.37	
		중앙부 (상면)	2	-348.44	-	-26.39	-24.07	-359.40	
		중앙부 (하면)	3	-348.44	-	-26.39	-24.07	-359.40	
		우측	4	-348.53	-	-24.89	-24.38	-359.46	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-18.62	-	-16.04	-16.04	-43.65	
		하부	6	-25.21	-	-22.62	-22.62	-50.23	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	-117.89	-	10.52	10.12	-135.25	
		중앙부 (내측)	8	-117.89	-	10.52	10.12	-135.25	
		하부 (외측)	9	-157.32	-	6.82	6.32	-172.03	
		하부 (내측)	10	-157.32	-	6.82	6.32	-172.03	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-41.22	-	-	-	-41.22	
		중앙부 (상면)	2	70.05	-	-	-	70.05	
		중앙부 (하면)	3	-226.60	-	-	-	-226.60	
		우측	4	-431.07	-	-	-	-431.07	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-20.29	-	-	-	-20.29	
		하부	6	-31.75	-	-	-	-31.75	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	-190.32	-	-	-	-190.32	
		중앙부 (내측)	8	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	9	-401.17	-	-	-	-401.17	
		하부 (내측)	10	-	-	-	-	-	

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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	66.89	401.30	329.46	H25 - 4.0EA	2026.80	6.00
		중앙부(상면)	2	1000	620	69.66	327.44	332.01	H16 - 8.0EA	1588.80	4.70
		중앙부(하면)	2	1000	600	337.66	778.25	1697.03	H25 - 8.0EA	4053.60	2.30
		우측	3	1000	600	663.61	778.25	3423.19	H25 - 8.0EA	4053.60	1.17
		우측(배수구단면)	3	1000	486	661.99	713.49	5804.9	H25 - 8.0EA + H19 - 8.0EA	6345.60	1.08
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	33.29	229.02	281.75	H25 - 4.0EA	2026.80	6.88
		하부	5	1000	350	52.19	229.02	443.43	H25 - 4.0EA	2026.80	4.39
우측벽체	1층	중앙부(외측)	6	1000	472	288.20	601.45	1860.92	H25 - 8.0EA	4053.60	2.09
		중앙부(내측)	6	1000	492	50.81	130.94	305.57	H16 - 4.0EA	794.40	2.58
		하부(외측)	7	1000	500	617.41	640.43	3896.45	H25 - 8.0EA	4053.60	1.04
		하부(내측)	7	1000	520	43.54	138.58	247.30	H16 - 4.0EA	794.40	3.18

(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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	76.1	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	117.0	481.26	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	389.7	125.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	250.7	140.4	348.53	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	34.0	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	5	227.3	33.3	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	306.4	175.6	366.16	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	324.8	236.5	388.11	2.00	-	H13	600	253.40	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	700.00	600.00	100.00	66.89	76.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

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 = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 41.559) / 41.559 = 0.04031

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 329.457 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 6.152]

1단 : 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 = 0.00338

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 401.296 kN.m

≥ Mu (= 66.888 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.000]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 76.061 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	700.00	620.00	80.00	69.66	117.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 32.578) / 32.578 = 0.05409

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 332.010 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.785]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00256

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 327.440 kN.m

≥ Mu (= 69.661 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.700]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 117.017 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	700.00	600.00	100.00	337.66	117.02

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01866

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1697.029 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.389]

1단 : 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 = 0.00676

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 778.248 kN.m

≥ Mu (= 337.661 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.305]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 117.017 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	700.00	600.00	100.00	663.61	125.46

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01866

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3423.195\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.184]

1단 : 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 = 0.00676

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 778.248 kN.m

≥ Mu (= 663.611 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.173]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 125.455 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 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)
1000.0	486.0	386.0	100.0	662.0	140.4

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 6345.600 x 400.00 = 2538240.000

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 = 110.599 mm, c = 110.599 / β1 = 110.599 / 0.85 = 130.116 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.00 - 130.116) / 130.116 = 0.00590

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5804.895 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6345.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.093]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

2단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01644

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 110.599 mm

ΦMn = 0.85 x 6345.600 x 400 x (386.00 - a/2) = 713.488 kN.m

≥ Mu (= 661.992 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.078]

* 전단에 대한 검토 (d = 386.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 386.00 = 250.714 kN

≥ Vu (= 140.434 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 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	450.00	350.00	100.00	33.29	33.99

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

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 = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02227

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 281.745 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 7.194]

1단 : 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 = 0.00579

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (350.00 - a/2) = 229.018 kN.m

≥ Mu (= 33.292 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.879]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 33.988 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

* 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	450.00	350.00	100.00	52.19	33.25

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

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 = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 41.559) / 41.559 = 0.02227

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 443.432 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.571]

1단 : 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 = 0.00579

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (350.00 - a/2) = 229.018 kN.m

≥ Mu (= 52.186 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.389]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 33.250 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

* 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	571.72	471.72	100.00	288.20	175.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (471.72 - 83.119) / 83.119 = 0.01403

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1860.922 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.178]

1단 : 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 = 0.00859

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (471.72 - a/2) = 601.446 kN.m

≥ Mu (= 288.201 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.087]

* 전단에 대한 검토 (d = 471.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 471.72 = 306.389 kN

≥ Vu (= 175.554 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

* 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	571.72	491.72	80.00	50.81	175.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (491.72 - 16.289) / 16.289 = 0.08756

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 305.572 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.600]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00162

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족. ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (491.72 - a/2) = 130.941 kN.m

≥ Mu (= 50.810 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.577]

* 전단에 대한 검토 (d = 491.72 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 491.72 = 319.380 kN

≥ Vu (= 175.554 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

* 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	600.00	500.00	100.00	617.41	236.46

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01505

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3896.447\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.040]

1단 : 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 = 0.00811

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (500.00 - a/2) = 640.426 kN.m

≥ Mu (= 617.411 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.037]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 236.461 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

* 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	600.00	520.00	80.00	43.54	236.46

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 247.298 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.212]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00153

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족. ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 138.580 kN.m

≥ Mu (= 43.541 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.183]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 236.461 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 486 × 0.0020 = 972.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 972.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 486 × 1000 = 729.00 ㎟ (≤1800)
∴ 729.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)

∴ 675.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 570 × 0.0020 = 1139.43 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1139.426 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 570 x 1000 = 854.6 ㎟ (≤1800)

∴ 854.6 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 570 × 0.0020 = 1139.43 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1139.426 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 570 x 1000 = 854.6 ㎟ (≤1800)

∴ 854.6 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

10) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 596 × 0.0020 = 1192.41 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1192.407 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 596 x 1000 = 894.3 ㎟ (≤1800)

∴ 894.3 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 596 × 0.0020 = 1192.41 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1192.407 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

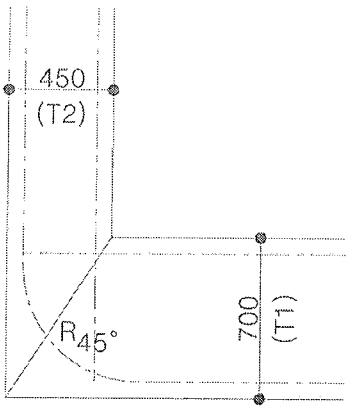
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 596 x 1000 = 894.3 ㎟ (≤1800)

∴ 894.3 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 41.221 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 41.221 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 832.166$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 41.22 \times 10^6}{832.166^2 \times 1000} = 0.298 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 169773.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)

= 0.360 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 0.360 x 794.400 = 285.759 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 169773.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 0.610 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 0.610 x 794.400 = 484.525 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

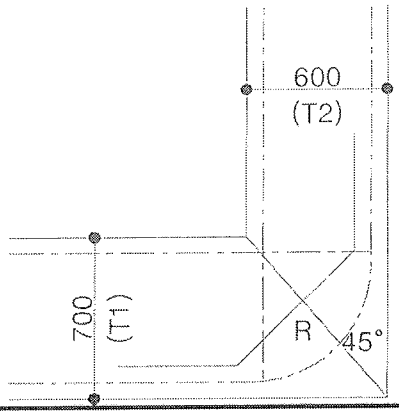
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(285.759^2 + 484.525^2)}$ / 180.0

As = 3.125 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 431.065 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 431.065 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 921.954$ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 431.06 \times 10^6}{921.954^2 \times 1000} = 2.536 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 431.06 \times 10^6}{921.954 \times 180} = 5195.062 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 5195.062 mm² - 2026.800 mm²
= 3168.262 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² < Req'd As (= 3168.262 mm²) ----------> N.G !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0012813 + √(2 x 0.0090 + (0.0090)²) = 0.125

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 4738644.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)

= 10.040 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 10.040 x 794.400 = 7976.010 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0015277 + √(2 x 0.0107 + (0.0107)²) = 0.136

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 4738644.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 12.016 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 12.016 x 794.400 = 9545.313 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(7976.010² + 9545.313²) / 180.0

As = 69.106 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ 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
하부슬래브	1경간	좌측	1	600	H25 - 4.0EA	250	1737.737	O.K	6.95
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 8.0EA	125	835.045	O.K	6.68
		중앙부 (하면)	2	600	H25 - 8.0EA	125	552.150	O.K	4.42
		우측	3	600	H25 - 8.0EA	125	186.493	O.K	1.49
		우측(배수 구단면)	3	486	H25 - 8.0EA	125	173.300	O.K	1.39
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H25 - 4.0EA	250	2021.662	O.K	8.09
		하부	5	350	H25 - 4.0EA	250	1291.664	O.K	5.17
우측벽체	1층	중앙부	6	472	H25 - 8.0EA	125	495.491	O.K	3.96
		중앙부	6	492	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	7	500	H25 - 8.0EA	125	141.331	O.K	1.13
		하부	7	520	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 41.221 \times 1000000 / [2026.800 \times (600.000 - 117.062/3)]$

$= 36.254$ MPa

$\chi = -nA_s/b + nA_s/b\sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$

$= -7 \times 2026.800/1000.0 + 7 \times 2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 600.0/(7 \times 2026.800)]}$

$= 117.062$ mm

사용철근량 = 2026.8 mm^2 (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm^2)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 36.25) - 2.5 x 87.50 = 1953.42 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 36.25) = 1737.74 mm

Sa는 작은 값인 1737.74 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1737.74 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.049 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 75.445 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 75.44) - 2.5 x 72.00 = 863.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 75.44) = 835.05 mm
Sa는 작은 값인 835.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 835.05 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 226.600 x 1000000 / [4053.600 x (600.000 - 158.321/3)]
= 102.153 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x4053.600)]
= 158.321 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 102.15) - 2.5 x 87.50 = 552.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 102.15) = 616.72 mm
Sa는 작은 값인 552.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 552.15 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 431.065 x 1000000 / [4053.600 x (600.000 - 158.321/3)]
= 194.328 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x4053.600)]
= 158.321 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 194.33) - 2.5 x 87.50 = 186.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.33) = 324.19 mm
Sa는 작은 값인 186.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 186.49 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 429.915 x 1000000 / [6345.600 x (386.000 - 146.014/3)]
= 200.843 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6345.600/1000.0 + 7x6345.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.0/(7x6345.600)]
= 146.014 mm

사용철근량 = 6345.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)
2단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 200.84) - 2.5 x 87.50 = 173.35 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 200.84) = 313.68 mm
Sa는 작은 값인 173.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 173.35 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20.285 x 1000000 / [2026.800 x (350.000 - 86.473/3)]
= 31.162 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x2026.800)]
= 86.473 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 31.16) - 2.5 x 87.50 = 2308.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 31.16) = 2021.66 mm
Sa는 작은 값인 2021.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 2021.66 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 31.750 x 1000000 / [2026.800 x (350.000 - 86.473/3)]
= 48.774 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x2026.800)]
= 86.473 mm

사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 48.77) - 2.5 x 87.50 = 1395.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 48.77) = 1291.66 mm
Sa는 작은 값인 1291.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1291.66 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 190.316 x 1000000 / [4053.600 x (471.717 - 137.683/3)]
= 110.257 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x471.7/(7x4053.600)]
= 137.683 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 110.26) - 2.5 x 87.50 = 495.49 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 110.26) = 571.39 mm
Sa는 작은 값인 495.49 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 495.49 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 401.168 x 1000000 / [4053.600 x (500.000 - 142.447/3)]
= 218.701 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x4053.600)]
= 142.447 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 218.70) - 2.5 x 87.50 = 141.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.70) = 288.06 mm
Sa는 작은 값인 141.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.33 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

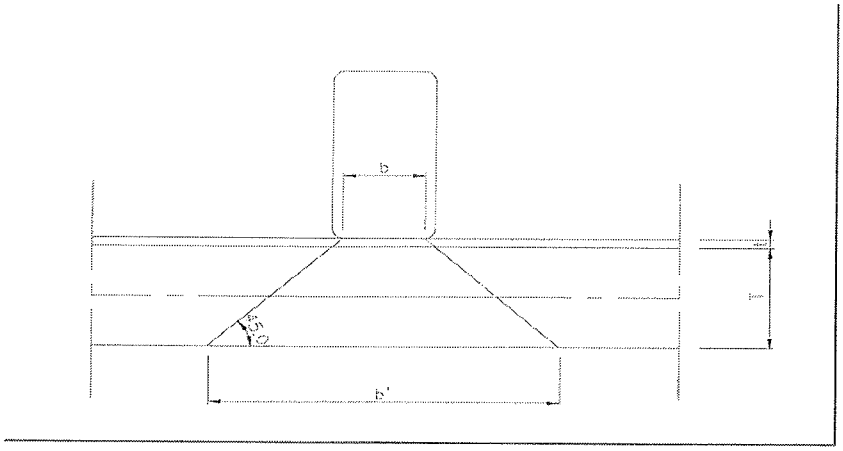
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 227.158 / 7.650 = 29.694 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

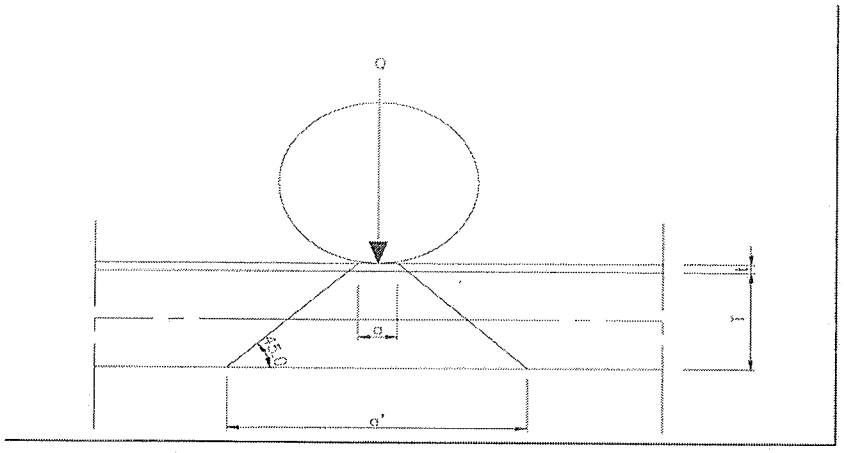


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.68C 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 29.69 + 0.92 + 28.86$

$= 59.474 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 179.98 \ kN/m^2 \geq Qmax = 59.47 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 원공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.650	×	0.700	×	25.000			=	133.875	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	1.563	×	25.000			=	17.584	kN/m
		0.000	×	0.863	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	5.839	×	25.000			=	65.689	kN/m
		0.150	×	5.139	×	25.000	/	2	=	9.636	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	4.276	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	0.863	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	0.863	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	246.719	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) +$

$1.000 \times 19.000 \times 4.276^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 0.000 \times 0.863 \times 19.000 + 0.863^2 \times 10.000) / 2$

$\times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 4.276 \times 0.863 \times 19.000$

$+ 0.863^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 246.719 + 0.000 = 246.719 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w = 7.650 \times 1.563 \times 10.000 = 119.570$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U = 246.719 / 119.570$

$= 2.063 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.650	×	0.700	×	25.000			=	133.875	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	1.563	×	25.000			=	17.584	kN/m
		0.000	×	0.863	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	5.839	×	25.000			=	65.689	kN/m
		0.150	×	5.139	×	25.000	/	2	=	9.636	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	10.276	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-5.137	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-5.137	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	246.719	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 6.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +

1.000 × 19.000 × 10.276 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 × (2 × 6.000 × -5.137 × 19.000 + -5.137 ² × 10.000) / 2

× tan(0 × 2/3) + 1.000 × (2 × 10.276 × -5.137 × 19.000

+ -5.137 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 246.719 + 0.000 = 246.719 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

$$H = \frac{133.875}{7.650 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

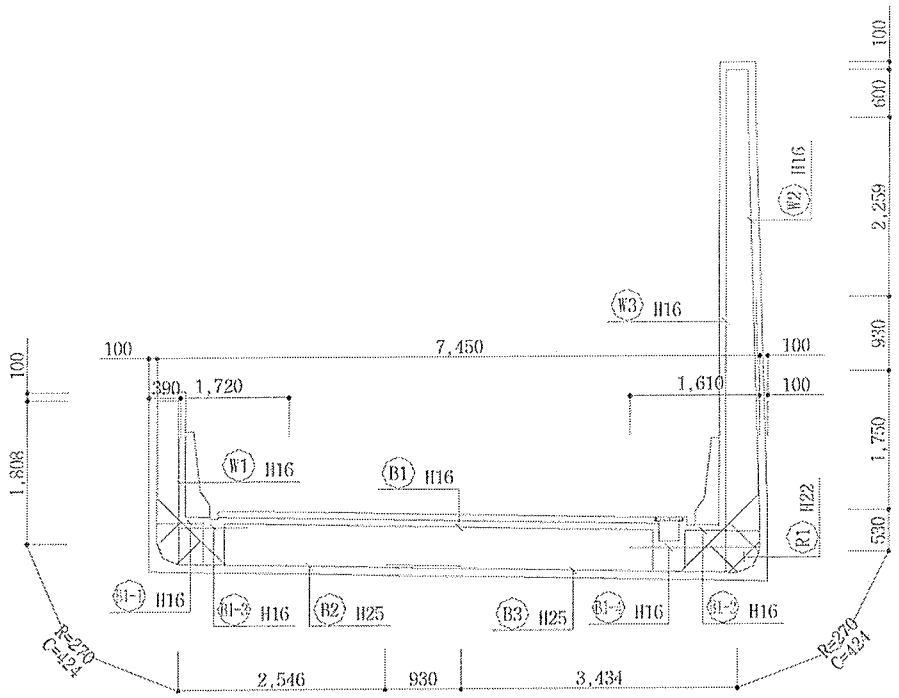
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{161.459}{7.650 \times 10.000 \times 1.100} = 1.919 \text{ m}$$

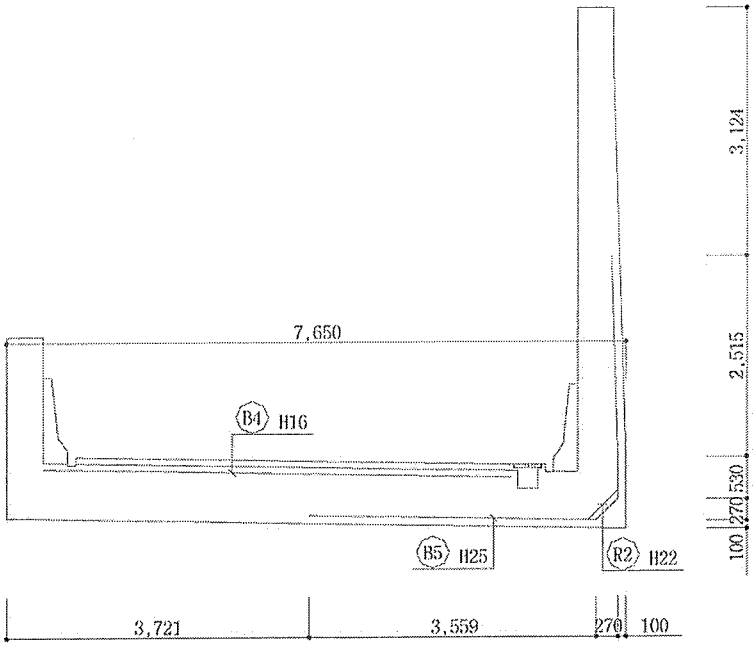
∴ 구조물 저면으로 부터 1.919 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

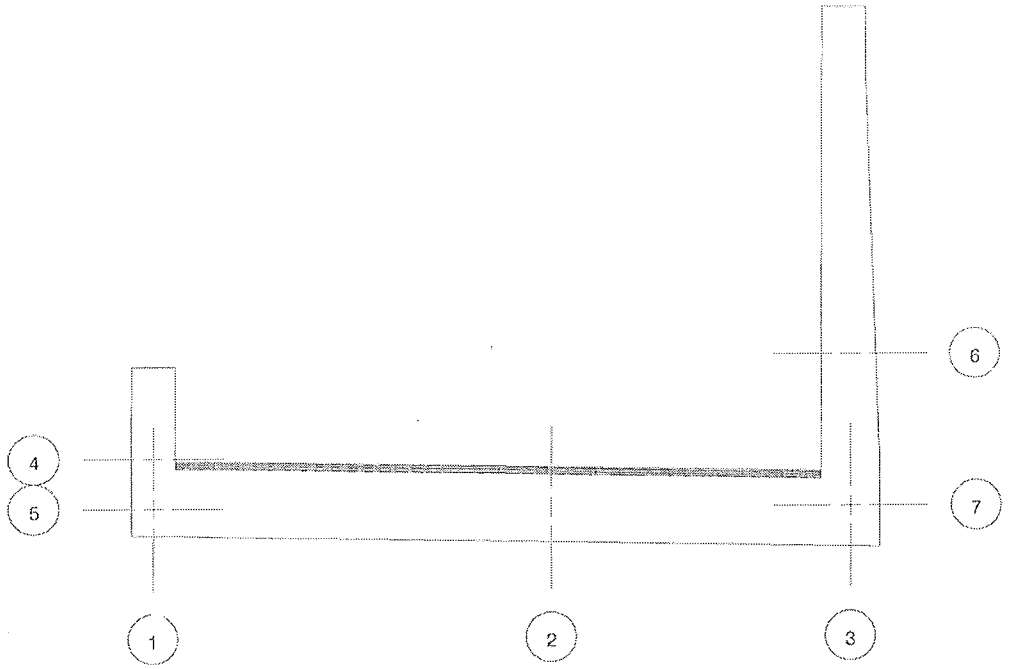


U6

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
21. 안정검토

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	mm^2		mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	78.34	308.77	386.18	H22 - 4.0EA	1548.40	3.94
		중앙부(상면)	2	1000	620	57.06	165.59	271.71	H16 - 4.0EA	794.40	2.90
		중앙부(하면)	2	1000	600	207.20	308.77	1031.13	H22 - 4.0EA	1548.40	1.49
		우측	3	1000	600	501.09	603.33	2550.80	H22 - 8.0EA	3096.80	1.20
		우측(배수구단면)	3	1000	486	407.92	465.82	3363.7	H22 - 8.0EA+ H16 - 4.0EA	3096.80	1.14
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	33.98	177.16	287.61	H22 - 4.0EA	1548.40	5.21
		하부	5	1000	350	58.44	177.16	497.25	H22 - 4.0EA	1548.40	3.03
우측벽체	1층	중앙부(외측)	6	1000	464	203.89	460.19	1325.22	H22 - 8.0EA	3096.80	2.26
		중앙부(내측)	6	1000	484	42.22	128.87	257.74	H16 - 4.0EA	794.40	3.05
		하부(외측)	7	1000	500	466.97	498.04	2892.70	H22 - 8.0EA.	3096.80	1.07
		하부(내측)	7	1000	520	47.79	138.58	271.57	H16 - 4.0EA	794.40	2.90

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부 (상면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부 (하면)	2	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측	3	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	3	972.0	1986.0	O.K	729.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	900.0	1145.9	O.K	675.0	1145.9	O.K
		하부	5	900.0	1145.9	O.K	675.0	1145.9	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1123.1	1324.7	O.K	842.4	1324.7	O.K
		중앙부	6	1123.1	1324.7	O.K	842.4	1324.7	O.K
		하부	7	1190.6	1324.7	O.K	893.0	1324.7	O.K
		하부	7	1190.6	1324.7	O.K	893.0	1324.7	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	mm^2		mm	mm^2	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	22.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	92.6	481.26	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	389.7	119.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	3	250.7	123.7	348.53	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	227.3	61.1	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	5	227.3	50.4	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	6	301.4	134.5	360.21	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	324.8	186.3	388.11	2.00	-	H13	600	253.40	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
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	600	H22 - 4.0EA	250	1128.156	O.K	4.51
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	470.543	O.K	1.88
		중앙부 (하면)	2	600	H22 - 4.0EA	250	384.447	O.K	1.54
		우측	3	600	H22 - 8.0EA	125	208.012	O.K	1.66
		우측(배수 구단면)	3	486	H22 - 8.0EA	125	193.700	O.K	1.55

좌측 보 체	1층	중앙부	4	350	H22 - 4.0EA	250	1494.456	O.K	5.98
		하부	5	350	H22 - 4.0EA	250	863.778	O.K	3.46
우측 보 체	1층	중앙부	6	464	H22 - 8.0EA	125	587.229	O.K	4.70
		중앙부	6	484	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	7	500	H22 - 8.0EA	125	159.943	O.K	1.28
		하부	7	520	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp C U type (내공 : 6.6M × 1.043M(좌측), 4.894(우측) 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 2.851 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) = 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)

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°
- 벽면마찰각 = 0.0°

9) 설계방법

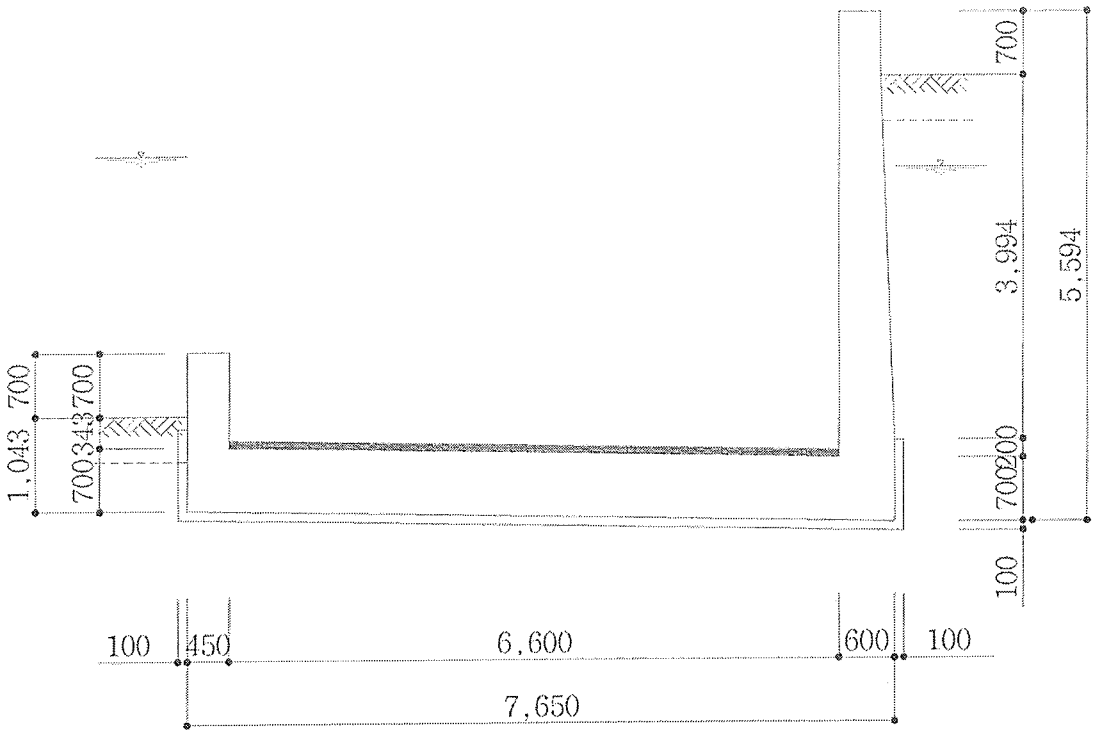
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


700
3,994
5,594
700
200
100
1,043
700
343
700
100
450
6,600
600
100
7,650

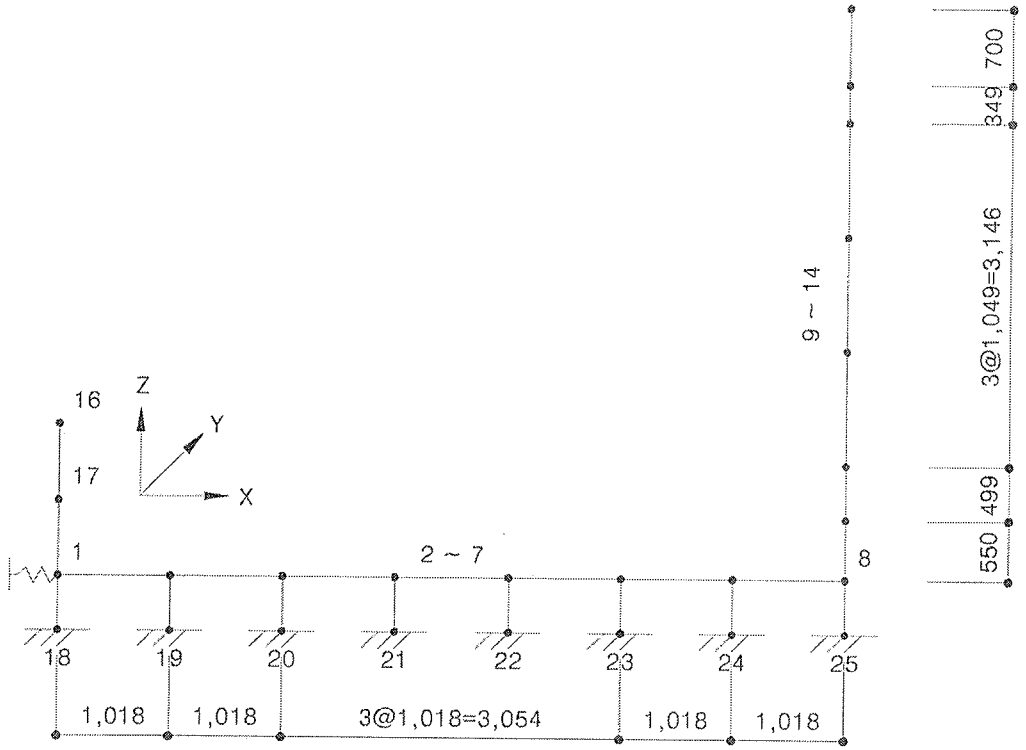
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

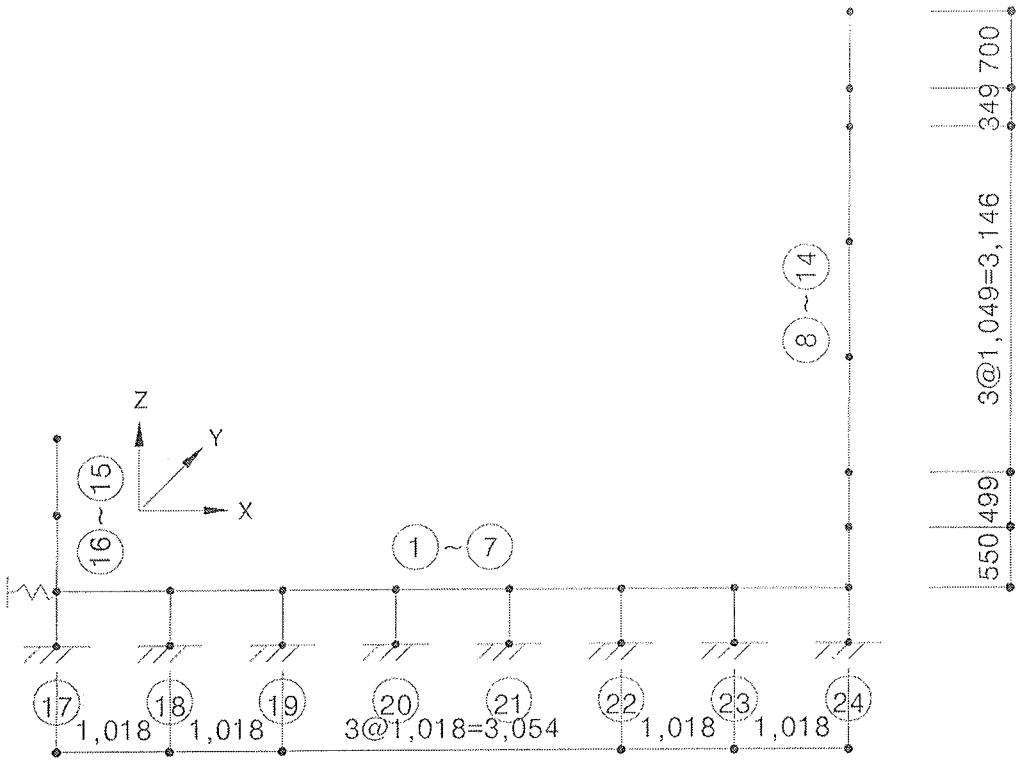
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점상도



② 부재삼도



2) 단면제원

NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~7
2	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	8
8	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	15~16

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
3	0.584 × 1.000 = 0.584	0.01661	10
4	0.545 × 1.000 = 0.545	0.01347	11
5	0.505 × 1.000 = 0.505	0.01075	12
6	0.466 × 1.000 = 0.466	0.00843	13
7	0.453 × 1.000 = 0.453	0.00774	14

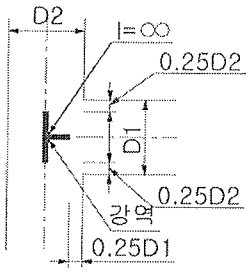
NO	Section(Tapper)	부 재
9	SEC 2 ~ 3	9
10	SEC 3 ~ 4	10
11	SEC 4 ~ 5	11
12	SEC 5 ~ 6	12
13	SEC 6 ~ 7	13
14	SEC 7 ~ 8	14

3) 단면좌표

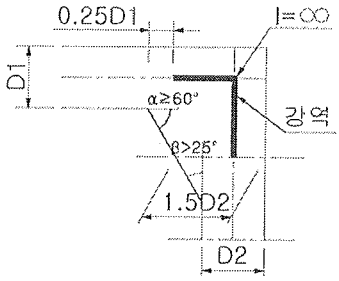
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	14	7.125	5.044
2	1.018	0.500	15	7.125	5.744
3	2.036	0.500	16	0.000	1.893
4	3.054	0.500	17	0.000	1.193
5	4.071	0.500	18	0.000	0.000
6	5.089	0.500	19	1.018	0.000
7	6.107	0.500	20	2.036	0.000
8	7.125	0.500	21	3.054	0.000
9	7.125	1.050	22	4.071	0.000
10	7.125	1.549	23	5.089	0.000
11	7.125	2.598	24	6.107	0.000
12	7.125	3.646	25	7.125	0.000
13	7.125	4.695			

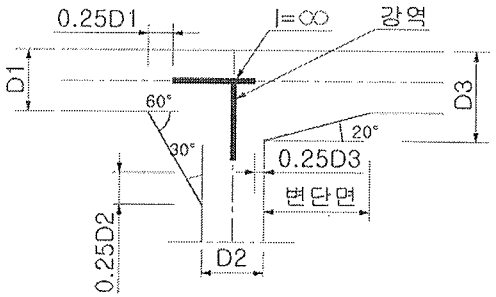
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 700 = 50 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 450 = 238 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 mm

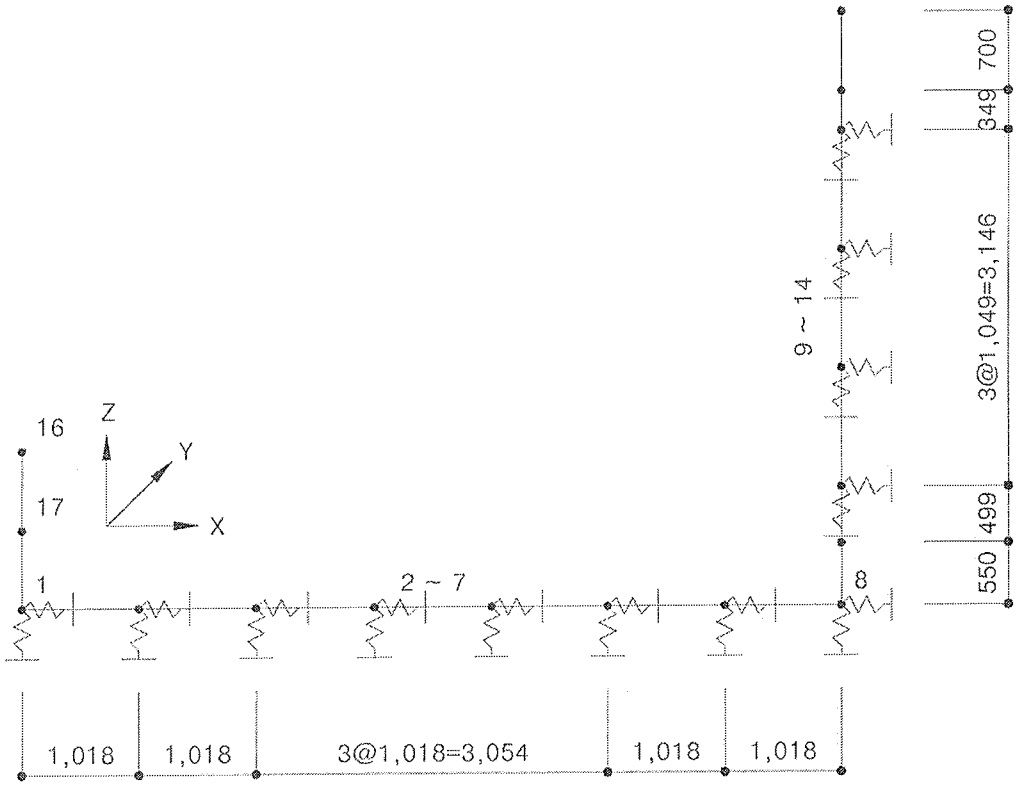
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

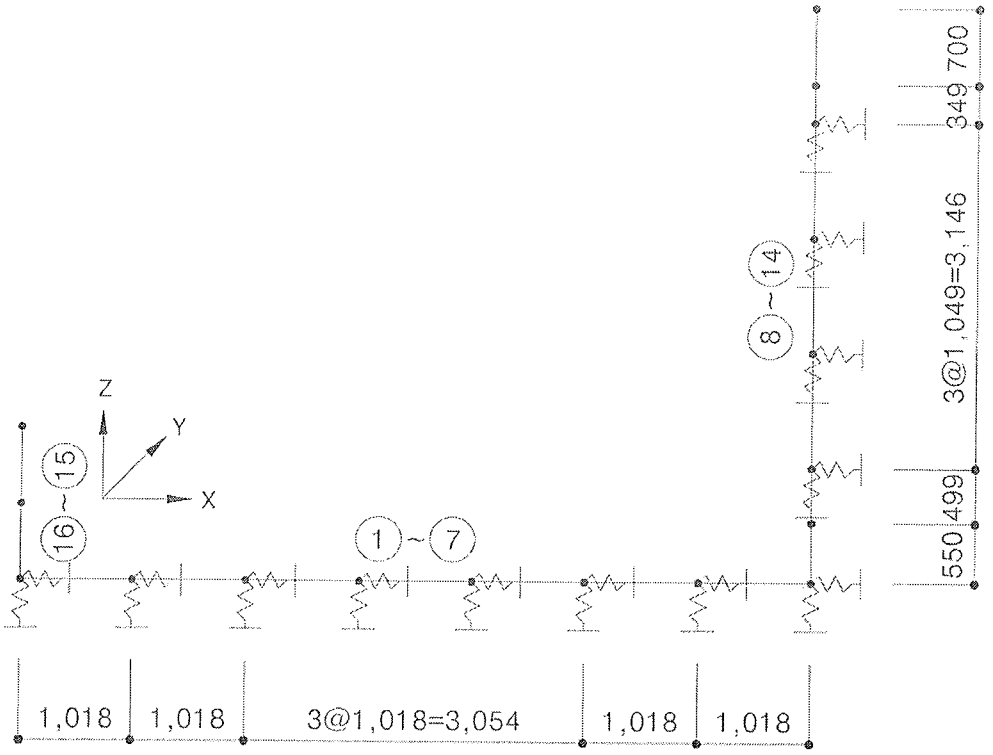
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~7
2	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	8
8	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	15~16

NO	A (m^2)	I (m^4)	절 점
3	0.584 × 1.000 = 0.584	0.01661	10
4	0.545 × 1.000 = 0.545	0.01347	11
5	0.505 × 1.000 = 0.505	0.01075	12
6	0.466 × 1.000 = 0.466	0.00843	13
7	0.453 × 1.000 = 0.453	0.00774	14

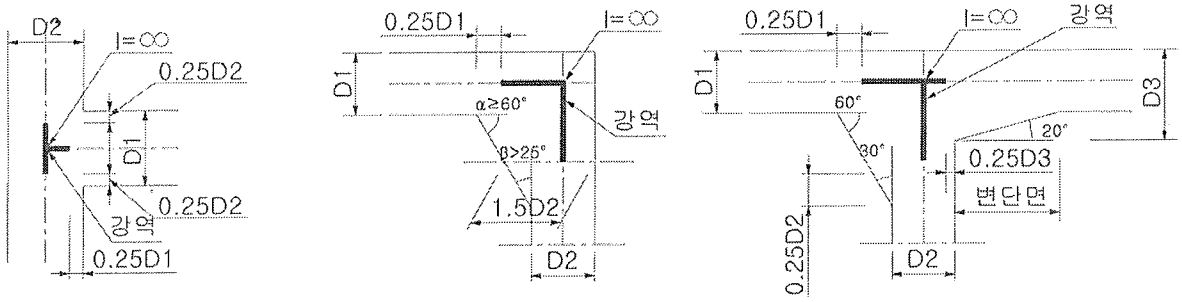
NO	Section(Tapper)	부 재
9	SEC 2 ~ 3	9
10	SEC 3 ~ 4	10
11	SEC 4 ~ 5	11
12	SEC 5 ~ 6	12
13	SEC 6 ~ 7	13
14	SEC 7 ~ 8	14

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	10	7.125	1.049
2	1.018	0.000	11	7.125	2.098
3	2.036	0.000	12	7.125	3.146
4	3.054	0.000	13	7.125	4.195
5	4.071	0.000	14	7.125	4.544
6	5.089	0.000	15	7.125	5.244
7	6.107	0.000	16	0.000	1.393
8	7.125	0.000	17	0.000	0.693
9	7.125	0.550			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 700 = 50 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 450 = 238 mm

(3) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 700 = 125 mm

(4) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 600 = 200 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 = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(7.650 × 7.650) = 7.65 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 9000 = 30000.00 kN/m³

Kv = 30000.000 × (7.650 / 0.3) $^{-3/4}$ = 2643.72 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.018/2) = 1940 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 2691 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.018/2 + 0.600/2) = 2139 kN/m	8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

< 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 = 2

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.650 × 7.650) = 7.650 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kv = 60000.000 × (7.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 5287.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5287.450 = 1762.48 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.043 × 4.894) = 2.259 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (2.259 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13199.43 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13199.43 = 4399.81 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.043 × 4.894) = 2.259 m

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 9000.0 = 60000.00 kN/m³

Kh = 60000.000 × (2.259 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13199.43 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13199.43 = 4399.81 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 13846 kN/m	10~13
Kss1	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 4615 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.018/2 + 1.018/2) = 5382 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.018/2 + 1.018/2) = 1794 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.018/2) = 3881 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.393/2 + 0.800/2) = 14473 kN/m	
Kv2	Kv x (1.018/2 + 0.600/2) = 4277 kN/m	8
Ksb2	Kh x (1.049/2 + 0.800/2) = 12203 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 활하중

① 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.193 × 19.000 × 0.500	= 7.583 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.349 × 23.000 × 0.500	= 4.011 kN/m²
Wh2	= 4.011 + 0.151 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.898 × 19.000 × 0.500	= 14.277 kN/m²
Wh4	= 14.277 + 1.049 × 19.000 × 0.500	= 24.241 kN/m²
Wh5	= 24.241 + 1.049 × 19.000 × 0.500	= 34.204 kN/m²
Wh6	= 34.204 + 0.499 × 19.000 × 0.500	= 38.943 kN/m²
Wh7	= 38.943 + 0.550 × 19.000 × 0.500	= 44.168 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.500 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh2	= 5.750 + 0.193 × 10.000 × 0.500	= 6.715 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.349 × 23.000 × 0.500	= 4.011 kN/m²
Wh2	= 4.011 + 0.151 × 23.000 × 0.500	= 5.750 kN/m²
Wh3	= 5.750 + 0.500 × 19.000 × 0.500	= 10.500 kN/m²
Wh4	= 10.500 + 0.398 × 10.000 × 0.500	= 12.488 kN/m²
Wh5	= 12.488 + 1.049 × 10.000 × 0.500	= 17.732 kN/m²
Wh6	= 17.732 + 1.049 × 10.000 × 0.500	= 22.976 kN/m²
Wh7	= 22.976 + 0.499 × 10.000 × 0.500	= 25.470 kN/m²
Wh8	= 25.470 + 0.550 × 10.000 × 0.500	= 28.220 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = 2.851 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- Ww2	= 2.151 × 10.000	= 21.510 kN/m²

- 좌측 벽체

Ww2	= 21.510 + 0.700 × 10.000	= 28.510 kN/m²
Ww3	= 28.510 + 0.693 × 10.000	= 35.440 kN/m²

- 우측 벽체

Ww4	= 0.398 × 10.000	= 3.976 kN/m²
Ww5	= 3.976 + 1.049 × 10.000	= 14.464 kN/m²
Ww6	= 14.464 + 1.049 × 10.000	= 24.952 kN/m²
Ww7	= 24.952 + 0.499 × 10.000	= 29.940 kN/m²
Ww8	= 29.940 + 0.550 × 10.000	= 35.440 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (-0.700 + 1.743 - -2.851) × 10.000 = 38.940 kN/m²

6) 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) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.193 × 19.000 × 0.436 = 6.613 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.436 = 3.498 kN/m²

Wh2 = 3.498 + 0.151 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.898 × 19.000 × 0.436 = 12.450 kN/m²

Wh4 = 12.450 + 1.049 × 19.000 × 0.436 = 21.138 kN/m²

Wh5 = 21.138 + 1.049 × 19.000 × 0.436 = 29.826 kN/m²

Wh6 = 29.826 + 0.499 × 19.000 × 0.436 = 33.958 kN/m²

Wh7 = 33.958 + 0.550 × 19.000 × 0.436 = 38.514 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.193 × 19.000 × 0.372 = 5.642 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.372 = 2.984 kN/m²

Wh2 = 2.984 + 0.151 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.898 × 19.000 × 0.372 = 10.622 kN/m²

Wh4 = 10.622 + 1.049 × 19.000 × 0.372 = 18.035 kN/m²

Wh5 = 18.035 + 1.049 × 19.000 × 0.372 = 25.448 kN/m²

Wh6 = 25.448 + 0.499 × 19.000 × 0.372 = 28.974 kN/m²

Wh7 = 28.974 + 0.550 × 19.000 × 0.372 = 32.861 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh2 = 5.014 + 0.193 × 10.000 × 0.436 = 5.855 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.436 = 3.498 kN/m²

Wh2 = 3.498 + 0.151 × 23.000 × 0.436 = 5.014 kN/m²

Wh3 = 5.014 + 0.500 × 19.000 × 0.436 = 9.156 kN/m²

Wh4 = 9.156 + 0.398 × 10.000 × 0.436 = 10.890 kN/m²

Wh5 = 10.890 + 1.049 × 10.000 × 0.436 = 15.462 kN/m²

Wh6 = 15.462 + 1.049 × 10.000 × 0.436 = 20.035 kN/m²

Wh7 = 20.035 + 0.499 × 10.000 × 0.436 = 22.210 kN/m²

Wh8 = 22.210 + 0.550 × 10.000 × 0.436 = 24.608 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.500 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh2 = 4.278 + 0.193 × 10.000 × 0.372 = 4.996 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.349 × 23.000 × 0.372 = 2.984 kN/m²

Wh2 = 2.984 + 0.151 × 23.000 × 0.372 = 4.278 kN/m²

Wh3 = 4.278 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 7.812 kN/m²

Wh4 = 7.812 + 0.398 × 10.000 × 0.372 = 9.291 kN/m²

Wh5 = 9.291 + 1.049 × 10.000 × 0.372 = 13.193 kN/m²

Wh6 = 13.193 + 1.049 × 10.000 × 0.372 = 17.094 kN/m²

Wh7 = 17.094 + 0.499 × 10.000 × 0.372 = 18.950 kN/m²

Wh8 = 18.950 + 0.550 × 10.000 × 0.372 = 20.996 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

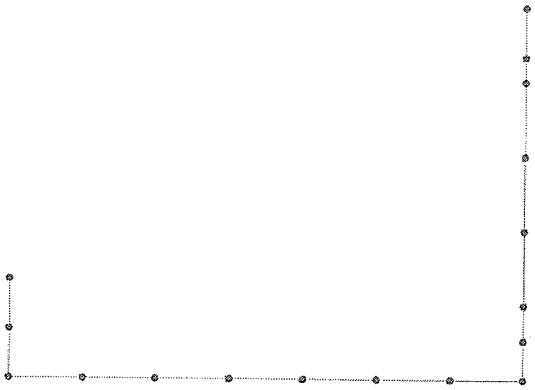
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

② 측벽

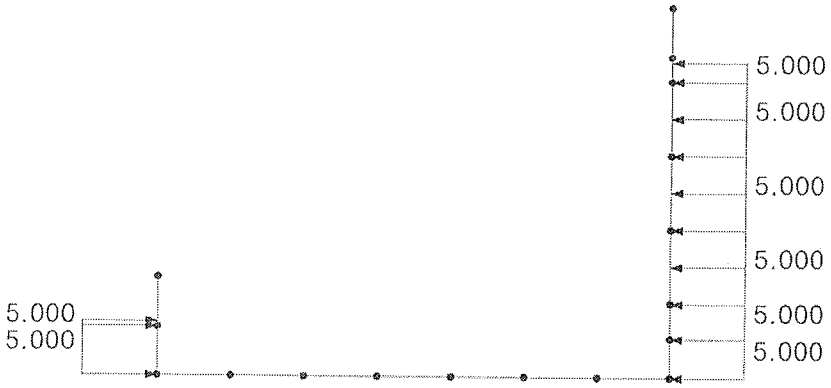
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.463×25.000×0.063 = 0.729	f3 = 0.463×25.000×0.154 = 1.783
f4 = 0.502×25.000×0.063 = 0.791	f4 = 0.502×25.000×0.154 = 1.935
f5 = 0.542×25.000×0.063 = 0.853	f5 = 0.542×25.000×0.154 = 2.086
f6 = 0.581×25.000×0.063 = 0.915	f6 = 0.581×25.000×0.154 = 2.238
f7 = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	f7 = 0.600×25.000×0.154 = 2.310
f8 = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	f8 = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

10. 하 중 재 하 (상시)

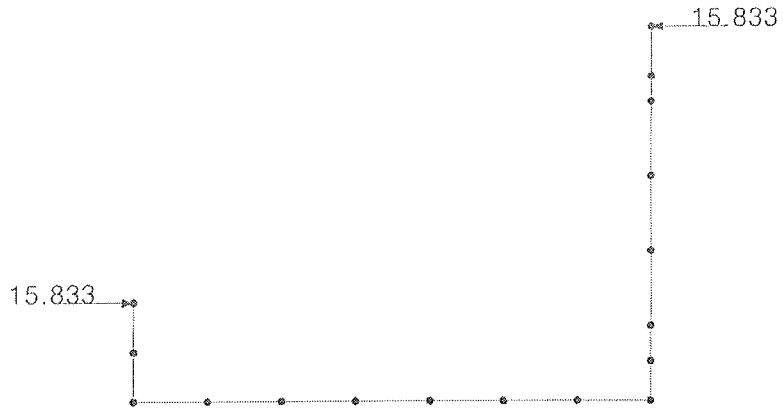
1) CASE1 - 구체자중(SW)



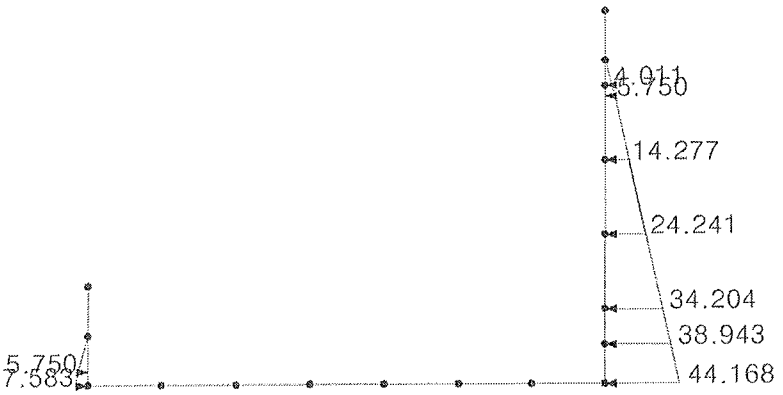
2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



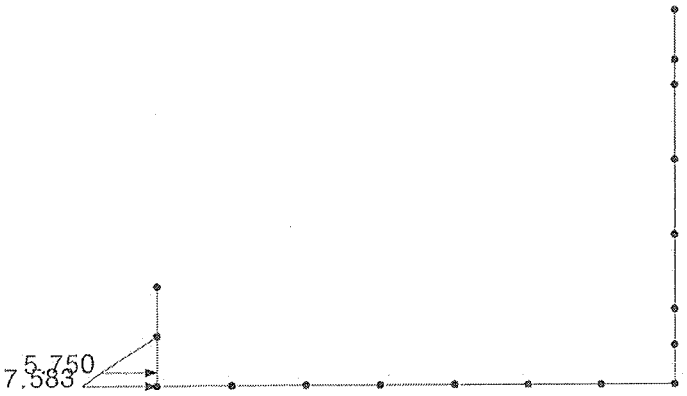
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



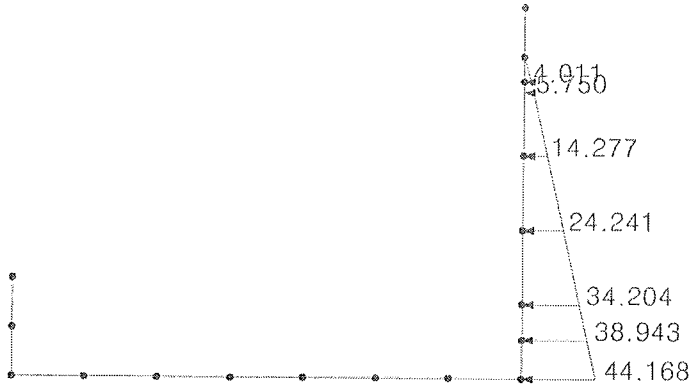
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



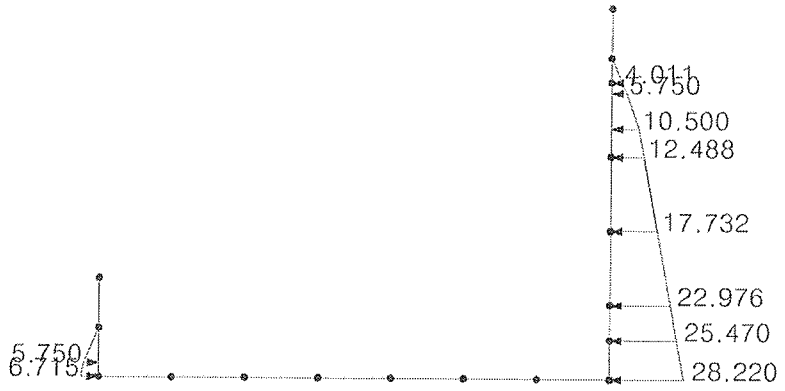
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



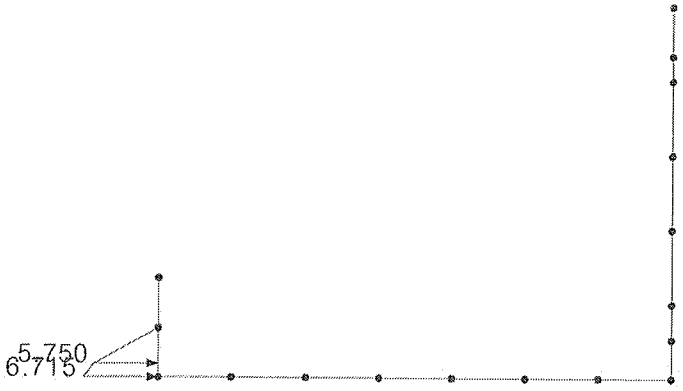
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



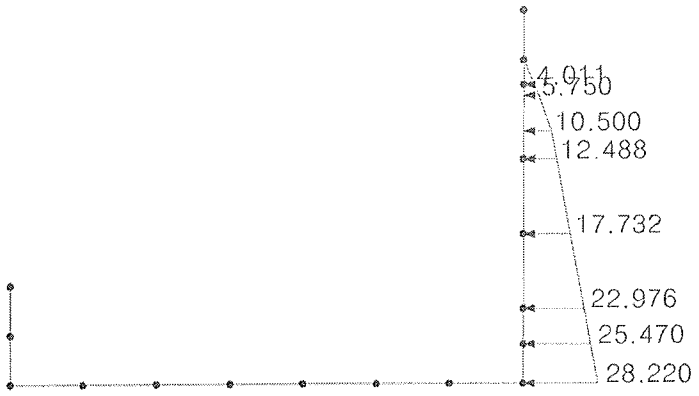
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



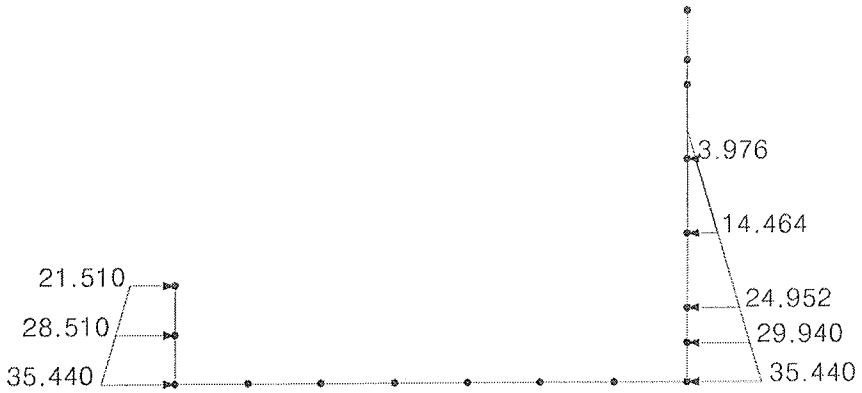
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



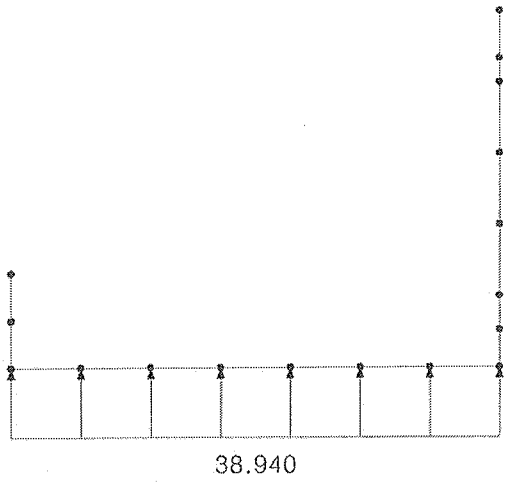
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



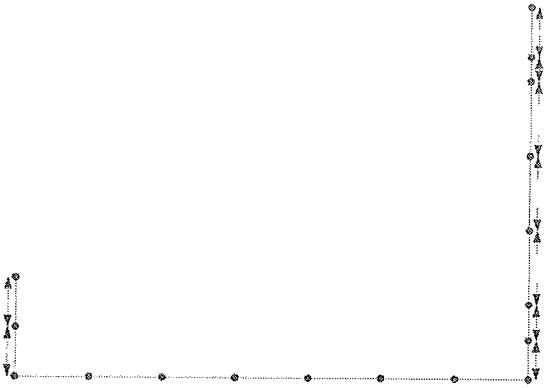
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

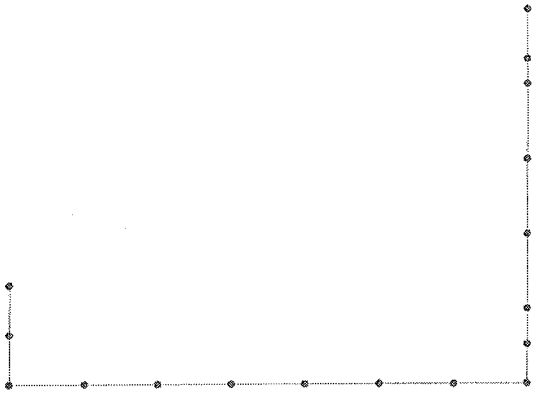


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

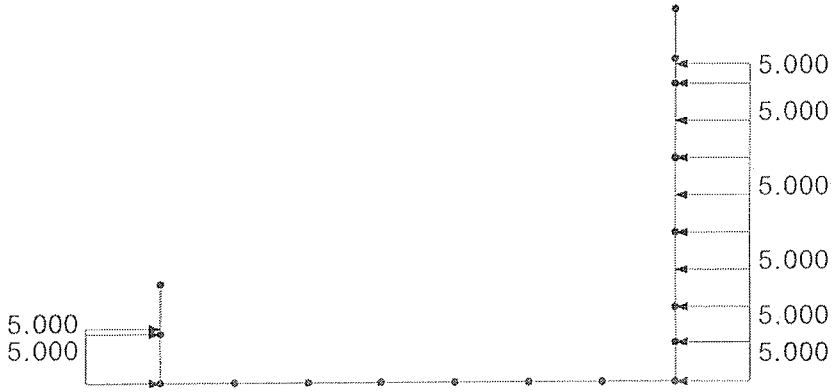


11. 하중 재하 (기능수행)

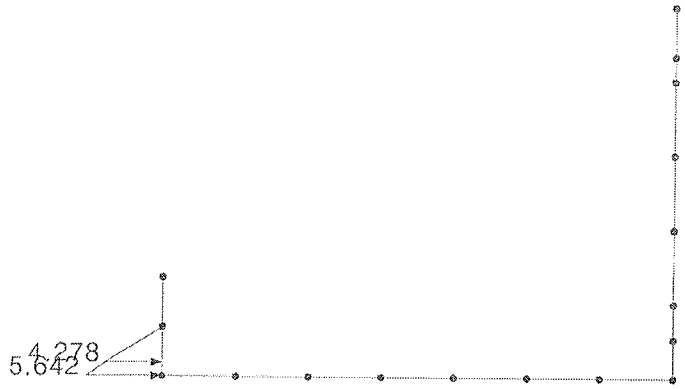
1) CASE1 - 구체자중(SW)



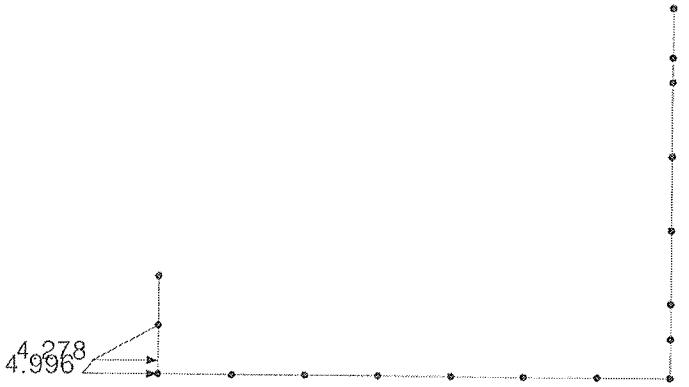
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



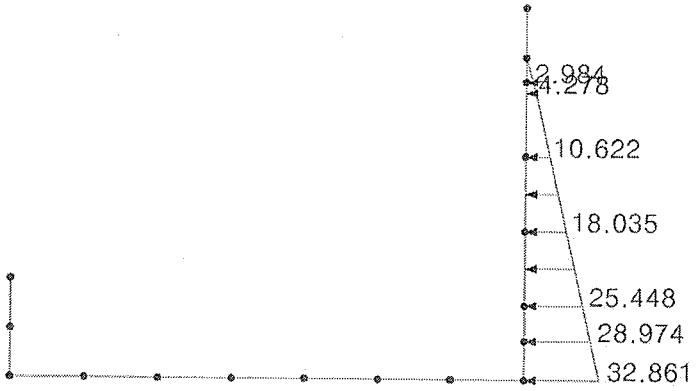
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



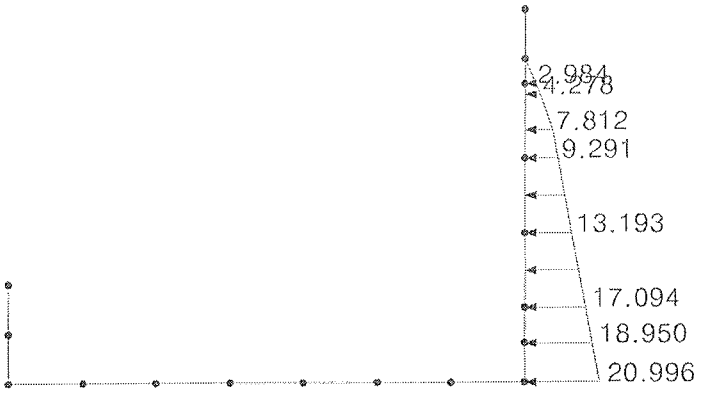
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



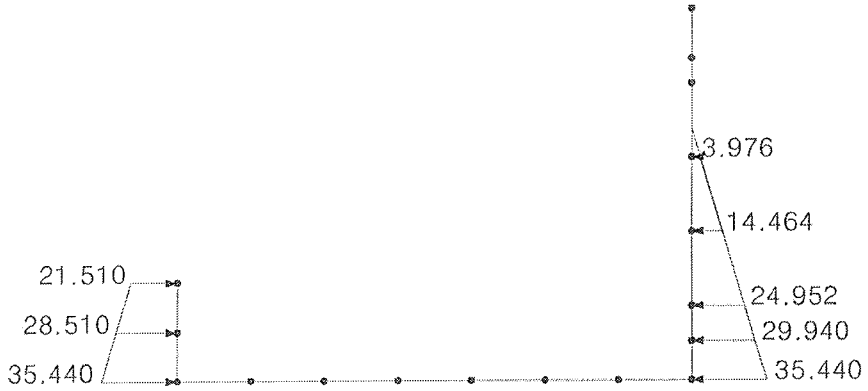
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



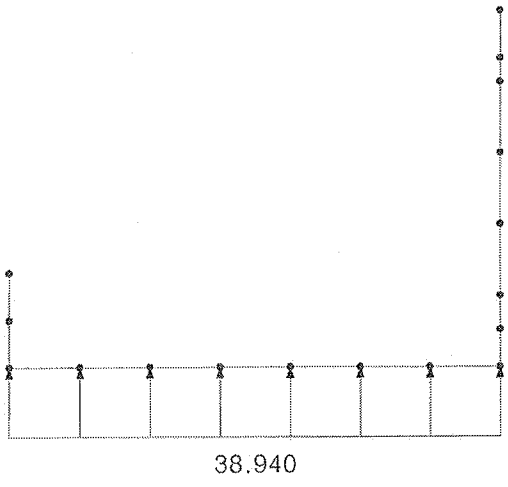
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



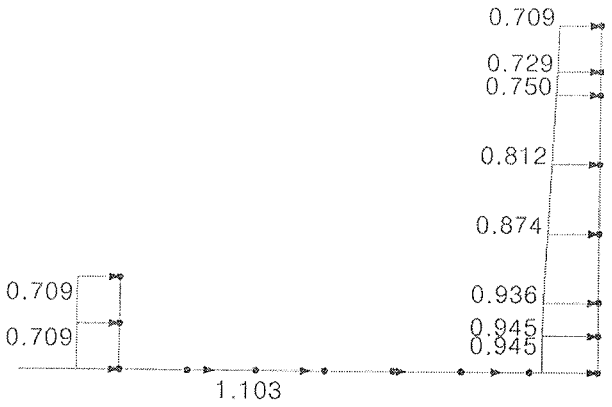
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



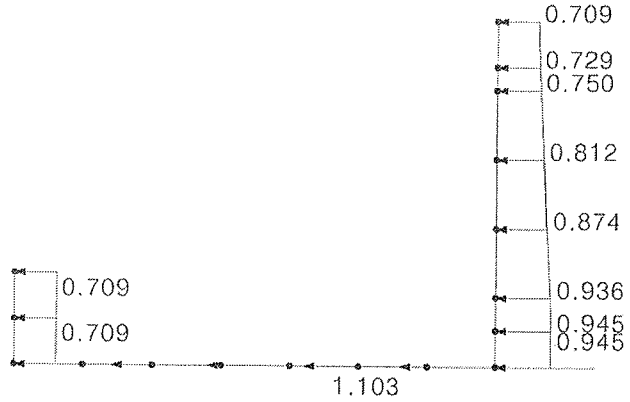
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

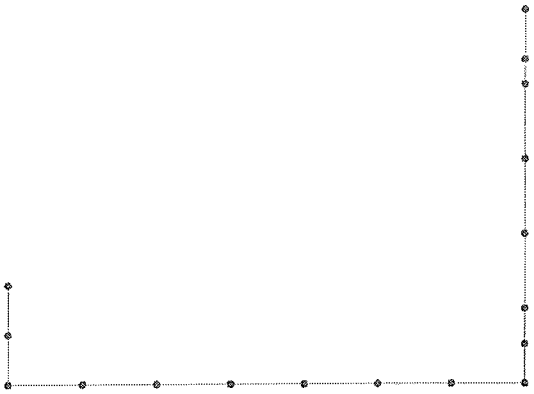


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

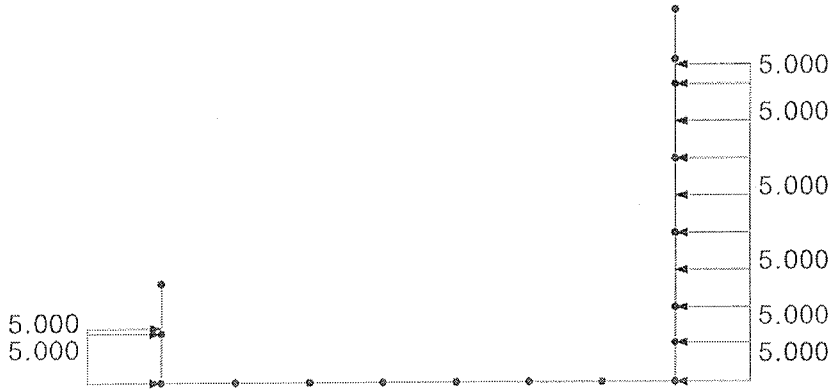


12. 하중 재하 (붕괴방지)

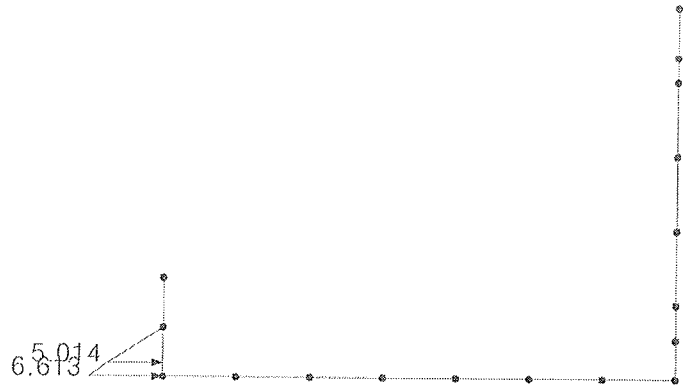
1) CASE1 - 구체자중(SW)



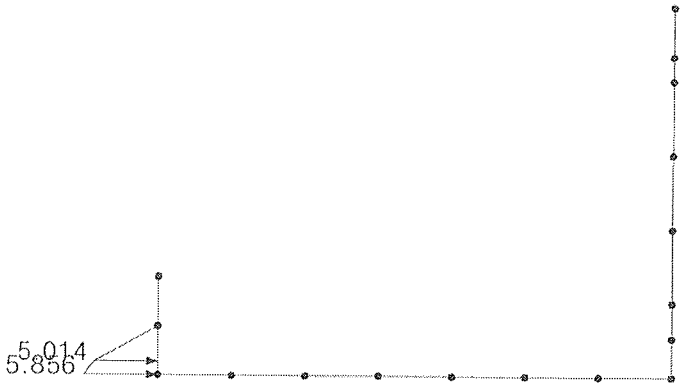
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



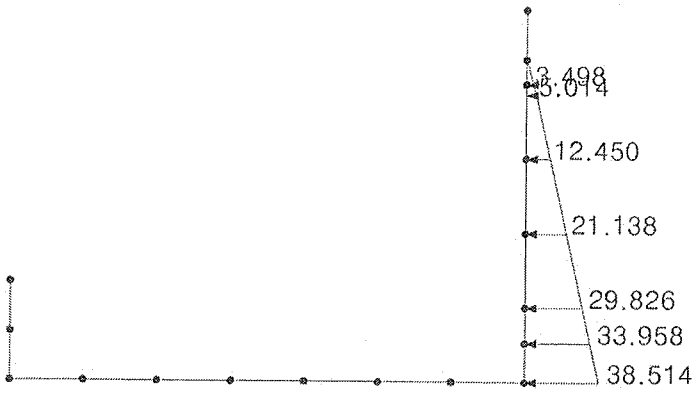
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



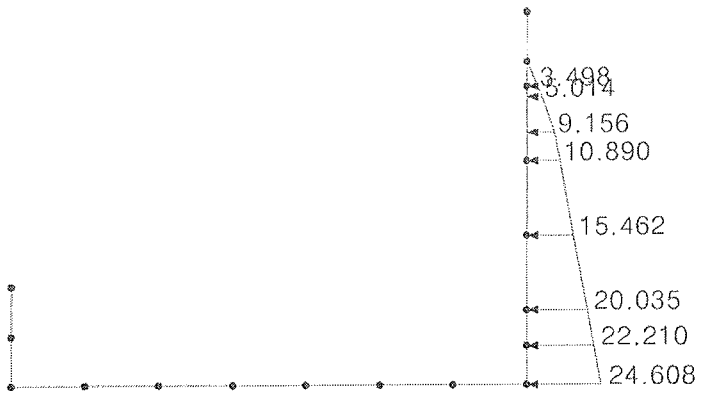
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



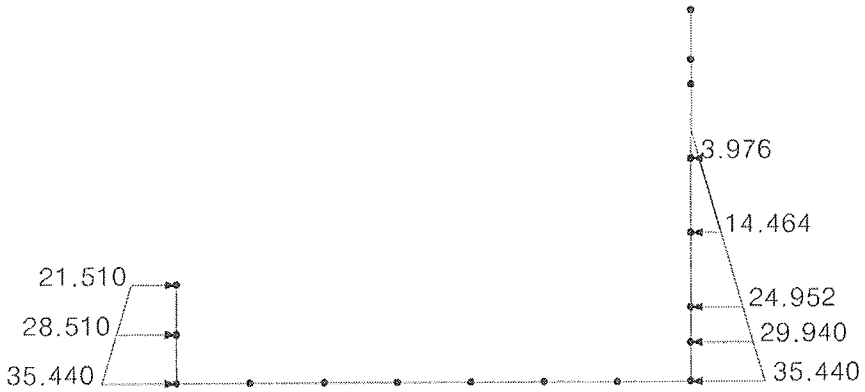
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



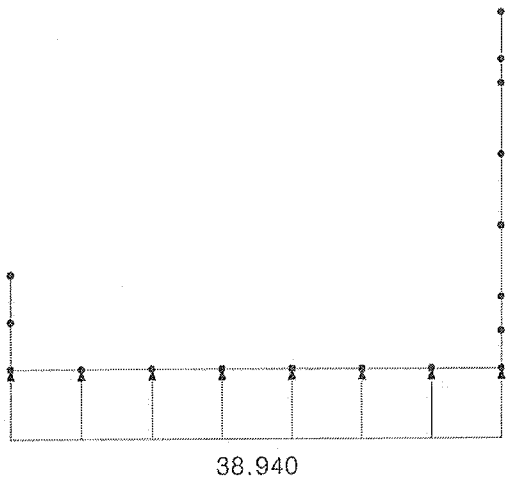
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



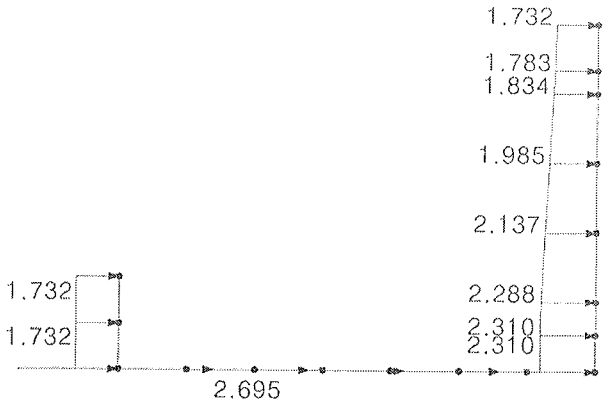
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



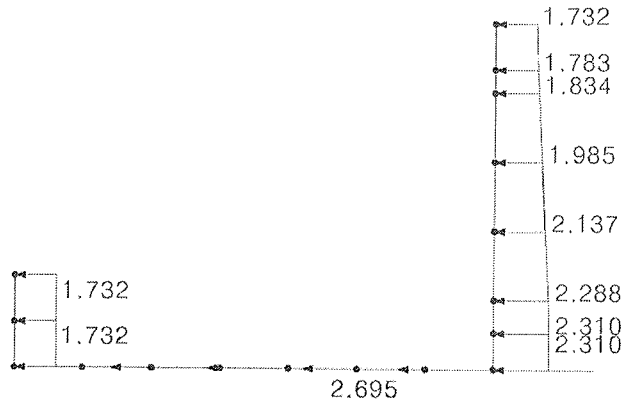
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



10) CASE10 - 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 = -0.700 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

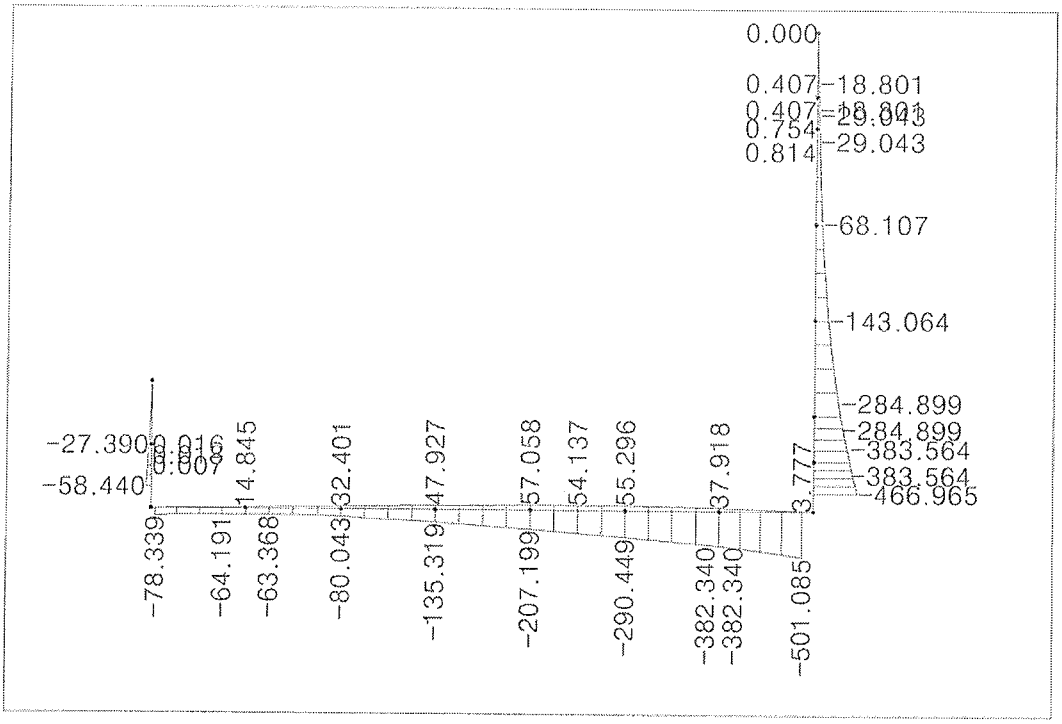
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

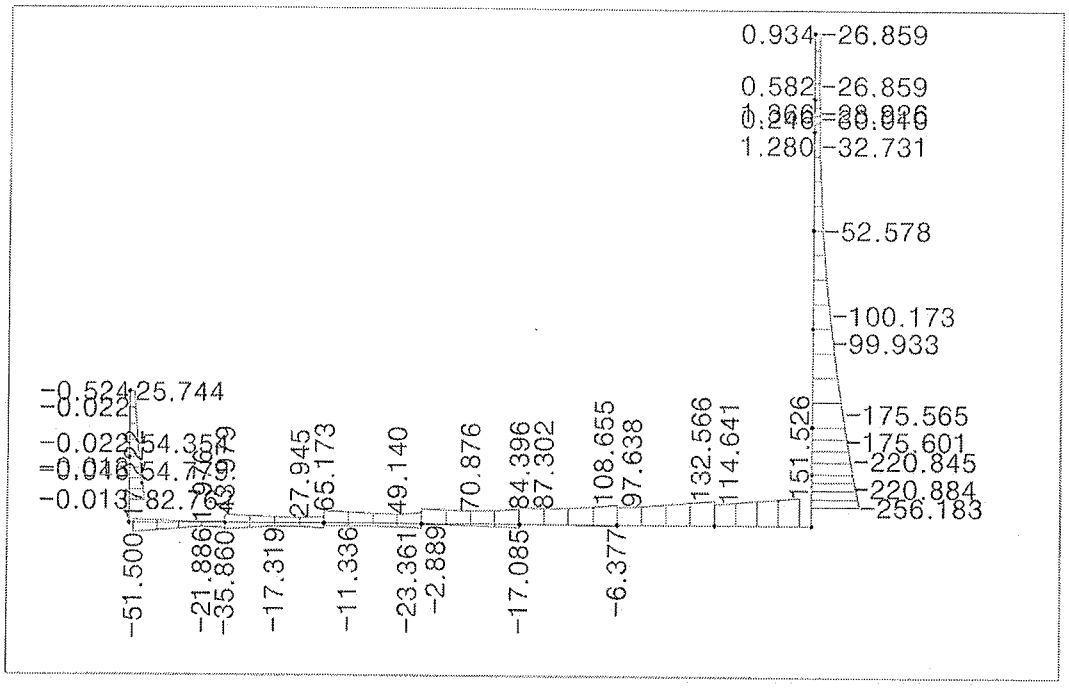
14. 단면력정리

14.1 상시

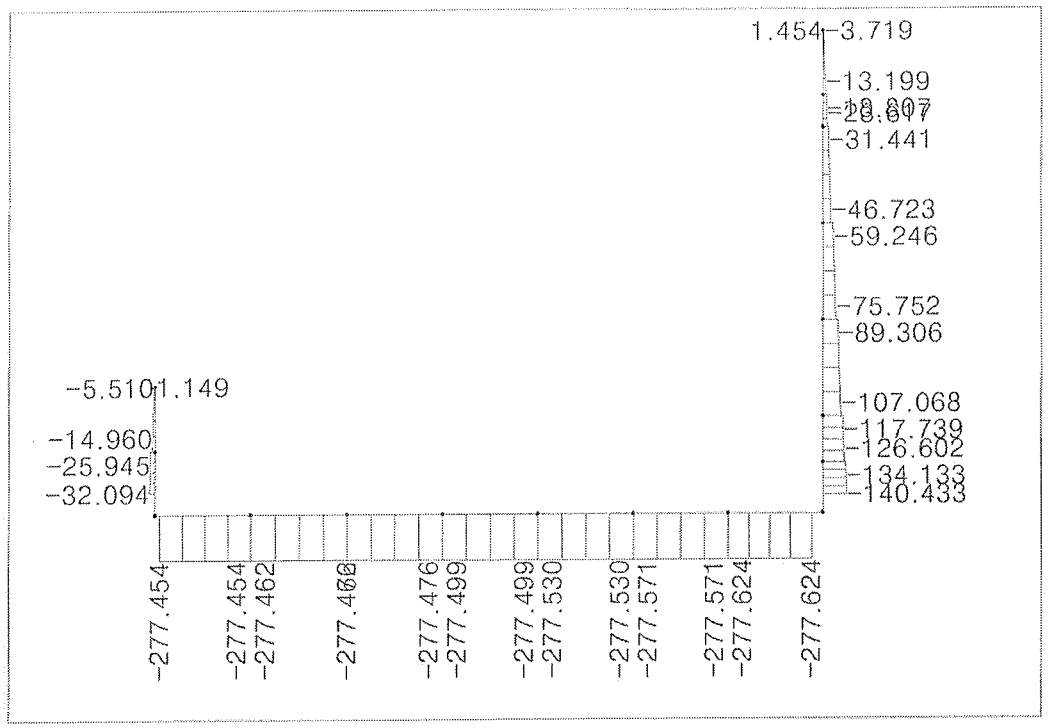
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



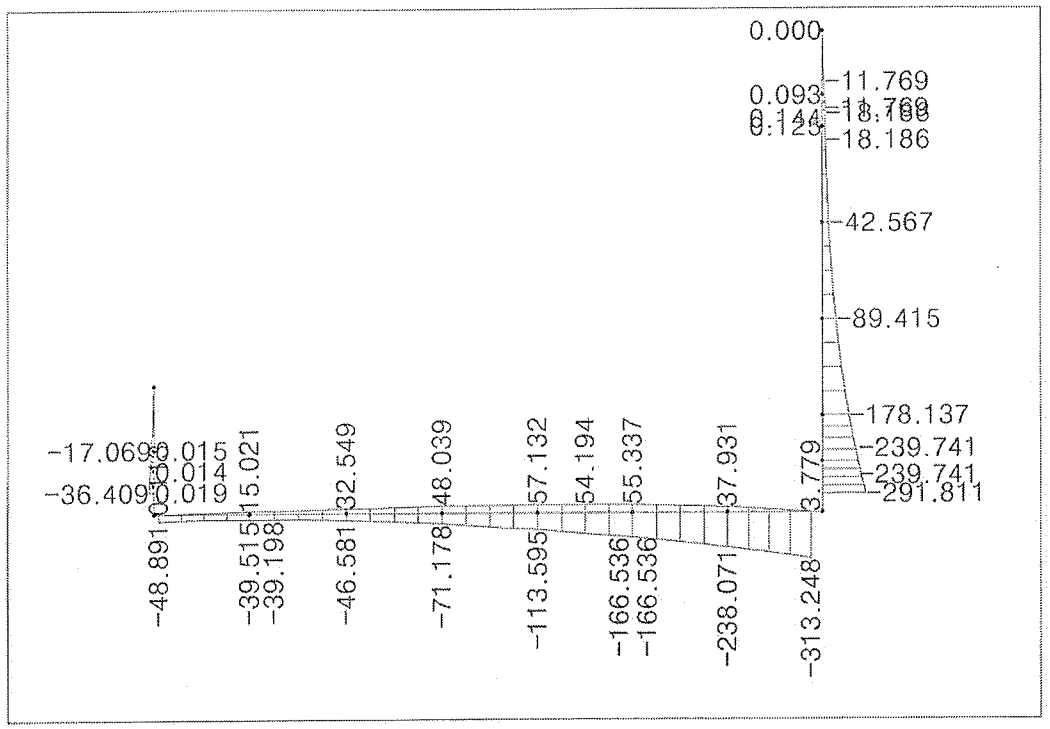
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

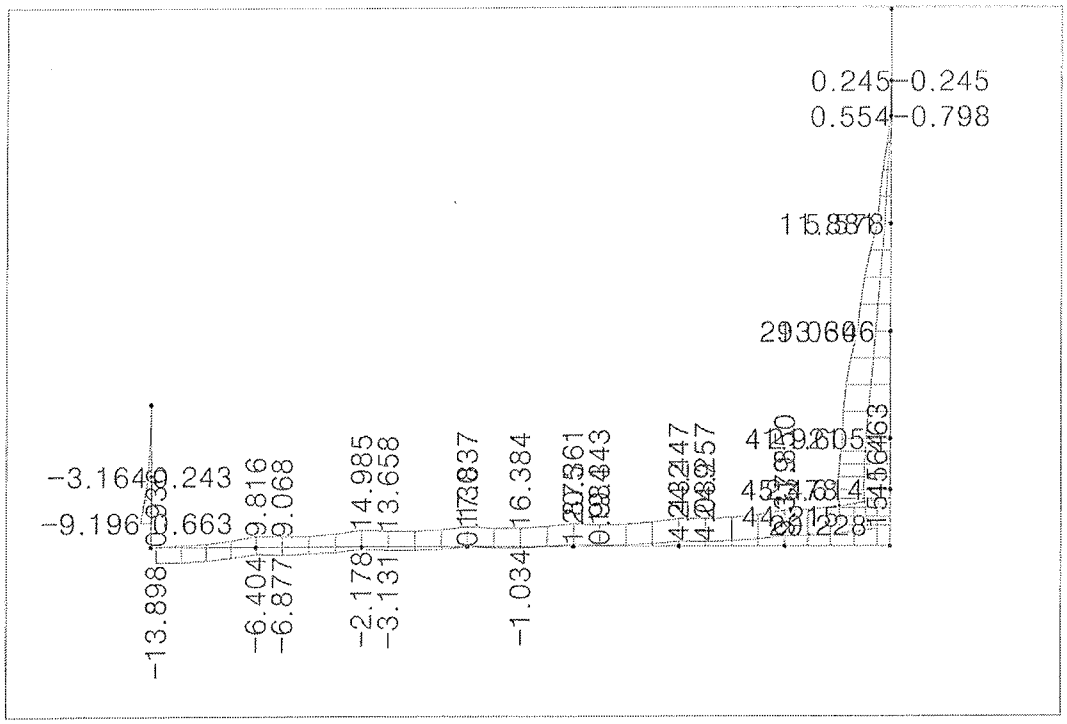


5) 단면력 정리

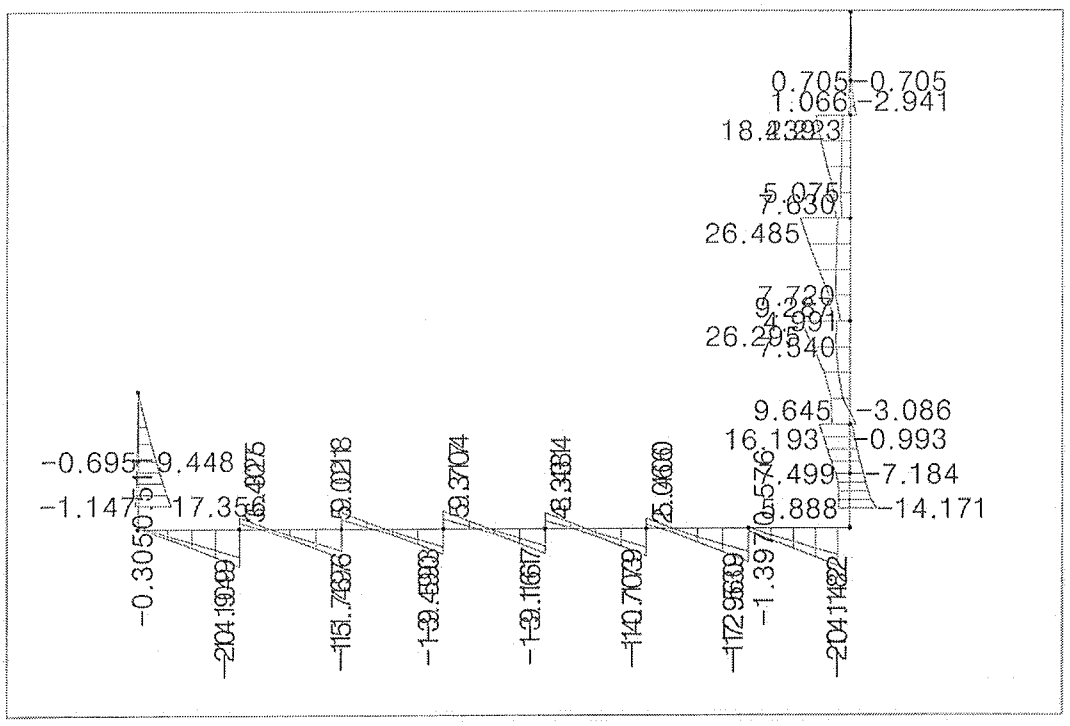
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	78.34	22.92	277.45	48.89	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	57.06	92.65	277.50	57.13	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	207.20	92.65	277.50	113.60	1000.00	700.00	
		우측	4	501.09	119.52	277.62	313.25	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	33.98	61.11	27.48	21.17	1000.00	450.00	
		하부	6	58.44	50.45	32.09	36.41	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	203.89	134.48	98.03	127.53	1000.00	564.05	
		중앙부 (내측)	8	0.00	134.48	98.03	0.00	1000.00	564.05	
		하부 (외측)	9	466.97	186.27	140.43	291.81	1000.00	600.00	
		하부 (내측)	10	0.00	186.27	140.43	0.00	1000.00	600.00	

14.2 지진시(기능수행)

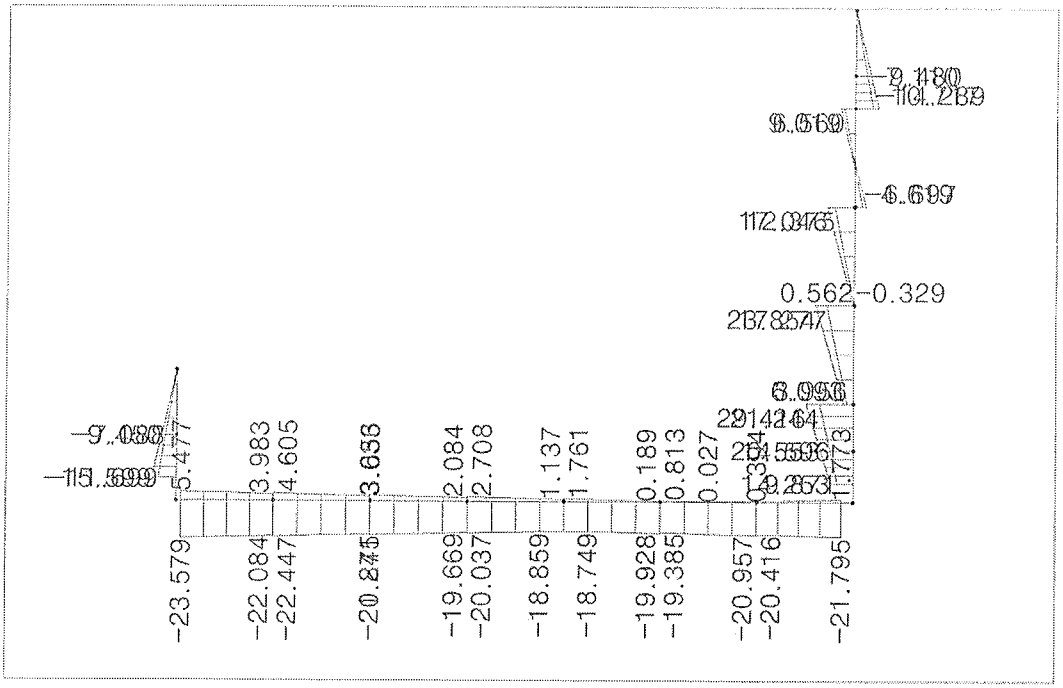
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

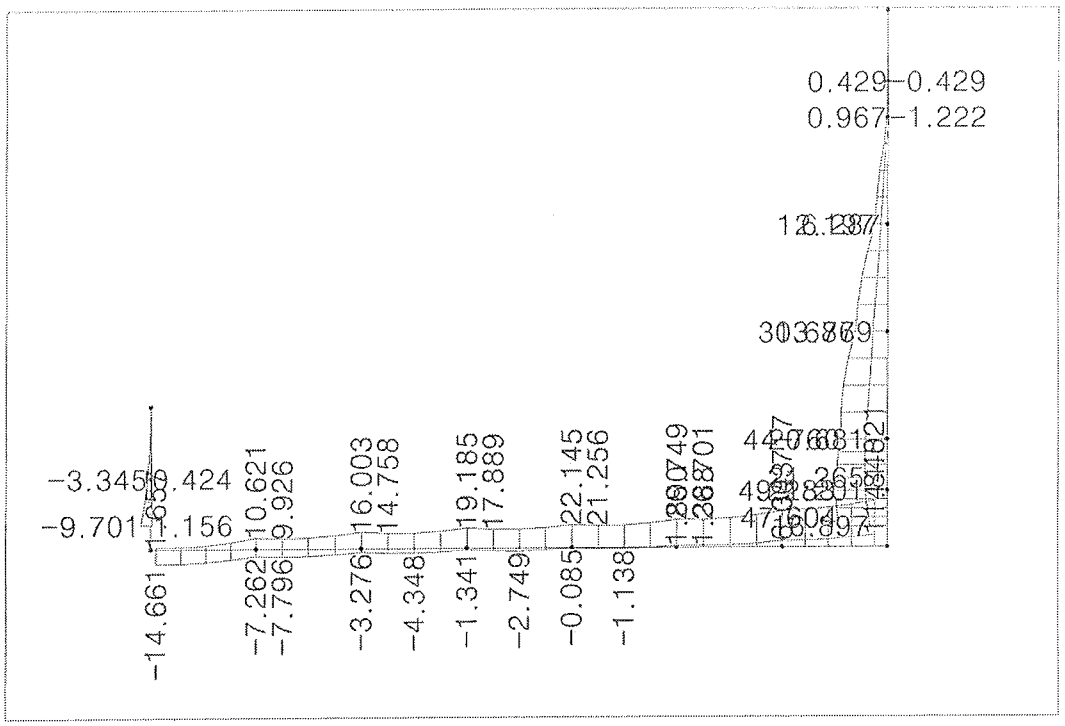


4) 단면력 정리

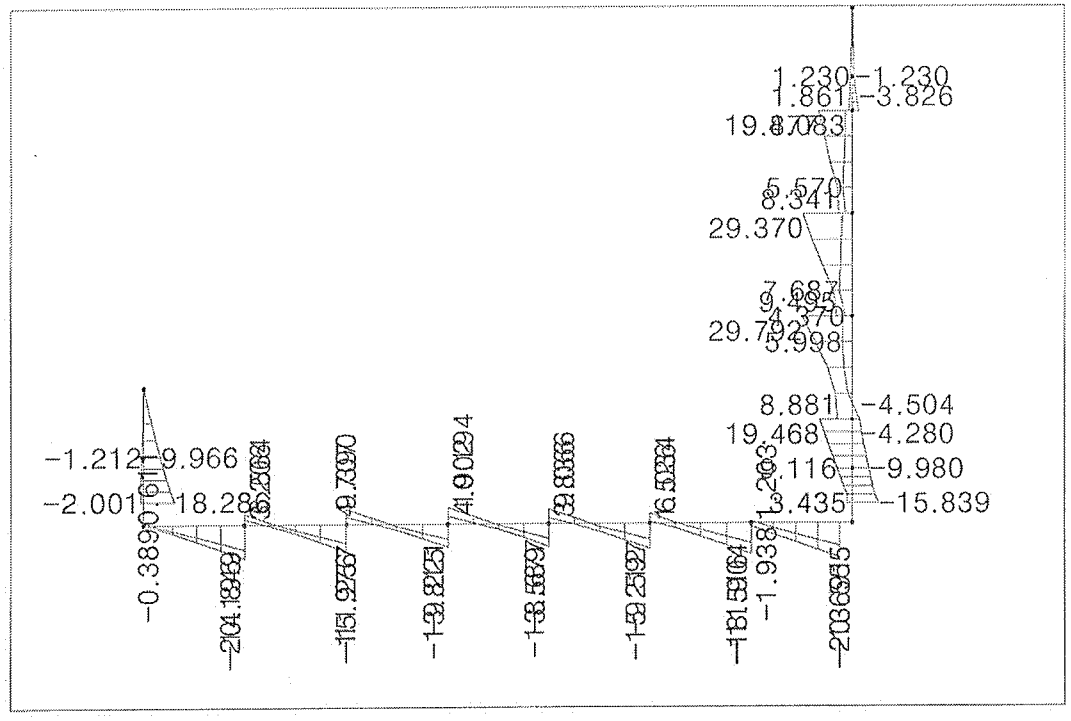
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	13.90	16.06	23.58	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	20.36	8.48	18.90	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	0.00	8.48	18.90	1000.00	700.00	
		우측	4	0.00	3.87	21.80	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	4.34	11.25	10.99	1000.00	450.00	
		하부	6	9.20	8.23	15.60	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	0.00	13.69	16.46	1000.00	564.05	
		중앙부 (내측)	8	39.34	13.69	16.46	1000.00	564.05	
		하부 (외측)	9	0.00	14.12	16.03	1000.00	600.00	
		하부 (내측)	10	44.37	14.12	16.03	1000.00	600.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

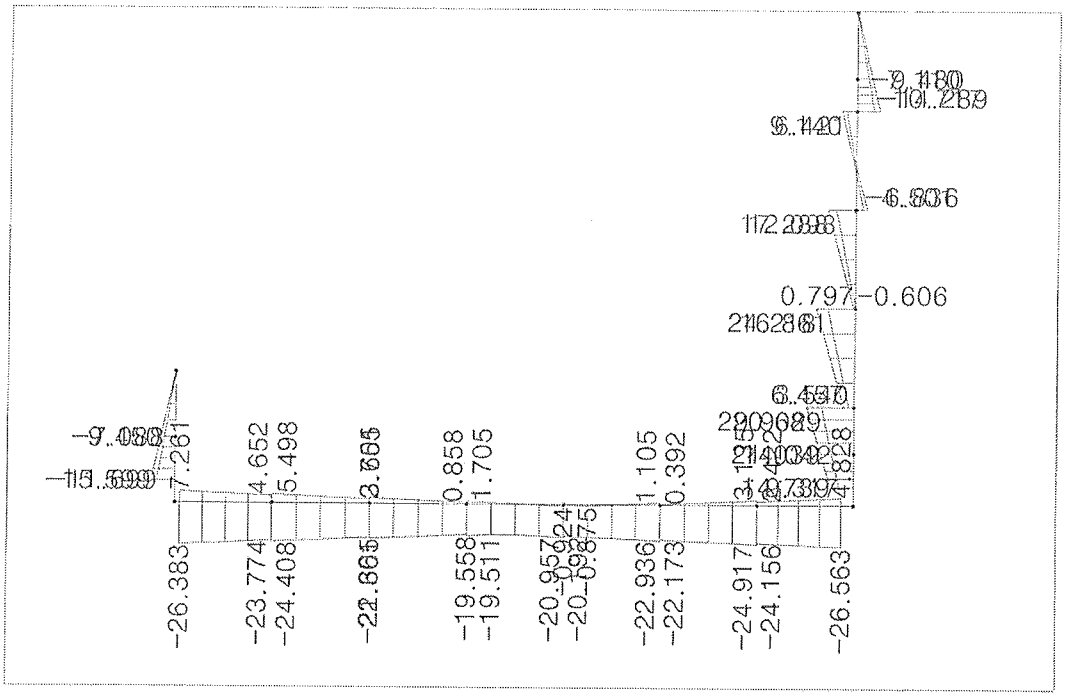
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	14.66	16.15	26.38	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	2	22.15	9.07	20.96	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	3	0.09	9.07	20.96	1000.00	700.00	
		우측	4	0.00	4.42	26.56	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	4.59	11.85	10.99	1000.00	450.00	
		하부	6	9.70	8.69	15.60	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	0.00	14.91	16.91	1000.00	564.05	
		중앙부 (내측)	8	42.22	14.91	16.91	1000.00	564.05	
		하부 (외측)	9	0.00	17.00	16.63	1000.00	600.00	
		하부 (내측)	10	47.80	17.00	16.63	1000.00	600.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-78.34	-	-14.66	-13.90	-78.34	
		중앙부 (상면)	2	57.06	-	22.15	20.36	57.06	
		중앙부 (하면)	3	-207.20	-	-0.09	-	-207.20	
		우측	4	-501.09	-	-	-	-501.09	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-33.98	-	-4.59	-4.34	-33.98	
		하부	6	-58.44	-	-9.70	-9.20	-58.44	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	-203.89	-	-	-	-203.89	
		중앙부 (내측)	8	-	-	42.22	39.34	42.22	
		하부 (외측)	9	-466.97	-	-	-	-466.97	
		하부 (내측)	10	-	-	47.80	44.37	47.80	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-22.92	-	-16.15	-16.06	-22.92	
		중앙부 (상면)	2	92.65	-	9.07	8.48	92.65	
		중앙부 (하면)	3	92.65	-	9.07	8.48	92.65	
		우측	4	119.52	-	-4.42	-3.87	119.52	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	61.11	-	11.85	11.25	61.11	
		하부	6	50.45	-	8.69	8.23	50.45	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	-134.48	-	14.91	13.69	-134.48	
		중앙부 (내측)	8	-134.48	-	14.91	13.69	-134.48	
		하부 (외측)	9	-186.27	-	17.00	14.12	-186.27	
		하부 (내측)	10	-186.27	-	17.00	14.12	-186.27	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-277.45	-	-26.38	-23.58	-277.45	
		중앙부 (상면)	2	-277.50	-	-20.96	-18.90	-277.50	
		중앙부 (하면)	3	-277.50	-	-20.96	-18.90	-277.50	
		우측	4	-277.62	-	-26.56	-21.80	-277.62	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-27.48	-	-10.99	-10.99	-27.56	
		하부	6	-32.09	-	-15.60	-15.60	-32.17	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	-98.03	-	16.91	16.46	-98.49	
		중앙부 (내측)	8	-98.03	-	16.91	16.46	-98.49	
		하부 (외측)	9	-140.43	-	16.63	16.03	-141.02	
		하부 (내측)	10	-140.43	-	16.63	16.03	-141.02	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-48.89	-	-	-	-48.89	
		중앙부 (상면)	2	57.13	-	-	-	57.13	
		중앙부 (하면)	3	-113.60	-	-	-	-113.60	
		우측	4	-313.25	-	-	-	-313.25	
좌측 벽체	1 층	중앙부	5	-21.17	-	-	-	-21.17	
		하부	6	-36.41	-	-	-	-36.41	
우측 벽체	1 층	중앙부 (외측)	7	-127.53	-	-	-	-127.53	
		중앙부 (내측)	8	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	9	-291.81	-	-	-	-291.81	
		하부 (내측)	10	-	-	-	-	-	

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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	78.34	308.77	386.18	H22 - 4.0EA	1548.40	3.94
		중앙부(상면)	2	1000	620	57.06	165.59	271.71	H16 - 4.0EA	794.40	2.90
		중앙부(하면)	2	1000	600	207.20	308.77	1031.13	H22 - 4.0EA	1548.40	1.49
		우측	3	1000	600	501.09	603.33	2550.80	H22 - 8.0EA	3096.80	1.20
		우측(배수구단면)	3	1000	486	407.92	465.82	3363.7	H22 - 8.0EA+ H16 - 4.0EA	3096.80	1.14
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	33.98	177.16	287.61	H22 - 4.0EA	1548.40	5.21
		하부	5	1000	350	58.44	177.16	497.25	H22 - 4.0EA	1548.40	3.03
우측벽체	1층	중앙부(외측)	6	1000	464	203.89	460.19	1325.22	H22 - 8.0EA	3096.80	2.26
		중앙부(내측)	6	1000	484	42.22	128.87	257.74	H16 - 4.0EA	794.40	3.05
		하부(외측)	7	1000	500	466.97	498.04	2892.70	H22 - 8.0EA	3096.80	1.07
		하부(내측)	7	1000	520	47.79	138.58	271.57	H16 - 4.0EA	794.40	2.90

(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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	22.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	92.6	481.26	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	389.7	119.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	250.7	123.7	348.53	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	61.1	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	5	227.3	50.4	404.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	301.4	134.5	360.21	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	324.8	186.3	388.11	2.00	-	H13	600	253.40	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	700.00	600.00	100.00	78.34	22.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

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 = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05369

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 386.181 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.010]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 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 = 0.00258

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 308.770 kN.m

≥ Mu (= 78.339 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.941]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 22.918 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	700.00	620.00	80.00	57.06	92.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 16.289) / 16.289 = 0.11119

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 271.710 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.924]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00128

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (620.00 - a/2) = 165.590 kN.m

≥ Mu (= 57.058 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.902]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 92.647 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 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	700.00	600.00	100.00	207.20	92.65

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

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 = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 31.750) / 31.750 = 0.05369

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1031.126 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.502]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 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 = 0.00258

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (600.00 - a/2) = 308.770 kN.m

≥ Mu (= 207.199 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.490]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 92.647 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	700.00	600.00	100.00	501.09	119.52

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02535

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2550.805 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.214]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00516

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (600.00 - a/2) = 603.332 kN.m

≥ Mu (= 501.085 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.204]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 119.516 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

* 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)
1000.0	486.0	386.0	100.0	407.9	123.7

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3891.200 x 400.00 = 1556480.000

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 = 67.820 mm, c = 67.820 / β1 = 67.820 / 0.85 = 79.789 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (386.00 - 79.789) / 79.789 = 0.01151

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3363.659 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3891.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.157]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

2단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01008

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 67.820 mm

ΦMn = 0.85 x 3891.200 x 400 x (386.00 - a/2) = 465.818 kN.m

≥ Mu (= 407.923 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.142]

* 전단에 대한 검토 (d = 386.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 386.00 = 250.714 kN

≥ Vu (= 123.695 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 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	450.00	350.00	100.00	33.98	61.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

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 = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 31.750) / 31.750 = 0.03007

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 287.614 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.384]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 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 = 0.00442

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 177.156 kN.m

≥ Mu (= 33.981 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.213]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 61.109 kN) , 전단보강 불필요.

■ TITLE : 좌측벽체 하부

* 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	450.00	350.00	100.00	58.44	50.45

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

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 = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 26.987 / 0.85 = 31.750 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (350.00 - 31.750) / 31.750 = 0.03007

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 497.253 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.114]

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 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 = 0.00442

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 mm

ΦMn = 0.85 x 1548.400 x 400 x (350.00 - a/2) = 177.156 kN.m

≥ Mu (= 58.440 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.031]

* 전단에 대한 검토 (d = 350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 350.00 = 227.332 kN

≥ Vu (= 50.448 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

* 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	564.05	464.05	100.00	203.89	134.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (464.05 - 63.500) / 63.500 = 0.01892

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1325.225 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.337]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00667

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (464.05 - a/2) = 460.190 kN.m

≥ Mu (= 203.887 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.257]

* 전단에 대한 검토 (d = 464.05 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 464.05 = 301.410 kN

≥ Vu (= 134.478 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

* 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	564.05	484.05	80.00	42.22	134.48

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (484.05 - 16.289) / 16.289 = 0.08615

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 257.735 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.082]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00164

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (484.05 - a/2) = 128.870 kN.m

≥ Mu (= 42.221 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.052]

* 전단에 대한 검토 (d = 484.05 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 484.05 = 314.400 kN

≥ Vu (= 134.478 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

* 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	600.00	500.00	100.00	466.97	186.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (500.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02062

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2892.697 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.071]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00619

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (500.00 - a/2) = 498.041 kN.m

≥ Mu (= 466.965 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.067]

* 전단에 대한 검토 (d = 500.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 500.00 = 324.760 kN

≥ Vu (= 186.274 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

* 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	600.00	520.00	80.00	47.80	186.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 794.400 x 400.00 = 317760.000

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 = 13.846 mm, c = 13.846 / β1 = 13.846 / 0.85 = 16.289 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (520.00 - 16.289) / 16.289 = 0.09277

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 271.569 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.925]

1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 = 0.00153

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 13.846 mm

ΦMn = 0.85 x 794.400 x 400 x (520.00 - a/2) = 138.580 kN.m

≥ Mu (= 47.795 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.899]

* 전단에 대한 검토 (d = 520.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 520.00 = 337.750 kN

≥ Vu (= 186.274 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 486 × 0.0020 = 972.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 972.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 486 × 1000 = 729.00 ㎟ (≤1800)
∴ 729.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 5.8EA = 1145.922 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1145.9 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 5.8EA = 1145.922 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 450 x 1000 = 675.0 ㎟ (≤1800)
∴ 675.0 ㎟ ≤ 1145.9 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 562 × 0.0020 = 1123.14 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1123.145 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 562 x 1000 = 842.4 ㎟ (≤1800)
∴ 842.4 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 562 × 0.0020 = 1123.14 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1123.145 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 562 x 1000 = 842.4 ㎟ (≤1800)
∴ 842.4 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

10) 우측벽체 : 하부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 595 × 0.0020 = 1190.61 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1190.611 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 595 x 1000 = 893.0 ㎟ (≤1800)
∴ 893.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 하부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 595 × 0.0020 = 1190.61 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 1190.611 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

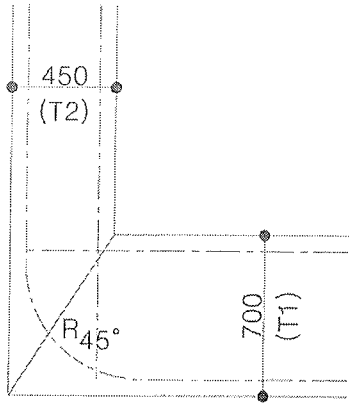
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 595 x 1000 = 893.0 ㎟ (≤1800)

∴ 893.0 ㎟ ≤ 1324.7 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 48.891 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 48.891 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 832.166$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 48.89 \times 10^6}{832.166^2 \times 1000} = 0.353 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 /3 = 0.958

fs = Mo / (As x d x j) = 112541.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)

= 0.238 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 0.238 x 794.400 = 189.427 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 112541.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 0.404 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 0.404 x 794.400 = 321.187 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x AsT : 대각선 방향의 인장력

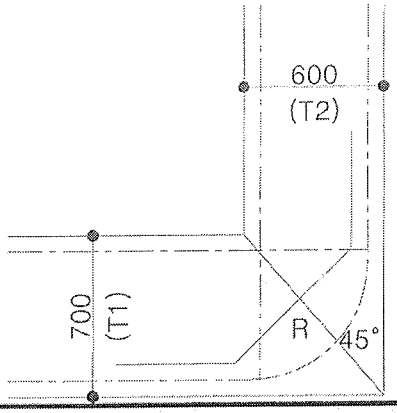
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(189.427^2 + 321.187^2)}$ / 180.0

As = 2.072 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 313.248 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 313.248 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 921.954$ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 313.25 \times 10^6}{921.954^2 \times 1000} = 1.843 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 313.25 \times 10^6}{921.954 \times 180} = 3775.170 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3775.170 mm² - 1548.400 mm²
= 2226.770 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 2226.770 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.125 / 3 = 0.958$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 3778546.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958)$

$= 8.006$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 8.006 \times 794.400 = 6359.988$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 / 3 = 0.955$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 3778546.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955)$

$= 9.581$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 9.581 \times 794.400 = 7611.334$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times AsT$: 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(6359.988^2 + 7611.334^2)} / 180.0$

$As = 55.104$ ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ 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
하부슬래브	1경간	좌측	1	600	H22 - 4.0EA	250	1128.156	O.K	4.51
		중앙부 (상면)	2	620	H16 - 4.0EA	250	470.543	O.K	1.88
		중앙부 (하면)	2	600	H22 - 4.0EA	250	384.447	O.K	1.54
		우측	3	600	H22 - 8.0EA	125	208.012	O.K	1.66
		우측(배수 구단면)	3	486	H22 - 8.0EA	125	193.700	O.K	1.55
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H22 - 4.0EA	250	1494.456	O.K	5.98
		하부	5	350	H22 - 4.0EA	250	863.778	O.K	3.46
우측벽체	1층	중앙부	6	464	H22 - 8.0EA	125	587.229	O.K	4.70
		중앙부	6	484	H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	7	500	H22 - 8.0EA	125	159.943	O.K	1.28
		하부	7	520	H16 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 48.891 \times 1000000 / [1548.400 \times (600.000 - 103.721/3)]$

$= 55.843$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x1548.400)]}$

$= 103.721$ mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)

1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 55.84) - 2.5 x 89.00 = 1187.70 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.84) = 1128.16 mm

Sa는 작은 값인 1128.16 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1128.16 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.132 x 1000000 / [794.400 x (620.000 - 77.664/3)]
= 121.053 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x794.400)]
= 77.664 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 121.05) - 2.5 x 72.00 = 470.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.05) = 520.43 mm
Sa는 작은 값인 470.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 470.54 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 중앙부_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 113.595 x 1000000 / [1548.400 x (600.000 - 103.721/3)]
= 129.748 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x1548.400)]
= 103.721 mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 129.75) - 2.5 x 89.00 = 384.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 129.75) = 485.56 mm
Sa는 작은 값인 384.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 384.45 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 313.248 x 1000000 / [3096.800 x (600.000 - 141.059/3)]
= 182.922 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x3096.800)]
= 141.059 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 182.92) - 2.5 x 89.00 = 208.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.92) = 344.41 mm
Sa는 작은 값인 208.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 208.01 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.681 x 1000000 / [3891.200 x (386.000 - 120.308/3)]
= 189.219 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3891.200/1000.0 + 7x3891.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x386.0/(7x3891.200)]
= 120.308 mm

사용철근량 = 3891.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)
2단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 189.22) - 2.5 x 89.00 = 193.68 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 189.22) = 332.95 mm
Sa는 작은 값인 193.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.68 mm) ∴ O.K

6) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 21.172 x 1000000 / [1548.400 x (350.000 - 76.937/3)]
= 42.156 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1548.400)]
= 76.937 mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 42.16) - 2.5 x 89.00 = 1645.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 42.16) = 1494.46 mm
Sa는 작은 값인 1494.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1494.46 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 36.409 x 1000000 / [1548.400 x (350.000 - 76.937/3)]
= 72.495 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x1548.400)]
= 76.937 mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 72.50) - 2.5 x 89.00 = 863.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 72.50) = 869.02 mm
Sa는 작은 값인 863.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 863.78 mm) ∴ O.K

8) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 127.533 x 1000000 / [3096.800 x (464.051 - 121.811/3)]
= 97.255 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x464.1/(7x3096.800)]
= 121.811 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 97.25) - 2.5 x 89.00 = 587.23 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 97.25) = 647.78 mm
Sa는 작은 값인 587.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 587.23 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 291.811 x 1000000 / [3096.800 x (500.000 - 127.143/3)]
= 205.913 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x3096.800)]
= 127.143 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 205.91) - 2.5 x 89.00 = 159.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 205.91) = 305.95 mm
Sa는 작은 값인 159.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 159.94 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

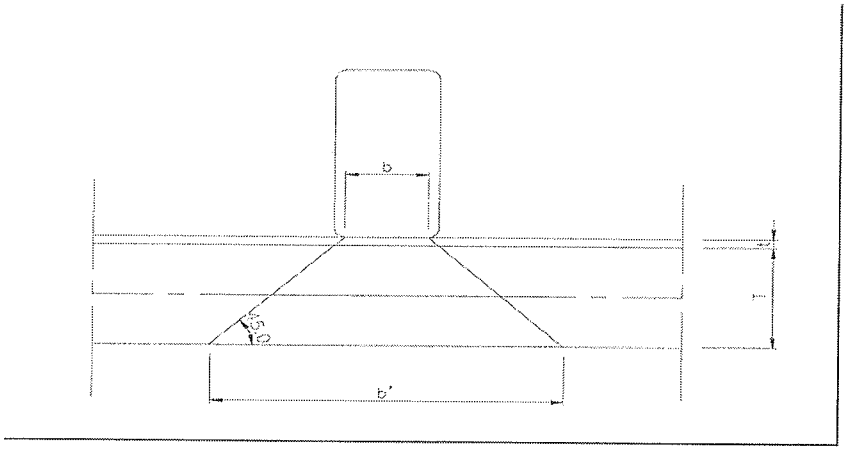
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 208.905 / 7.650 = 27.308 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

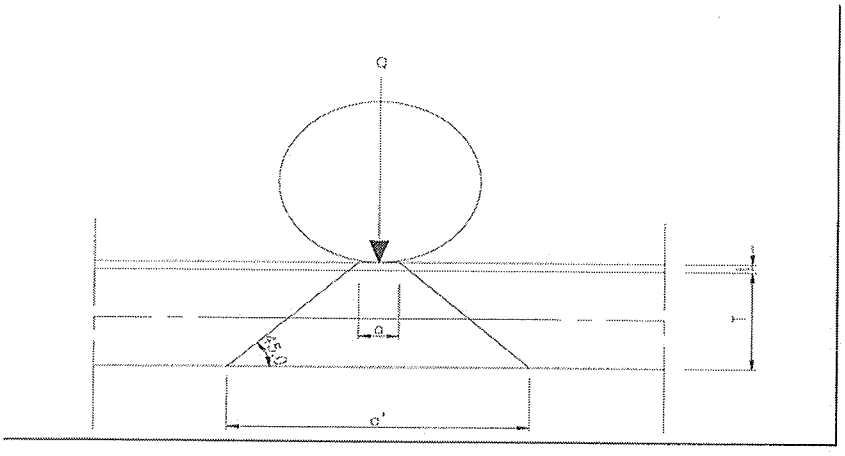


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.68C 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 27.31 + 0.92 + 28.86

= 57.088 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 164.58 kN/m² ≥ Qmax = 57.09 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. 0.0 m (샛강 홍수위 14.600m로 인한 GL.0.0적용)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.650	×	0.700	×	25.000			=	133.875	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	1.043	×	25.000			=	11.734	kN/m
		0.000	×	0.343	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	4.894	×	25.000			=	55.058	kN/m
		0.150	×	4.194	×	25.000	/	2	=	7.864	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	0.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	3.851	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	0.343	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	0.343	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	228.466	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 0.000^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times 19.000 \times 3.851^2 / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 0.000 \times 0.343 \times 19.000 + 0.343^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) + 1.000 \times (2 \times 3.851 \times 0.343 \times 19.000 + 0.343^2 \times 10.000) / 2 \times \tan(0 \times 2/3) = 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 228.466 + 0.000 = 228.466 kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w = 7.650 \times 1.043 \times 10.000 = 79.790$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U = 228.466 / 79.790$

$= 2.863 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.0 m (보링주상도 NNBB-9 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	7.650	×	0.700	×	25.000			=	133.875	kN/m
- 벽체(좌)	:	0.450	×	1.043	×	25.000			=	11.734	kN/m
		0.000	×	0.343	×	25.000	/	2	=	0.000	kN/m
- 벽체(우)	:	0.450	×	4.894	×	25.000			=	55.058	kN/m
		0.150	×	4.194	×	25.000	/	2	=	7.864	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2.000	×	25.000			=	10.000	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.080	×	23.000			=	9.936	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	6.000	×	19.000			=	0.000	kN/m
		0.000	×	9.851	×	19.000			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-5.657	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-5.657	×	10.000	×	2	=	0.000	kN/m
								∴ Σ	=	228.466	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D_{11}^2 / 2 \times \tan\delta + Ku \times \gamma t \times D_{12}^2 / 2 \times \tan\delta$

= 1.000 × 19.000 × 6.000 ² / 2 × tan(0 × 2/3) +

1.000 × 19.000 × 9.851 ² / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D_{11} \times D_{21} \times \gamma t + D_{21}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta + Ku \times (2 \times D_{12} \times D_{22} \times \gamma t + D_{22}^2 \times \gamma sub)/2 \times \tan\delta$

= 1.000 ×(2 × 6.000 × -5.657 × 19.000 + -5.657 ² × 10.000) / 2

× tan(0 × 2/3) + 1.000 ×(2 × 9.851 × -5.657 × 19.000

+ -5.657 ² × 10.000) / 2 × tan(0 × 2/3) = 0.000 kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 228.466 + 0.000 = 228.466 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

$$H = \frac{133.875}{7.650 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

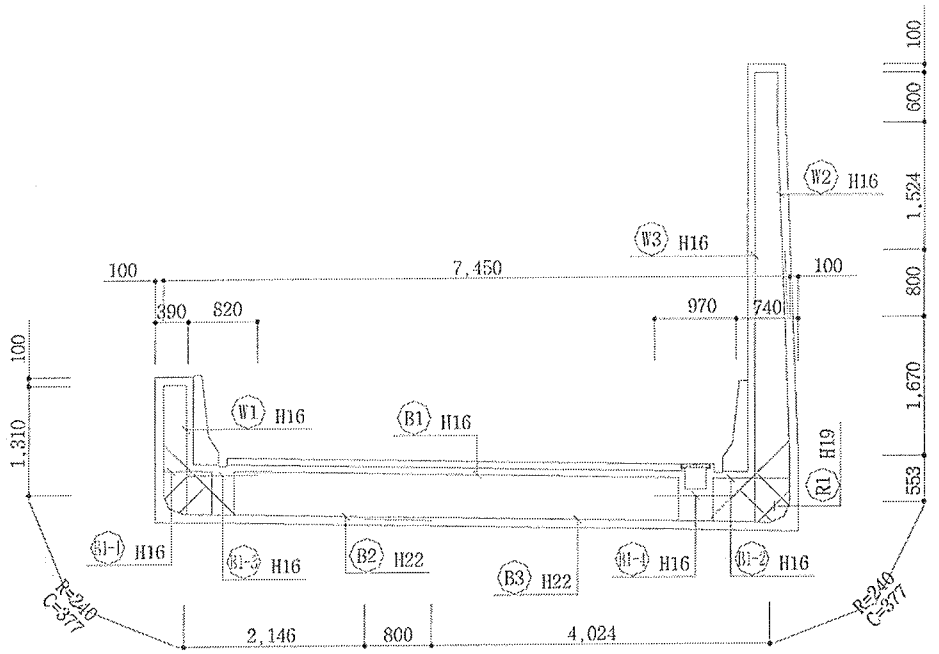
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{155.609}{7.650 \times 10.000 \times 1.100} = 1.849 \text{ m}$$

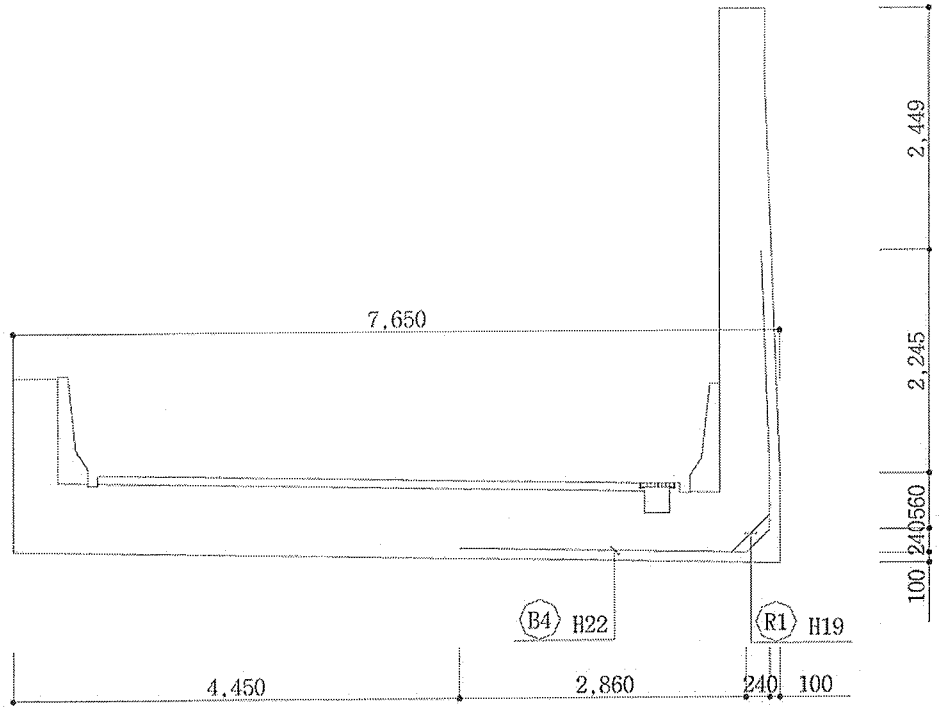
∴ 구조물 저면으로 부터 1.849 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



21. 안 정 검 토

1) 하중집계 및 조합

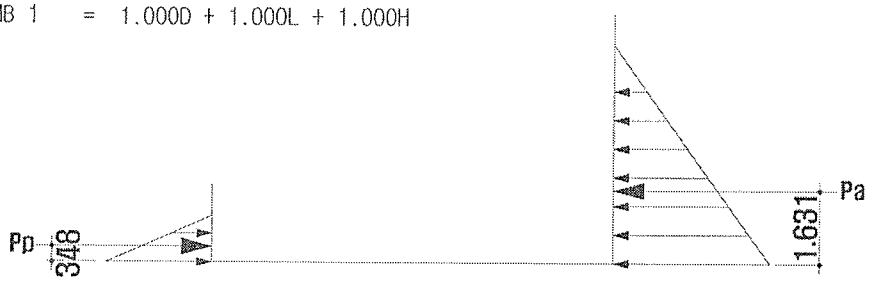
구 분	수직력	수평력	작용거리	
			X(m)	Y(m)
1. 구체(평상시)	217.325	-	7.650	-
2. 상재활하중	10.000	-	7.650	-
3. 상재활하중	-	5.000	-	1.043
4. 상재활하중	-	5.000	-	4.894
5. 주동토압(평상시)	-	75.770	-	1.631
6. 수동토압(평상시)	-	31.004	-	0.348

② 하중조합

구 분	구 분	V(kN)	H(kN)
COMB 1	고정하중+활하중+토압(1+2+3+4+5)	227.325	116.774

D-고정하중, L-활하중, H-토압

COMB 1 = 1.000D + 1.000L + 1.000H



1) 주동토압

$Pa = 1/2 \times Ka \times \gamma \times H^2$

$= 1/2 \times 0.333 \times 19.000 \times 4.894^2$

$= 75.770$ kN

$Ph = 75.770 \times \cos(0.000+0.000)$

$= 75.770$ kN

$Pv = 75.770 \times \sin(0.000+0.000)$

$= 0.000$ kN

작용위치 : x = 7.650 m, y = H/3 = 4.894 / 3 = 1.631 m

2) 저항하중

- 수동토압

$Pp = 1/2 \times Kp \times \gamma \times H^2$

$= 1/2 \times 3.000 \times 19.000 \times 1.043^2$

$= 31.004$ kN

$Ph = 31.004 \times \cos(0.000+0.000)$

$= 31.004$ kN

$Pv = 31.004 \times \sin(0.000+0.000)$

$= 0.000$ kN

작용위치 : x = 7.650 m, y = H/3 = 1.043 / 3 = 0.348 m

$Hu = cB \cdot A' + V \cdot \tan\phi B$

$= 0 \cdot 7.65 + 227.325 \cdot 0.600$

$= 136.395$

저항하중 R = 31.004 + 136.395 = 167.399

3) 활동에 대한 안정

구 분	저항하중(kN)	주동토압(kN)	S.F	허용안전율	비 고
COMB 1	167.399	75.770	2.209	1.500	O.K

註) $\Phi b = [15 + \sqrt{15N}] \times 2/3 = 20.000$. $N = 15$ [[도로설계편람 509-22]]

$\tan\Phi b = \tan(20.000) = 0.364$. $Cb = 0.0\ kN/m^2$

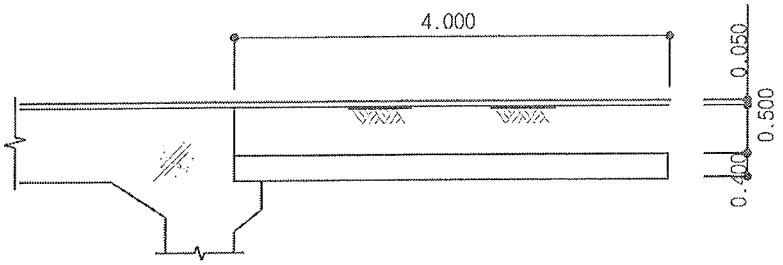
$\tan\Phi = \tan(30.000) = 0.577$

$S.F = Hk / H \geq 1.50$ (평상시), ≥ 1.20 (지진시)

접속슬래브

접속 슬래브 설계

(1) 단면가정 및 설계조건



γa = 23.000 kN/㎥ (아스콘 표층의 단위중량)
γs = 19.000 kN/㎥ (포장층의 단위중량)
γc = 25.000 kN/㎥ (철근 콘크리트의 단위중량)

1) 접속슬래브 설계 지간
: 접속판 길이(교축방향)의 70%를 지간으로 한 단순보로 계산하여도 좋다.

Lp = 0.7 × 4.000 = 2.800 m

2) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중
W1 = 0.050 × 23.00 = 1.150 kN : 접속판 위 포장
W2 = 0.500 × 19.00 = 9.500 kN : 접속판 위 포장층
W3 = 0.400 × 25.00 = 10.000 kN : 접속판 자중

② 고정하중에 의한 단면력
Vd = (1.150 + 9.500 + 10.000) × 2.800 / 2 = 28.910 kN
Md = (1.150 + 9.500 + 10.000) × 2.800 ² / 8 = 20.237 kN·m

3) 활하중에 의한 단면력 (DB - 24 하중을 재하한다)

③ 활하중에 의한 단면력
i = 15 / (40 + L) ≤ 0.3 i = 0.300

P = 2 × 96.000 × (1 + i) / { 3 × (0.2 + 2D) }
= 2 × 96.000 × (1 + 0.300) / { 3 × (0.2 + 2 × 0.550) }
= 64.000 kN
Vl = P / 2 = 32.000 kN
Ml = P * L / 4 /E = 44.800 kN·m

4) 하중 조합

구 분	사용하중			계수하중		
	계수	Vo (kN)	Mo (kN·m)	계수	Vu (kN)	Mu (kN·m)
고정하중	1.0	28.910	20.237	1.30	37.583	26.308
활하중	1.0	32.000	44.800	2.15	68.800	96.320
계		60.910	65.037		106.383	122.628

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	=	24	MPa	부재폭	b_w =	1000 mm
인장철근항복강도	f_y	=	300	MPa	부재의 총두께	h =	400 mm
전단철근항복강도	f_{ys}	=	300	MPa	유효높이	d =	300 mm
계수 모멘트	M_u	=	122.628	kN · m	휨강도 감소계수	ϕ_f =	0.85
계수 전단력	V_u	=	106.383	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s =	0.75
콘크리트 피복	d'	=	100	mm	유효깊이계수	β_1 =	0.85

T = As · fy = 2292.000 × 300 = 687600
C = 0.85 · fck · a · = 0.85 × 24 × a × 1000 = 20400 × a
T = C 이므로, a = 33.706 mm , c = a / β = 33.706 ÷ 0.85 = 39.654 mm

εy = fy / Es = 300 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (300 - 39.654) / 39.654 = 0.0197

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

a = $_s$ · f_y / (0.85 · f_{ck} · b … ①
M_u = ϕ · A_s · f_y (d - a / 2)… ② ①을 ②에 대입하면
f_y^2 / (1.7 · f_{ck} · b) A_s^2 - d · f_y · A_s + → · A_s^2 + B · A_s + C = … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = f_y^2 / (1.7 · f_{ck} = 2.2058824
B = - d · fy = -90000
C = M_u / ϕ = 144268353 $A_{s,req}$ = 1671.456 ㎟

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b) = 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 = 0.0385333
최대철근비 (ρ_{max}) = 0.714 · ρ_b = 0.0275128
최소철근비 (ρ_{min}) = MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 = 0.0046667
최소 철근 A_{smin1} = (1.4/fy) b · d = 1400 ㎟
온도 철근 A_{smin2} = 0.002 · b · d = 600 ㎟
∴ 최소철근 A_{smin} = = 1671.46 ㎟
4/3 · A_s = 2228.61 ㎟

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = D 19 @ 125 = 2292 ㎟ ∴ 총 사용 철근량 = 2292 ㎟
2단 = D 0 @ 125 = 0 ㎟

사용철근비 (ρ) = A_s / b · d = 0.00764

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = · f_y / (0.85 · f_{ck} · = 33.706 mm
ϕ · M_n = · A_s · f_y (d - a / 2 = 1.655E+08 N · mm = 165.49 kN · m
ϕ · M_n = 165.49 kN · m > M_u = 122.63 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √ fck · b · = 195.96 kN

ΦVc = 195.96 kN > V_u = 106.38 kN ∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck} =	24	MPa	부재폭	b_w =	1000	mm
철근탄성계수	Es =	200000	MPa	부재의 총두께	h =	400	mm
콘크리트탄성계수	Ec =	26986	MPa	유효높이	d =	300	mm
탄성계수비	n =	7.41	kN · m	사용철근량	As =	2292	mm^2
콘크리트 피복	d' =	100	mm	사용하중모멘트	M_o =	65.04	kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 65.04 kN · m = 6.504E+07 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.00764$

$k = \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho) } = 0.2846$, $j = 1 - k / 3 = 0.9051$

$\therefore f_s = / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2 = 104.50$ MPa $< 0.6 f_y = 180$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 90.5

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 527.34

s = 300 · (210 / fs) = 602.87 ⌋ MIN → 527.34

∴ s = 527.34 mm > 125 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

A = 2 · d' · b / N = 25000 mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 214.61229$ mm

R = y_2 / y_1 = 1.466 , $y_2 = 1 - k \cdot d = 314.61229$ mm

$w = .08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10 = 0.22455$ mm

$w_a = 0.006$ $t_c = 0.006 \times 90.5 = 0.54$ mm

$w_a = 0.40$ mm ⌋ MAX → 0.54

∴ w = 0.22 mm < w_a = 0.54 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 압축측 주철근

사용철근량 : D 19 @ 250 = 1146 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 1146 mm^2 ≥ 인장주철근/3 (= 764 mm^2) ☞ O.K

- 인장철근측의 배력철근

사용철근량 : D 13 @ 150 = 844.67 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 573 mm^2) ☞ O.K

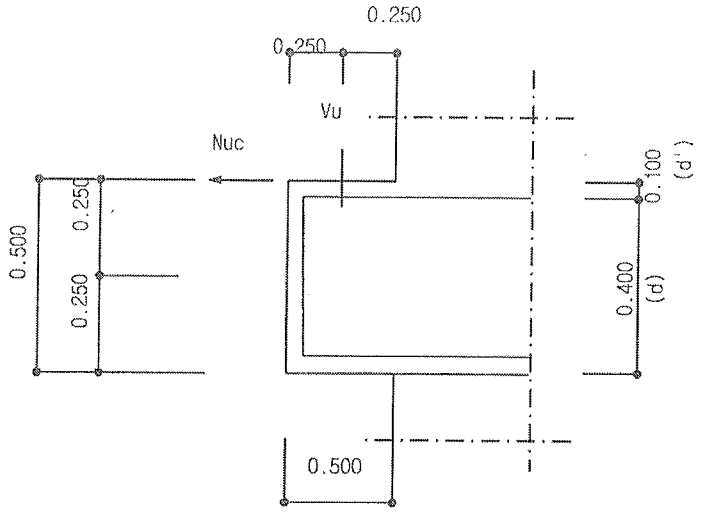
- 압축철근측의 배력철근

사용철근량 : D 13 @ 150 = 844.67 mm^2

D 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 844.67 mm^2 ≥ 인장측 배력철근/2 (= 422 mm^2) ☞ O.K

14.2 BRACKET 설계



* 접속슬래브와 BRACKET의 연결은
Dowel-BAR에 의한 'HINGE' 연결로
접속 슬래브의 반력을 외력으로 설계.

(1) 전제 조건

① av / d ≤ 1.0
: 0.250 / 0.400 = 0.625 ≤ 1.0 ∴ Bracket으로 설계

② 지압면의 외단에서 깊이는 0.5d 이상
: 0.250 mm ≥ 0.5 × 0.400 = 0.200 ☞ O.K

③ 모든 강도 감소계수 → Φ = 0.80

④ Vu = Φ Vn

(2) 작용하중 산정 (접속슬래브 계산 참조)

· 자중 : Vsw = 0.500 × 0.500 × 25.000 = 6.250 kN
· 고정하중 : Vsd = 6.250 + 28.910 = 35.160 kN
· 활하중 (DB-24) : Vl = 32.000 kN
· 계수전단력 : Vu = 1.3 D + 2.15 L = 114.508 kN

(3) 전단 강도에 의한 철근량 계산

① 단면제원 및 설계조건

설계기준강도	f_{ck} = 24 MPa		부재폭	b_w = 1000 mm	
철근항복강도	f_y = 300 MPa		부재의 총두께	h = 500 mm	
콘크리트 피복	d' = 100 mm		유효높이	d = 400 mm	
외단 깊이	= 500 mm		계수 전단력	V_u = 114.508 kN	

② 설계 단면력 산정
Vu = 114.508 kN
Nuc = 0.2 × 114.508 = 22.902 kN
Mu = Vu · av + Nuc · (h - d) = 30.917 kN · m

③ 전단마찰철근 (Avf) 의 설계
전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우,
Vn , max ≤ Min(0.2 · fck · b · d, 5.6 · b · d)
≤ Min(1920.000 , 2240.000) = 1920.000 kN
Φ · Vn , max = 0.80 × 1920.000
= 1536.000 kN ≥ Vu (= 114.508 kN) ☞ O.K

Avf = Vu / (Φ · fy · μ) = 341 mm² (μ = 1.4 · λ , λ = 1.0 : 일체로 친 콘크리트)

④ 휨모멘트 철근 (Af) 의 설계

Mu = 30.917 kN·m

Mu / Φ = As · fy · (d - a … ① a = As · fy / (0.85 · fck … ②

fy^2 / (1.7 · fck · b) As^2 - d · fy · As + Mu / (→ · As^2 + B · As + C = … ③

③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.

여기서,

A = fy^2 / (1.7 · fc = 2.2058824

B = - d · fy = -120000

C = Mu / Φ = 38646450

Af = 323.9832564 ㎟ (계산에 의한 요구량)

⑤ 수평인장철근 (An) 의 설계

Nuc = 22.902 kN

An = Nuc / (Φ · fy) = 95 ㎟

⑥ 주인장철근 (As) 의 산정

주인장철근의 단면적은 (Af + An) 과 (2 · Avf / 3 + An) 중 큰 값을 취함.

As,req = Max (419 , 323) = 419 ㎟

As,min = 0.04 · (fck / fy) · t= 1,280 ㎟ → MAX (1,280 ㎟)

사용 철근량 $A_{s,use}$ = D 16 @ 125 = 1588.8 ㎟

∴ 총 사용 철근량 = 1588.8 ㎟ ≥ 1,280 ㎟ O.K

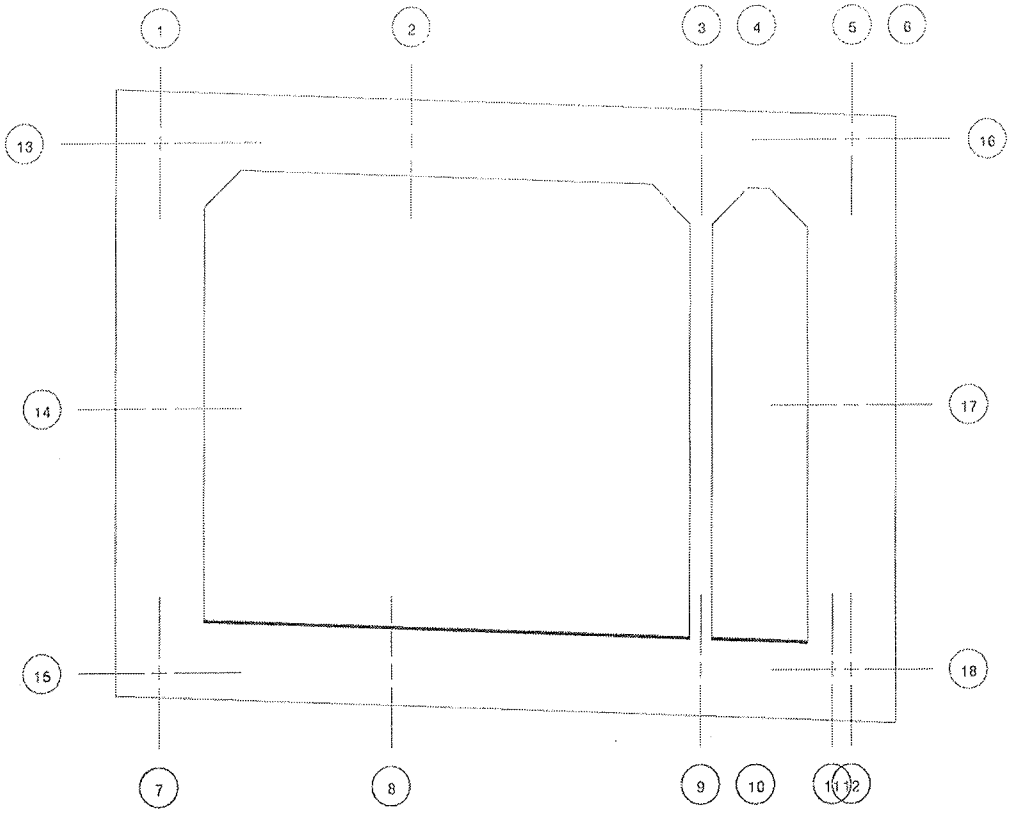
5.2 BOX

B1

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1030	1382.10	1869.76	4085.91	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5602.00	1.35
		좌측 (하면)	1	1000	920	743.07	1375.16	2431.55	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.85
		중앙부 (상면)	2	1000	900	118.74	608.03	389.52	H25 - 4.0EA	2026.80	5.12
		중앙부 (하면)	2	1000	920	1222.23	1375.16	4063.82	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.13
		우측 (상면)	3	1000	1036	1298.74	1727.73	3807.38	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5123.60	1.33
		우측 (하면)	3	1000	920	556.76	1375.16	1810.98	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.47
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	1036	1349.36	1727.73	3961.07	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5123.60	1.28
		좌측 (하면)	4	1000	920	515.45	1375.16	1674.43	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.67
		중앙부 (상면)	5	1000	1036	1258.14	1727.73	3684.43	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5123.60	1.37
		중앙부 (하면)	5	1000	920	727.68	1375.16	2380.00	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.89
		우측 (상면)	6	1000	1036	1258.14	1727.73	3684.43	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5123.60	1.37
		우측 (하면)	6	1000	920	727.68	1375.16	2380.00	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.89
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	920	1146.75	1699.63	3803.07	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.48
		좌측 (하면)	7	1000	867	1930.02	2095.45	7049.55	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.09
		중앙부 (상면)	8	1000	920	1479.07	1699.63	4961.66	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.15
		중앙부 (하면)	8	1000	900	262.61	766.73	865.45	H29 - 4.0EA	2569.60	2.92
		우측 (상면)	9	1000	920	547.10	1699.63	1779.03	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.11
		우측 (하면)	9	1000	867	1620.47	2095.45	5842.57	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.29

하부슬래브	2경간	좌측(상면)	10	1000	920	458.05	1699.63	1485.24	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.71
		좌측(하면)	10	1000	867	1542.38	2095.45	5543.31	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.36
		중앙부(상면)	11	1000	920	1136.07	1699.63	3766.31	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.50
		중앙부(하면)	11	1000	867	1660.45	2095.45	5996.60	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.26
		우측(상면)	12	1000	920	1214.19	1699.63	4036.00	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.40
		우측(하면)	12	1000	867	1691.56	2095.45	6116.81	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.24
좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	1230	2001.57	3670.22	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7894.00	1.83
		상부(내측)	13	1000	1120	966.24	2444.94	-	H19 - 8.0EA	7894.00	2.53
		중앙부(외측)	14	1000	1060	1074.57	4129.23	-	H22 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7415.60	3.84
		중앙부(내측)	14	1000	1120	430.90	3896.79	-	H19 - 8.0EA	7415.60	9.04
		하부(외측)	15	1000	1067	2085.84	4026.20	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10000.80	1.93
		하부(내측)	15	1000	1120	1158.10	2290.22	-	H19 - 8.0EA	10000.80	1.98
우측벽체	1층	상부(외측)	16	1000	1236	1556.92	2520.69	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9177.20	1.62
		상부(내측)	16	1000	1120	962.03	1957.73	-	H25 - 8.0EA	9177.20	2.04
		중앙부(외측)	17	1000	1070	311.62	4559.12	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9177.20	14.63
		중앙부(내측)	17	1000	1120	633.08	2682.27	-	H25 - 8.0EA	9177.20	4.24
		하부(외측)	18	1000	1067	1570.85	3363.56	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	11762.40	2.14
		하부(내측)	18	1000	1120	1287.59	1991.50	-	H25 - 8.0EA	11762.40	1.55

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	4	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
		우측	6	1800.0	3310.7	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	1800.0	3310.7	O.K	1500.0	3310.7	O.K
		중앙부	8	1800.0	2647.3	O.K	1500.0	2647.3	O.K
		우측	9	1800.0	3310.7	O.K	1500.0	3310.7	O.K
	2 경간	좌측	10	1800.0	3310.7	O.K	1500.0	3310.7	O.K
		중앙부	11	1800.0	3310.7	O.K	1500.0	3310.7	O.K
		우측	12	1800.0	3310.7	O.K	1500.0	3310.7	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	14	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		하부	15	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
우측 벽체	1 층	상부	16	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	17	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		하부	18	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	㎟		㎜	㎟	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	561.1	939.0	998.85	2.00	218.75	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	584.6	384.1	812.63	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	564.9	948.6	1005.74	2.00	220.55	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	4	564.9	403.5	785.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	564.9	491.2	785.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	564.9	370.3	785.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	597.6	902.2	1328.41	2.00	165.57	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	597.6	635.6	962.98	2.00	41.34	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	597.6	1148.4	1328.41	2.00	299.37	H16	150	397.20	O.K
	2 경간	좌측	10	597.6	602.4	962.98	2.00	5.22	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	597.6	591.5	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	597.6	549.3	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	746.1	727.8	1285.20	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	14	749.1	489.2	1286.50	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	15	757.5	862.4	1298.05	2.00	49.19	H13	150	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	상부	16	713.6	707.1	1255.79	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	17	719.2	490.6	1261.36	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	18	720.2	854.4	1260.82	2.00	62.88	H13	150	253.40	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	1030	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	242.929	O.K	1.943
		중앙부 (하면)	2	920	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	176.687	O.K	1.413
		우측 (상면)	3	1036	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	209.286	O.K	1.674
	2경간	좌측 (상면)	4	1036	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	192.036	O.K	1.536
		중앙부 (상면)	5	1036	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	260.458	O.K	2.084
		우측 (상면)	6	1036	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	260.458	O.K	2.084
하부슬래브	1경간	좌측 (하면)	7	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	148.727	O.K	1.190
		중앙부 (상면)	8	920	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	203.715	O.K	1.630
		우측 (하면)	9	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	206.361	O.K	1.651
	2경간	좌측 (하면)	10	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	226.028	O.K	1.808
		중앙부 (하면)	11	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	217.029	O.K	1.736
		우측 (하면)	12	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	210.134	O.K	1.681

좌측벽체	1층	상부	13	1230	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	150.998	O.K	1.208
		중앙부	14	1060	H22 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	278.833	O.K	2.231
		하부	15	1067	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	193.774	O.K	1.550
우측벽체	1층	상부	16	1236	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	380.798	O.K	3.046
		중앙부	17	1120	H25 - 8.0EA	125	838.277	O.K	6.706
		하부	18	1067	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	357.007	O.K	2.856

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(6.6M × 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) = 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) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 7.534 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

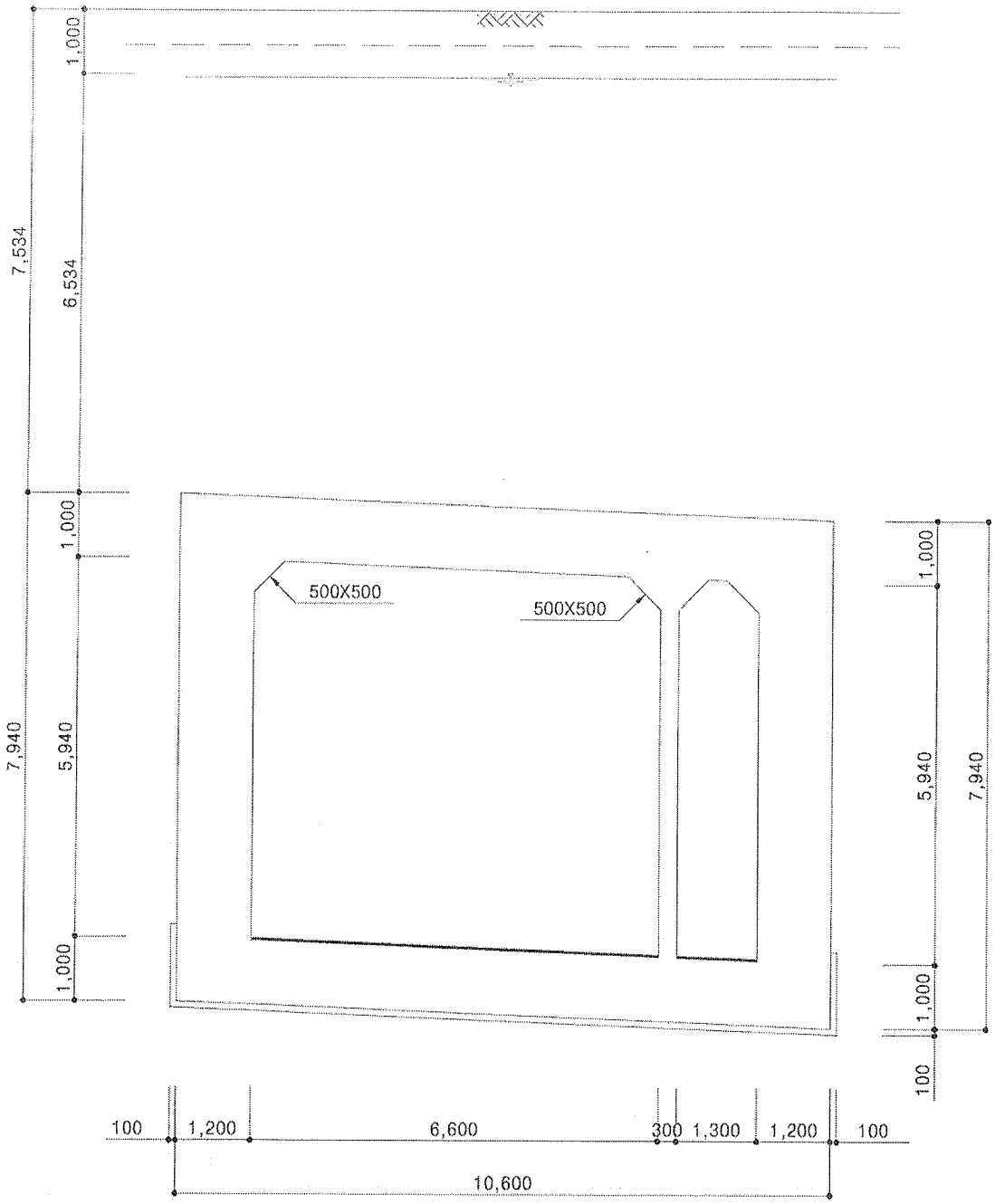
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
6,534
7,534
1,000
5,940
7,940
1,000
500X500
500X500
1,000
5,940
7,940
1,000
100
100
1,200
6,600
300
1,300
1,200
100
10,600

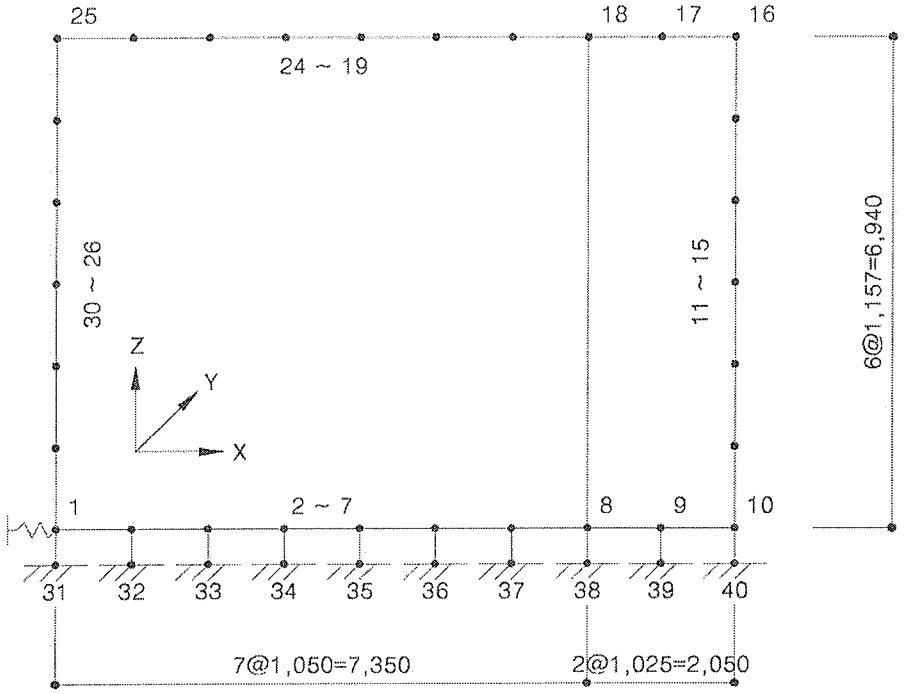
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

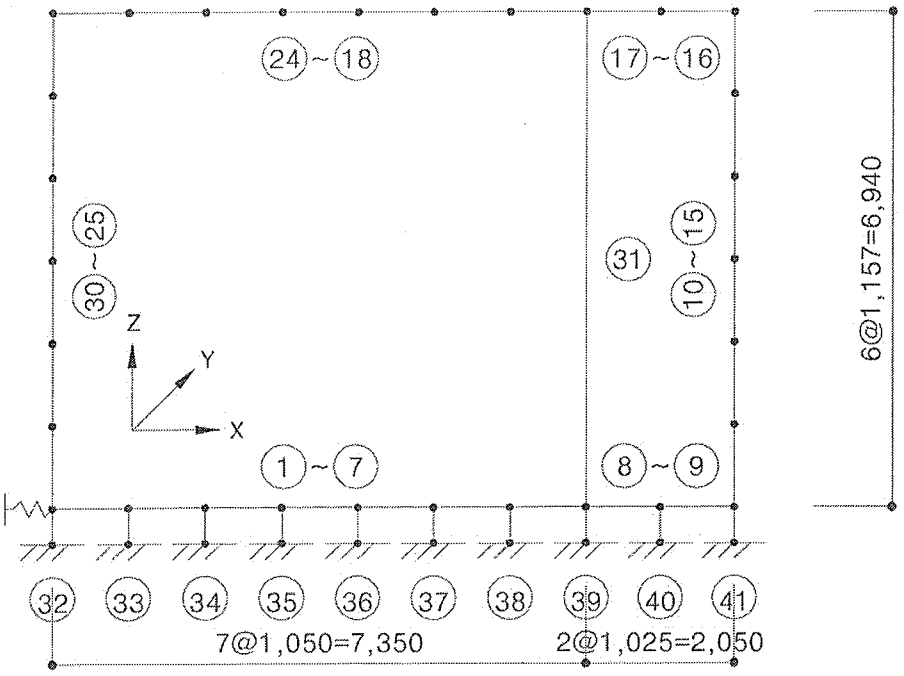
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

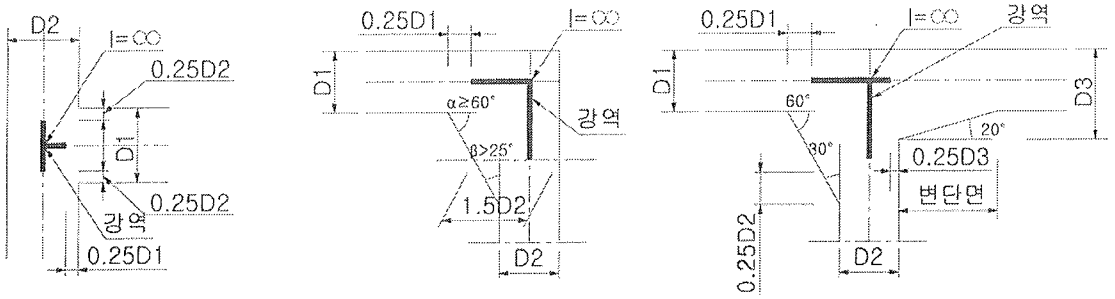
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~9,16~24
2	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	10~15,25~30
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	31

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	21	4.200	7.440
2	1.050	0.500	22	3.150	7.440
3	2.100	0.500	23	2.100	7.440
4	3.150	0.500	24	1.050	7.440
5	4.200	0.500	25	0.000	7.440
6	5.250	0.500	26	0.000	6.283
7	6.300	0.500	27	0.000	5.127
8	7.350	0.500	28	0.000	3.970
9	8.375	0.500	29	0.000	2.813
10	9.400	0.500	30	0.000	1.657
11	9.400	1.657	31	0.000	0.000
12	9.400	2.813	32	1.050	0.000
13	9.400	3.970	33	2.100	0.000
14	9.400	5.127	34	3.150	0.000
15	9.400	6.283	35	4.200	0.000
16	9.400	7.440	36	5.250	0.000
17	8.375	7.440	37	6.300	0.000
18	7.350	7.440	38	7.350	0.000
19	6.300	7.440	39	8.375	0.000
20	5.250	7.440	40	9.400	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1200 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 18 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 150 mm

(4) 18 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 150 mm

(5) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 850 mm

(6) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1200 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1000 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1000 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 300 = 425 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

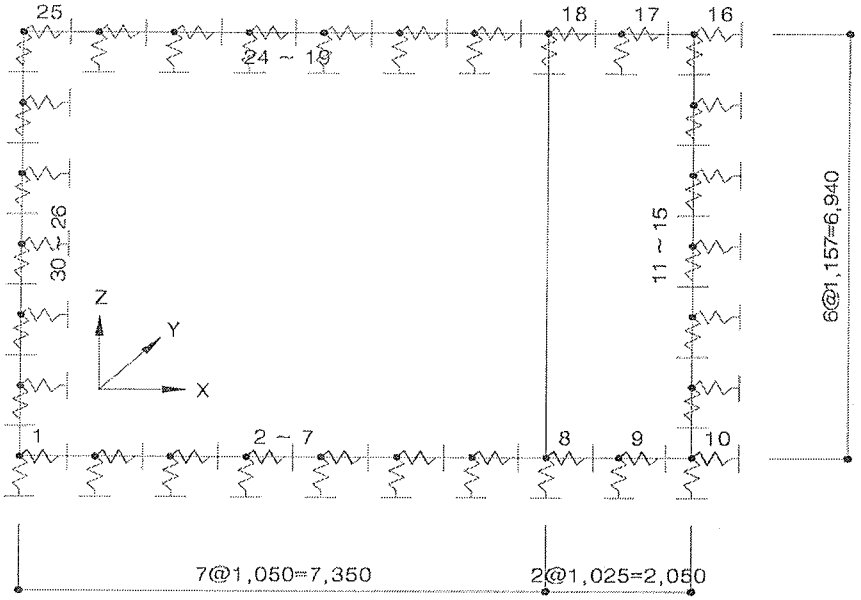
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

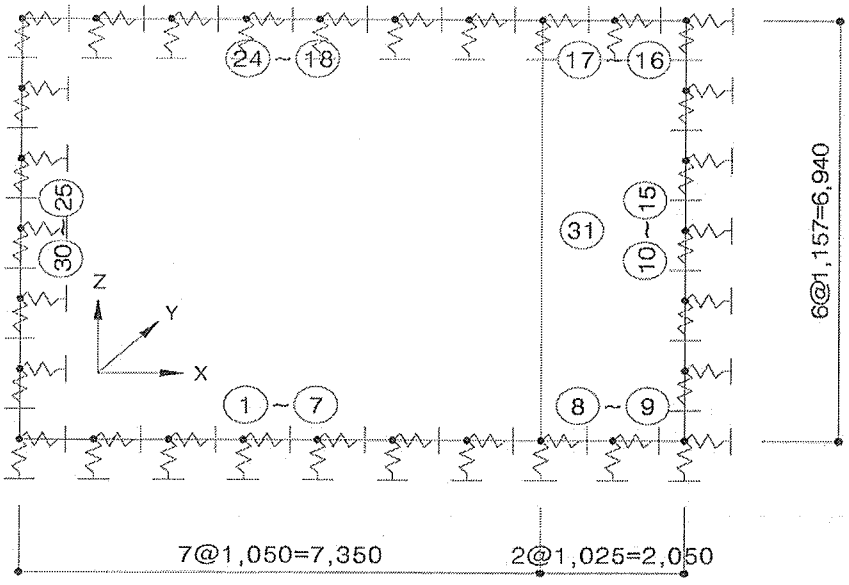
1) Modeling

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

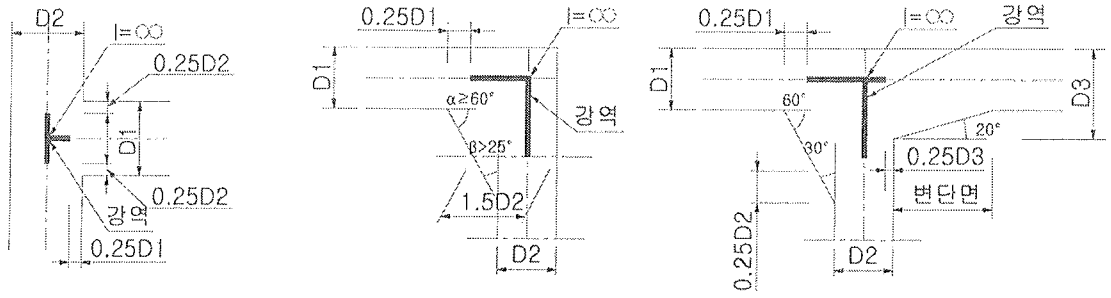
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~9,16~24
2	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	10~15,25~30
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	31

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	9.400	6.940
2	1.050	0.000	17	8.375	6.940
3	2.100	0.000	18	7.350	6.940
4	3.150	0.000	19	6.300	6.940
5	4.200	0.000	20	5.250	6.940
6	5.250	0.000	21	4.200	6.940
7	6.300	0.000	22	3.150	6.940
8	7.350	0.000	23	2.100	6.940
9	8.375	0.000	24	1.050	6.940
10	9.400	0.000	25	0.000	6.940
11	9.400	1.157	26	0.000	5.783
12	9.400	2.313	27	0.000	4.627
13	9.400	3.470	28	0.000	3.470
14	9.400	4.627	29	0.000	2.313
15	9.400	5.783	30	0.000	1.157

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1200 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 18 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 150 mm

(4) 18 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 150 mm

(5) 18 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 850 mm

(6) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1200 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (1200 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1000 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 1000 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 300 = 425 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 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 = √(10.600 × 10.600) = 10.60 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 11500.56 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.200/2 + 1.050/2) = 12938 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 12076 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.050/2 + 1.025/2) = 11932 kN/m	8
Kv4	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 11788 kN/m	9
Kv5	Kv x (1.025/2 + 1.200/2) = 12794 kN/m	10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 자갈 (EL. : 10.063 ~ -5.637, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.600 × 10.600) = 10.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (10.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 179159.50 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 179159.500 = 59719.83 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.600 × 10.600) = 10.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (10.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 179159.50 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 179159.500 = 59719.83 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.940 × 7.940) = 7.940 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (7.940 / 0.3)$^{-3/4}$ = 222512.21 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 222512.210 = 74170.74 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 183638 kN/m	17
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 61213 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.050/2) = 185878 kN/m	18
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.050/2) = 61959 kN/m	
Kv3	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 188117 kN/m	19~24
Ksb3	Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 62706 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.157/2 + 1.157/2) = 257373 kN/m	11~15,26~30
Kss1	Kss x (1.157/2 + 1.157/2) = 85791 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 188117 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 62706 kN/m	
Kv2	Kv x (1.050/2 + 1.025/2) = 185878 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.050/2 + 1.025/2) = 61959 kN/m	
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 183638 kN/m	9
Ksb3	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 61213 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.200/2 + 1.050/2) = 201554 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.157/2 + 1.000/2) = 239943 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.200/2) = 199315 kN/m	10
Ksb2	Kh x (1.157/2 + 1.000/2) = 239943 kN/m	
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.200/2) = 199315 kN/m	16
Ksb3	Kh x (1.157/2 + 1.000/2) = 239943 kN/m	
Kv4	Kv x (1.050/2 + 1.200/2) = 201554 kN/m	25
Ksb4	Kh x (1.000/2 + 1.157/2) = 239943 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.600 × 10.600) = 10.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (10.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 114662.06 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 114662.060 = 38220.69 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.600 × 10.600) = 10.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (10.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 114662.06 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 114662.060 = 38220.69 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(7.940 × 7.940) = 7.940 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (7.940 / 0.3)$^{-3/4}$ = 142407.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 142407.790 = 47469.26 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 117529 kN/m	17
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 39176 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.050/2) = 118962 kN/m	18
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.050/2) = 39654 kN/m	
Kv3	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 120395 kN/m	19~24
Ksb3	Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 40132 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.157/2 + 1.157/2) = 164719 kN/m	11~15,26~30
Kss1	Kss x (1.157/2 + 1.157/2) = 54906 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.050/2 + 1.050/2) = 120395 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.050/2 + 1.050/2) = 40132 kN/m	
Kv2	Kv x (1.050/2 + 1.025/2) = 118962 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.050/2 + 1.025/2) = 39654 kN/m	
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 117529 kN/m	9
Ksb3	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 39176 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.200/2 + 1.050/2) = 128995 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.157/2 + 1.000/2) = 153563 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.200/2) = 127562 kN/m	10
Ksb2	Kh x (1.157/2 + 1.000/2) = 153563 kN/m	
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.200/2) = 127562 kN/m	16
Ksb3	Kh x (1.157/2 + 1.000/2) = 153563 kN/m	
Kv4	Kv x (1.050/2 + 1.200/2) = 128995 kN/m	25
Ksb4	Kh x (1.000/2 + 1.157/2) = 153563 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	: 7.034 × 19.00	=	133.646 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	145.146 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)	: 6.534 × 10.00	=	65.340 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	86.340 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 7.534m

- 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 + 7.534 × 19.000) × 0.500 = 77.323 kN/m²

Wh2 = 77.323 + 1.157 × 19.000 × 0.500 = 88.312 kN/m²

Wh3 = 88.312 + 1.157 × 19.000 × 0.500 = 99.299 kN/m²

Wh4 = 99.299 + 1.157 × 19.000 × 0.500 = 110.288 kN/m²

Wh5 = 110.288 + 1.157 × 19.000 × 0.500 = 121.277 kN/m²

Wh6 = 121.277 + 1.157 × 19.000 × 0.500 = 132.264 kN/m²

Wh7 = 132.264 + 1.157 × 19.000 × 0.500 = 143.253 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 7.034 × 10.000 = 45.670 kN/m²

Wh2 = 45.670 + 1.157 × 10.000 × 0.500 = 51.453 kN/m²

Wh3 = 51.453 + 1.157 × 10.000 × 0.500 = 57.237 kN/m²

Wh4 = 57.237 + 1.157 × 10.000 × 0.500 = 63.020 kN/m²

Wh5 = 63.020 + 1.157 × 10.000 × 0.500 = 68.803 kN/m²

Wh6 = 68.803 + 1.157 × 10.000 × 0.500 = 74.587 kN/m²

Wh7 = 74.587 + 1.157 × 10.000 × 0.500 = 80.370 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 6.534 × 10.000 = 65.340 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 7.034 × 10.000 = 70.340 kN/m²

Ww3 = 70.340 + 1.157 × 10.000 = 81.907 kN/m²

Ww4 = 81.907 + 1.157 × 10.000 = 93.473 kN/m²

Ww5 = 93.473 + 1.157 × 10.000 = 105.040 kN/m²

Ww6 = 105.040 + 1.157 × 10.000 = 116.607 kN/m²

Ww7 = 116.607 + 1.157 × 10.000 = 128.173 kN/m²

Ww8 = 128.173 + 1.157 × 10.000 = 139.740 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (7.534 + 7.940 - 1.000) × 10.000 = 144.740 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	2.556	160.000	128.000	18.000	0.064	0.080
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.444	294.700	235.800	20.000	0.074	0.092
계					0.461	0.576

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.461 = 0.576	1.25 Tg' = 1.25 × 0.576 = 0.720

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)

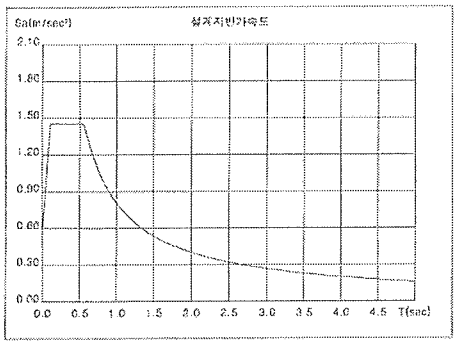
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.398 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.290 m/s²

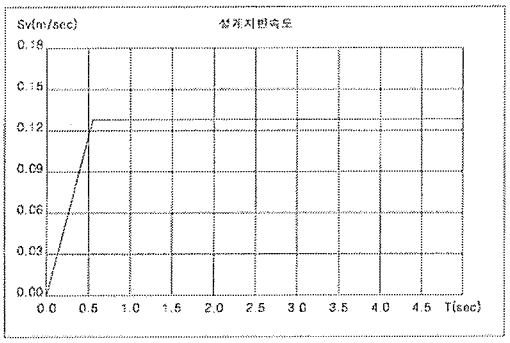
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.576 / 2π × 1.398 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.720 / 2π × 2.290 = 0.262 m/s

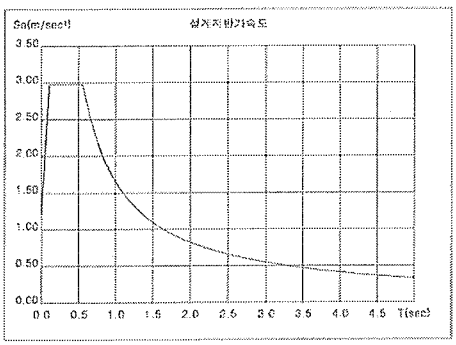
6) 설계응답 응답스펙트럼

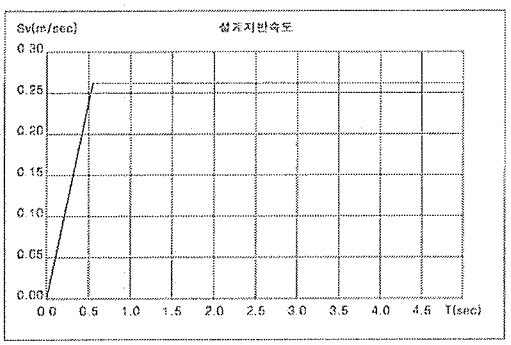
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　8.034 m
- 하부슬래브 EL.　　=　14.974 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 8.034 / (2 \times 30.000)) = 0.013638$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 14.974 / (2 \times 30.000)) = 0.010579$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.720 \times \cos(\pi \times 8.034 / (2 \times 30.000)) = 0.034894$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.720 \times \cos(\pi \times 14.974 / (2 \times 30.000)) = 0.027067$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 59719.830 × (0.013638 - 0.010579) = 182.683 kN/m²	Po = 38220.690 × (0.034894 - 0.027067) = 299.153 kN/m²

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)
8.034	222512.210	0.013638	0.003059	680.665
9.191	222512.210	0.013244	0.002665	592.995
10.347	222512.210	0.012801	0.002222	494.422
11.504	222512.210	0.012311	0.001732	385.391
12.661	222512.210	0.011776	0.001197	266.347
13.817	222512.210	0.011198	0.000619	137.735
14.974	222512.210	0.010579	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
8.034	142407.790	0.034894	0.007827	1114.626
9.191	142407.790	0.033885	0.006818	970.936
10.347	142407.790	0.032752	0.005685	809.588
11.504	142407.790	0.031499	0.004432	631.151
12.661	142407.790	0.030130	0.003063	436.195
13.817	142407.790	0.028652	0.001585	225.716
14.974	142407.790	0.027067	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	147525.000 × 0.000301 = 44.410	94416.000 × 0.000769 = 72.610
Vb	147525.000 × 0.000538 = 79.370	94416.000 × 0.001376 = 129.920
Vs	(44.410 + 79.370) / 2 = 61.890	(72.610 + 129.920) / 2 = 101.270

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 - 0.015×7.534) = 1.641	fu = 1.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.534) = 4.036

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.000×25.000×0.074×(1 - 0.015×14.474) = 1.448	fb = 1.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×14.474) = 3.562

③ 중간벽체

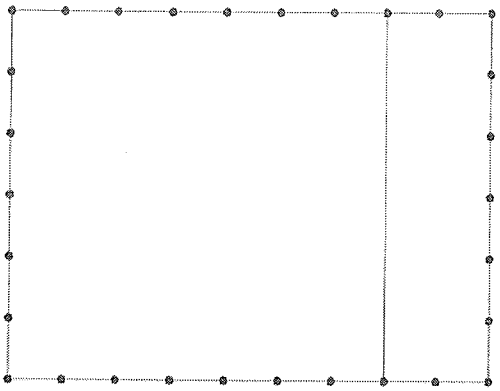
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×7.534) = 0.492	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×7.534) = 1.211
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×14.474) = 0.435	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×14.474) = 1.069

④ 측벽

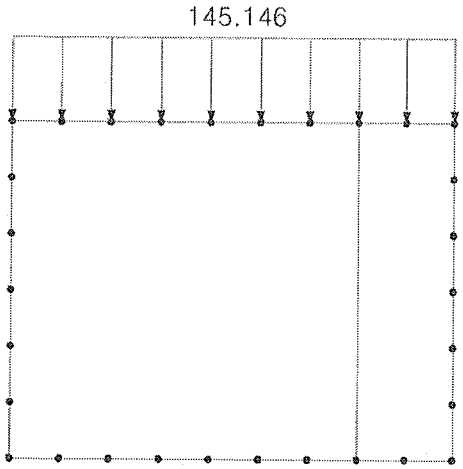
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×7.534) = 1.969	f1 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×7.534) = 4.843
f2 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×8.691) = 1.931	f2 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×8.691) = 4.748
f3 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×9.847) = 1.892	f3 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×9.847) = 4.654
f4 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×11.004) = 1.854	f4 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×11.004) = 4.559
f5 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×12.161) = 1.815	f5 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×12.161) = 4.464
f6 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×13.317) = 1.777	f6 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×13.317) = 4.369
f7 = 1.200×25.000×0.074×(1-0.015×14.474) = 1.738	f7 = 1.200×25.000×0.182×(1-0.015×14.474) = 4.275

10. 하 중 재 하 (상시)

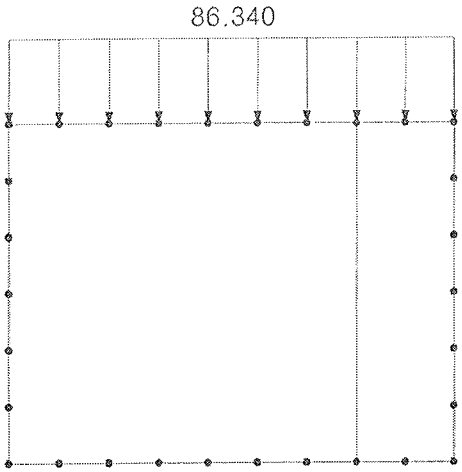
1) CASE1 - 구체자중(SW)



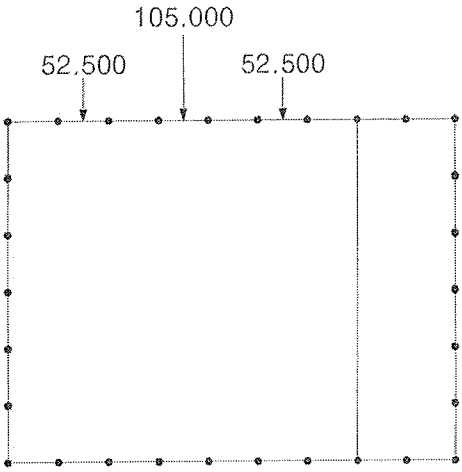
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



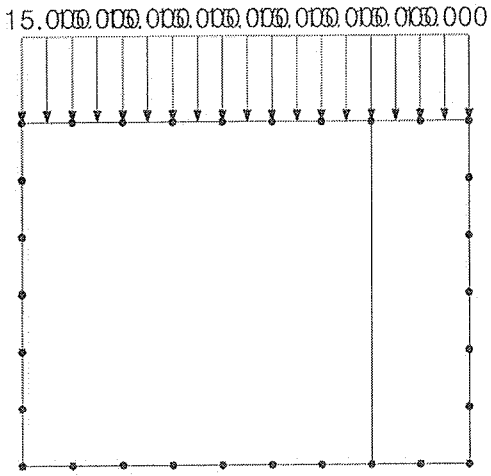
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



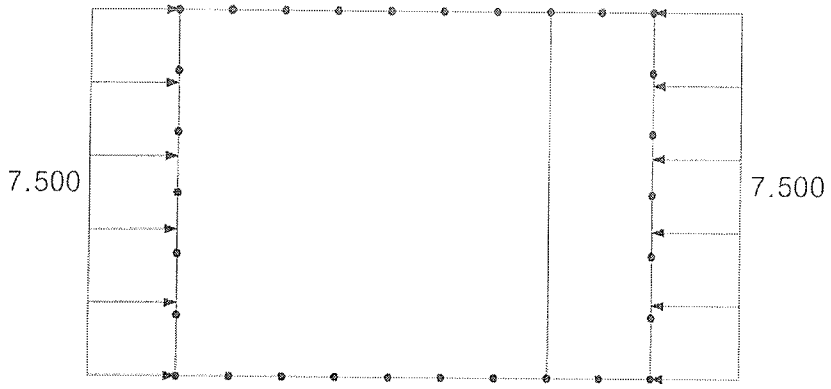
4) CASE4 - 제트팬(ZP)



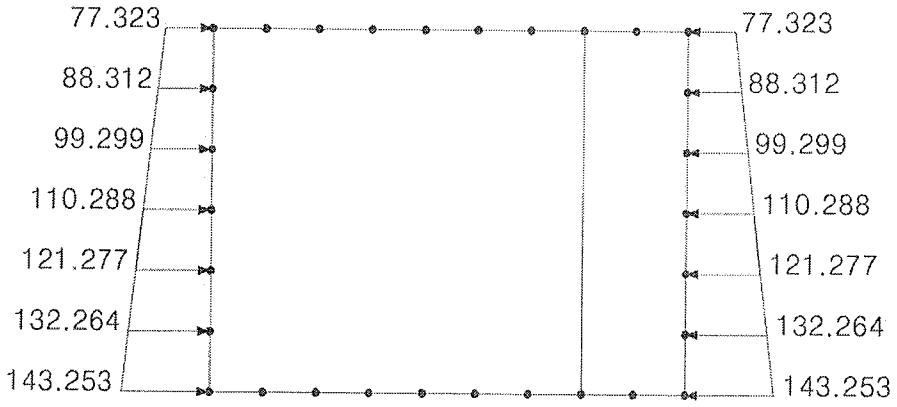
5) CASE5 - 만재활하중(LIVEFU)



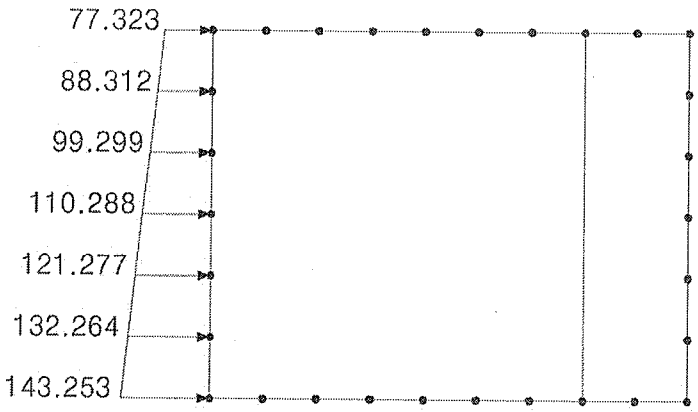
6) CASE6 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



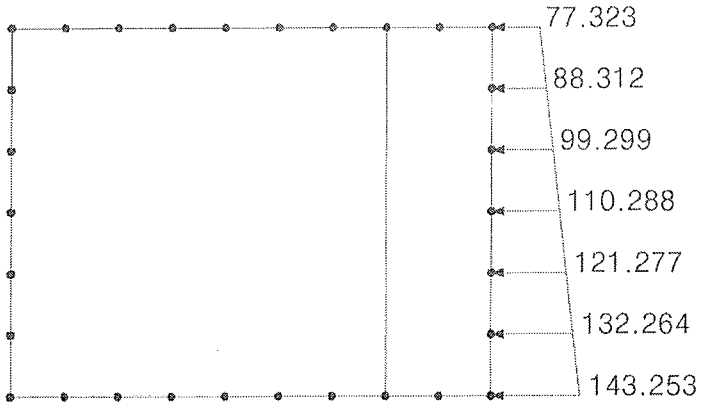
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



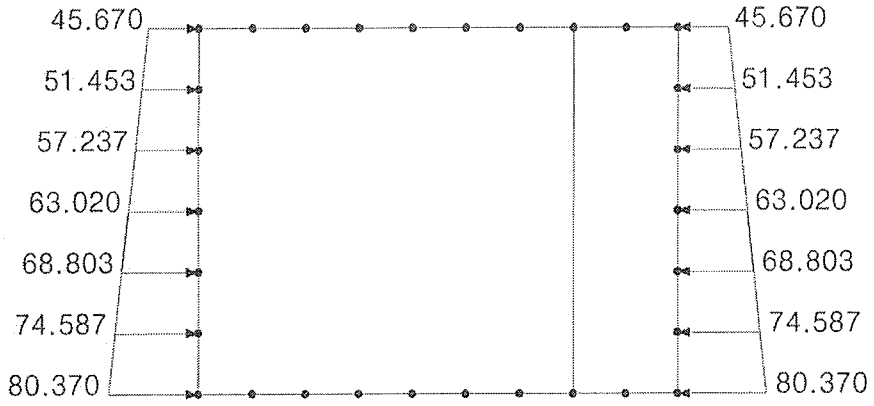
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



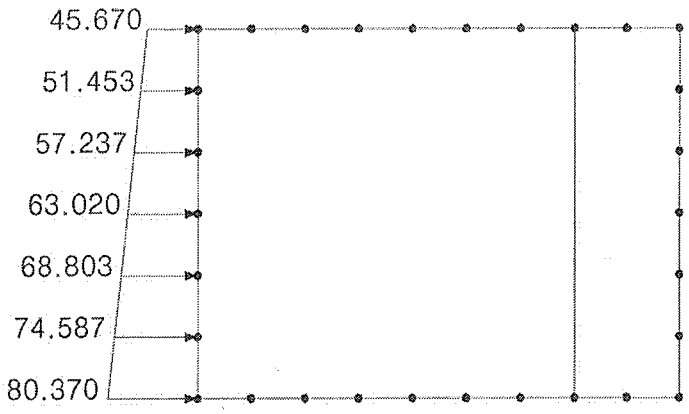
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



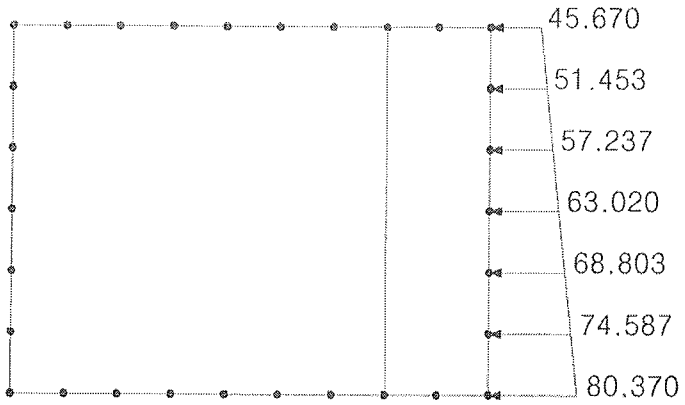
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



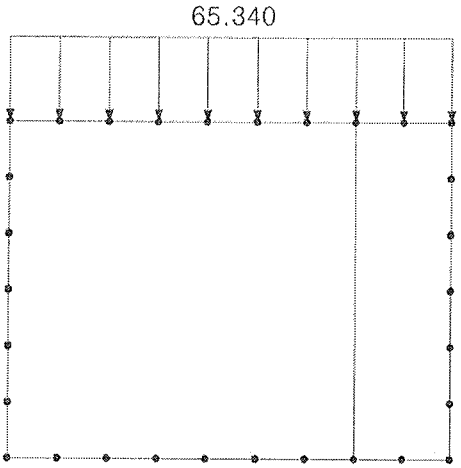
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



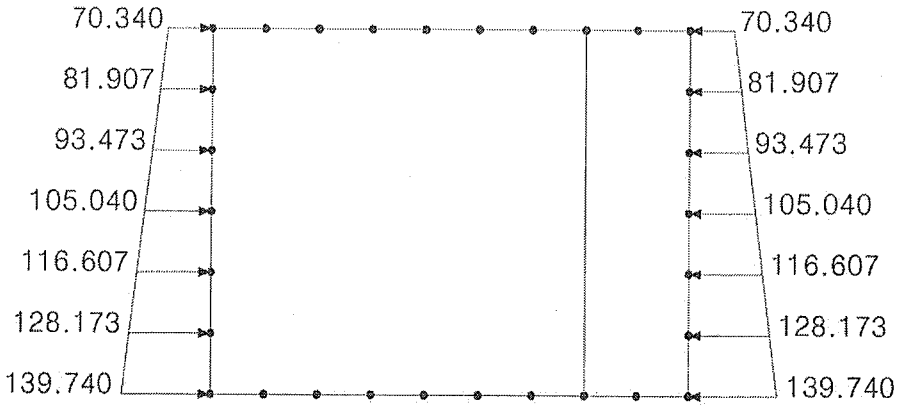
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



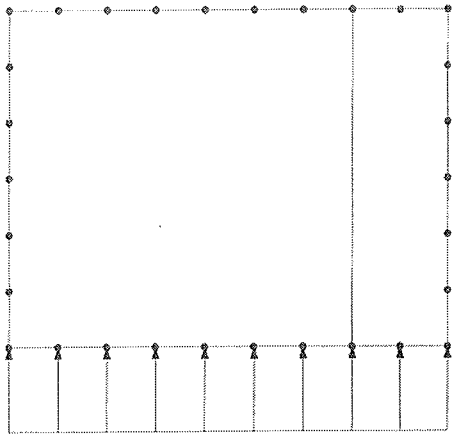
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



14) CASE14 - 수평수압(WATERH)

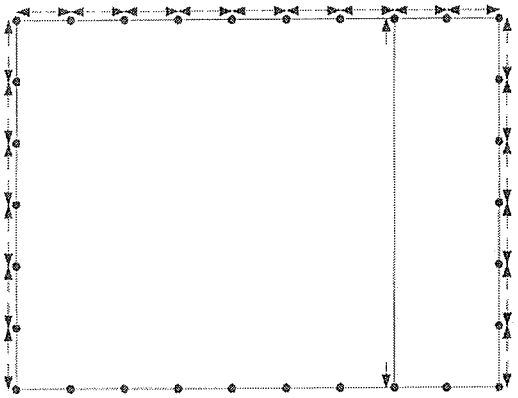


15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

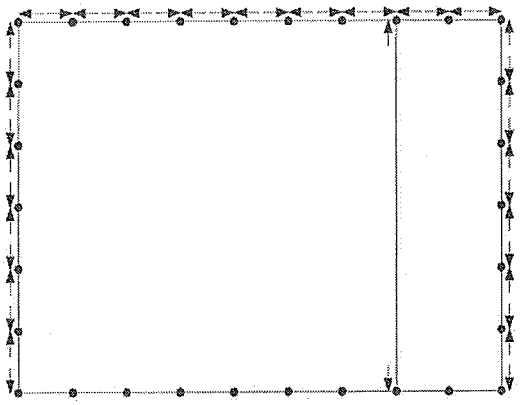


144.740

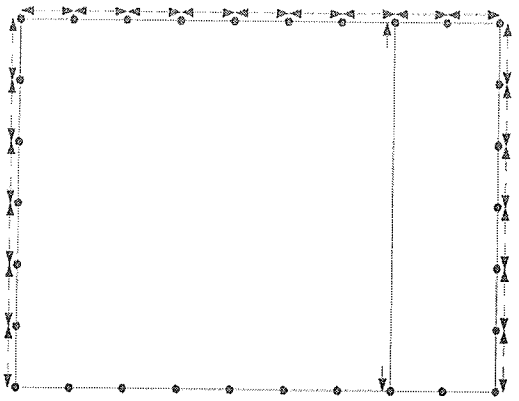
16) CASE16 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



17) CASE17 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

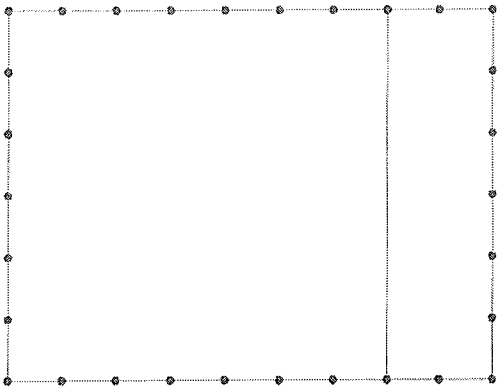


18) CASE18 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

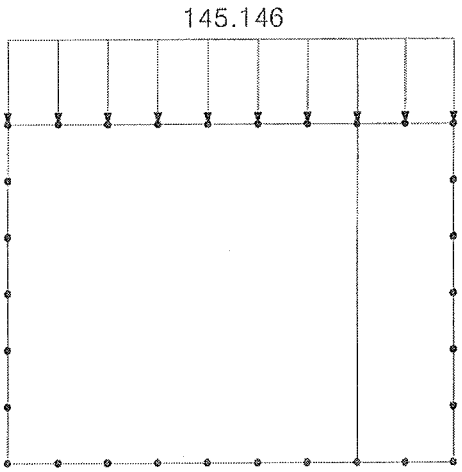


11. 하중 재하 (기능수행)

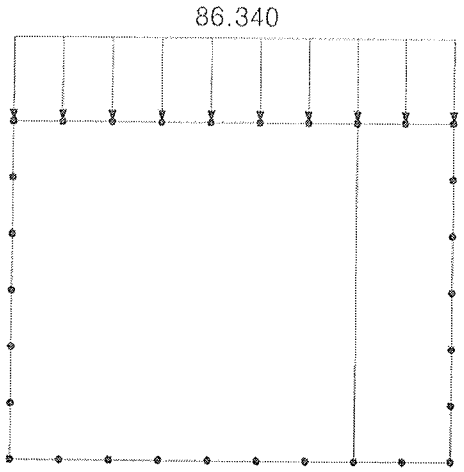
1) CASE1 - 구체자중(SW)



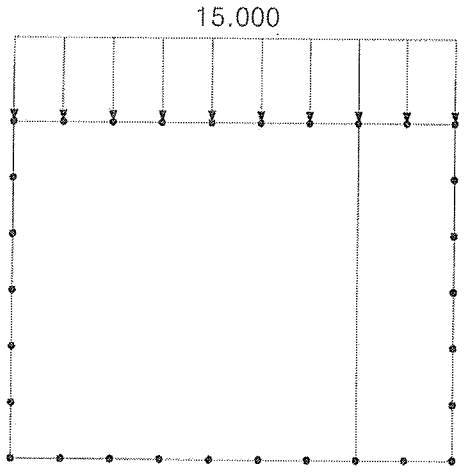
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



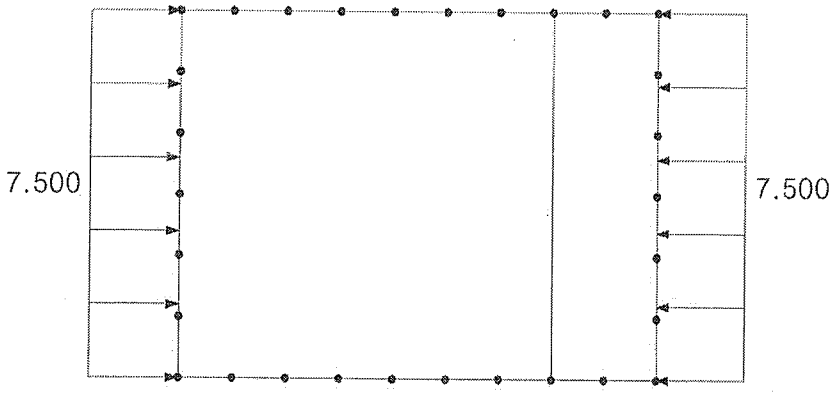
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



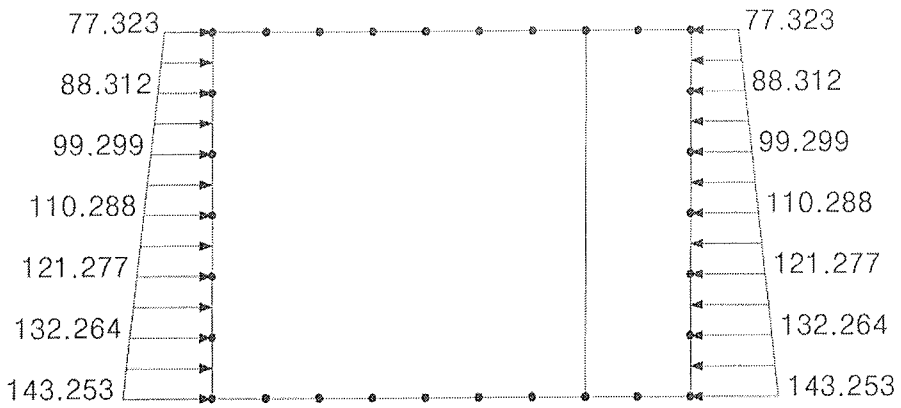
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



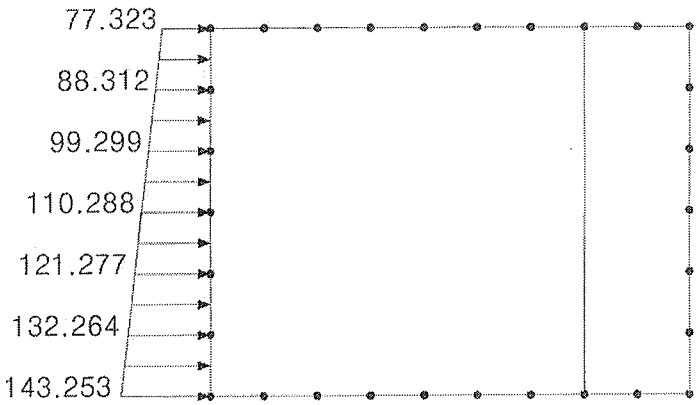
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



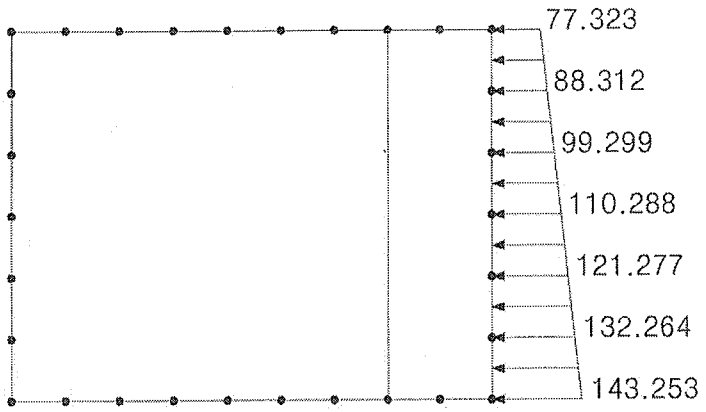
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



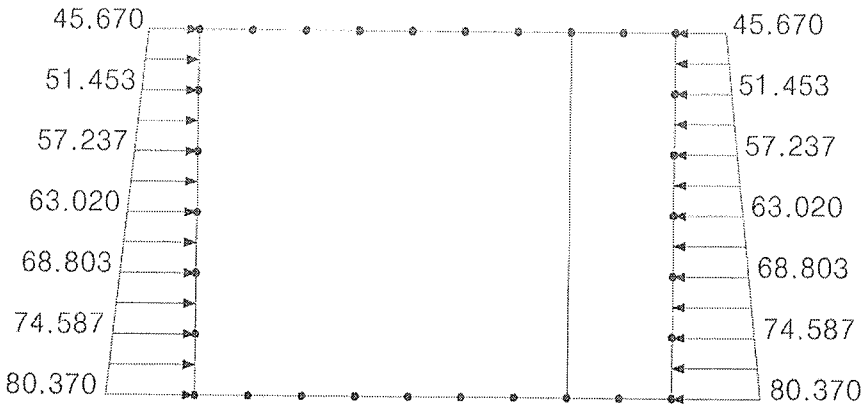
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



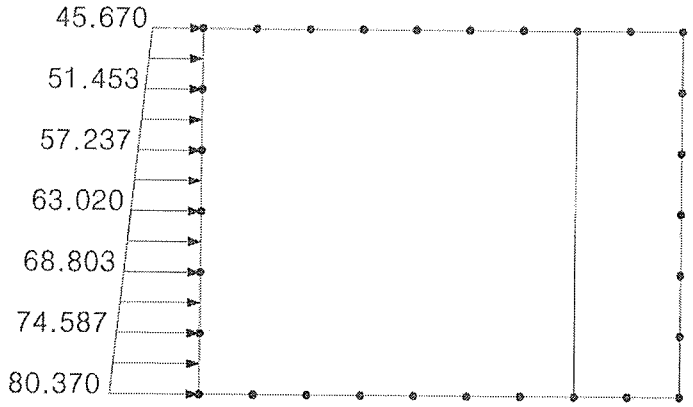
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



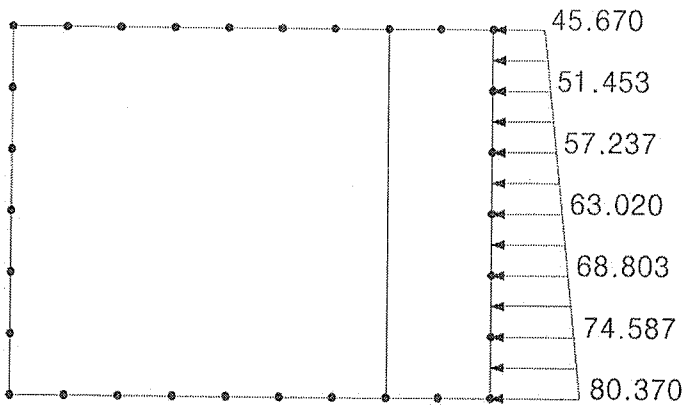
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



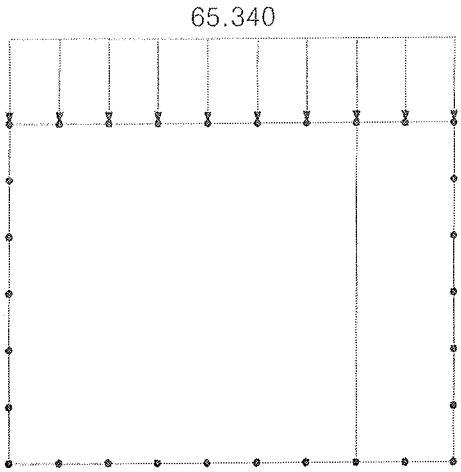
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



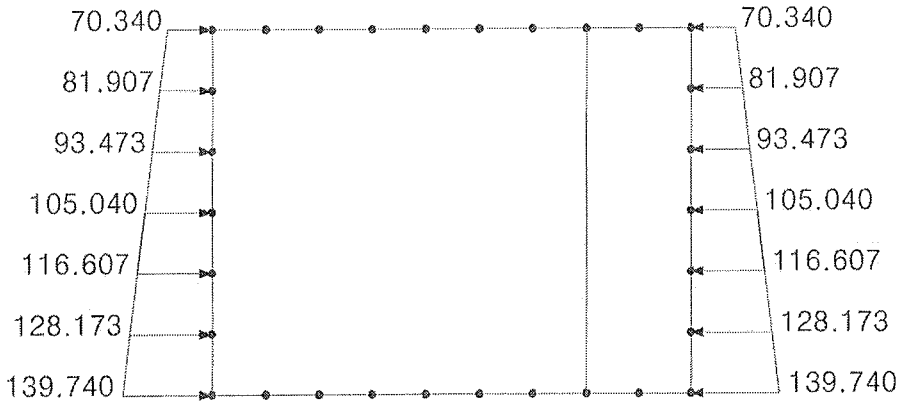
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



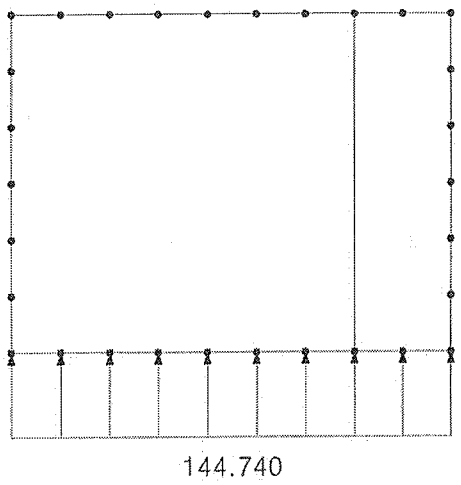
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

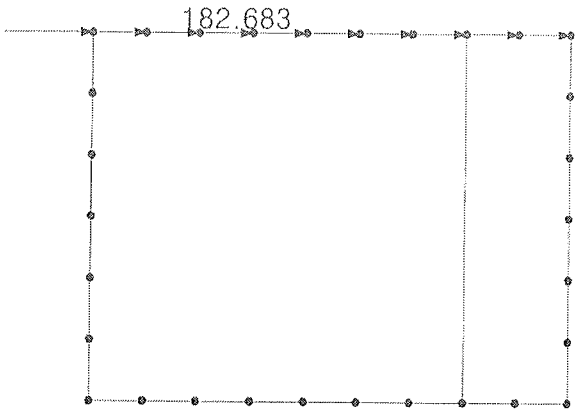


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

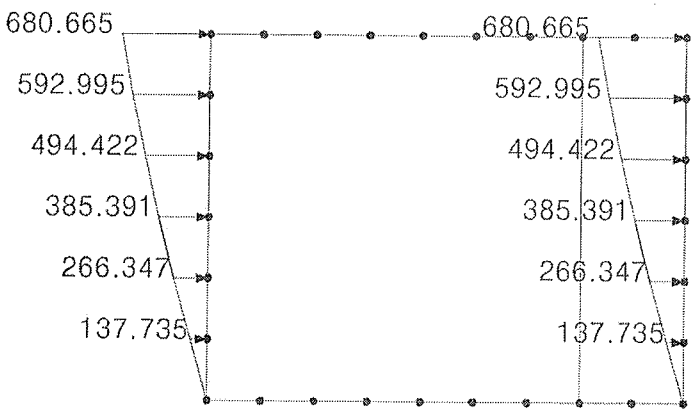


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

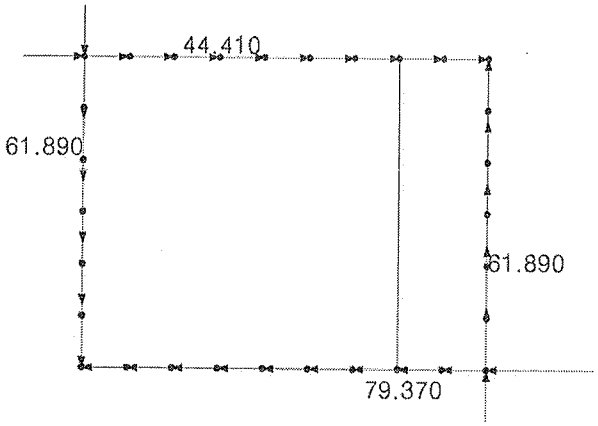
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



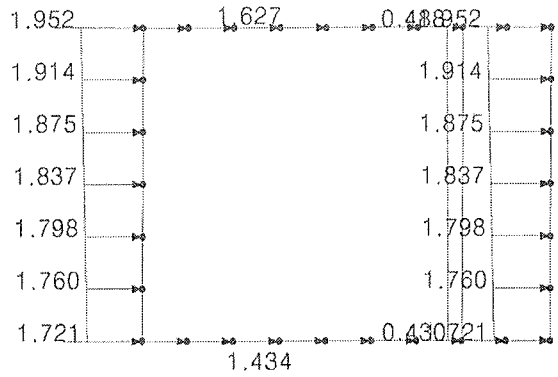
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

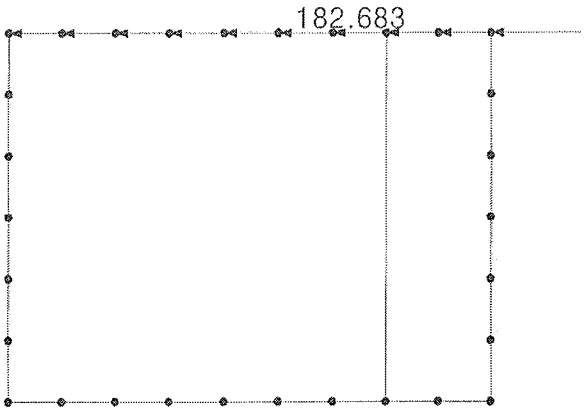


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

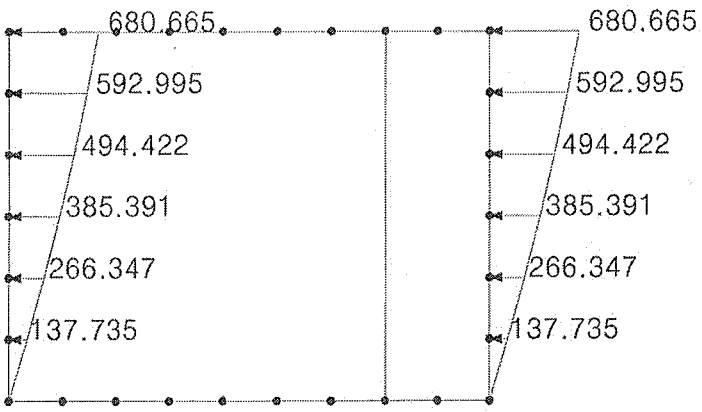


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

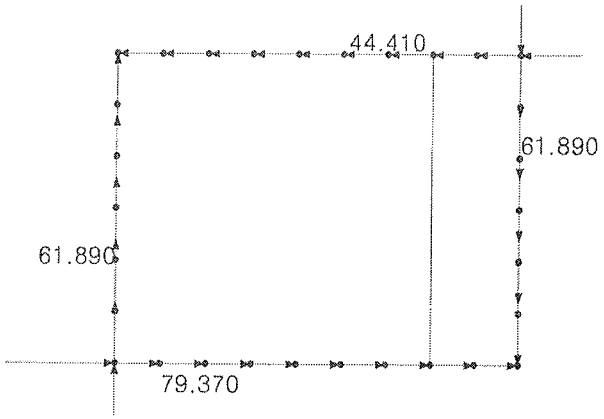
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



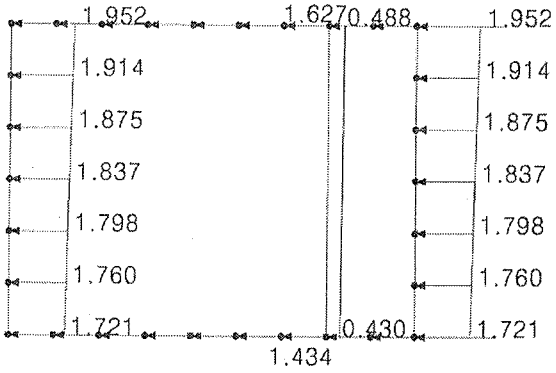
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

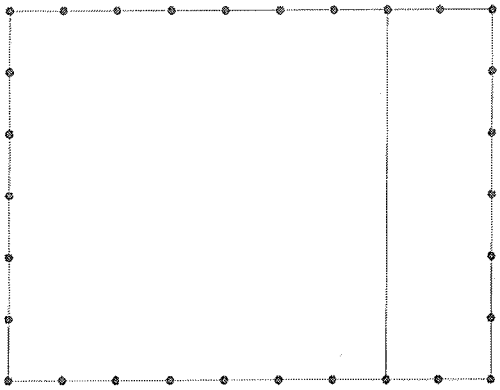


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

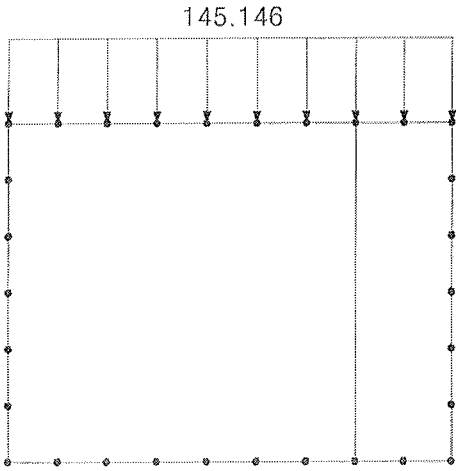


12. 하중 재하 (붕괴방지)

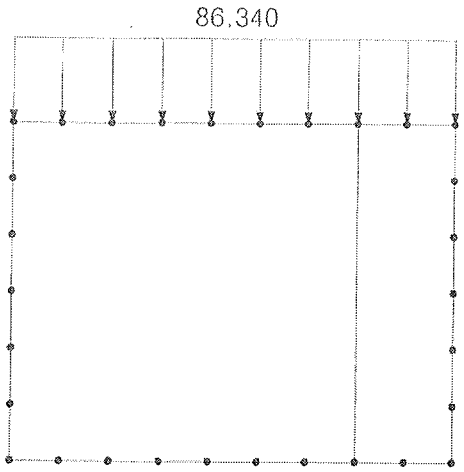
1) CASE1 - 구체자중(SW)



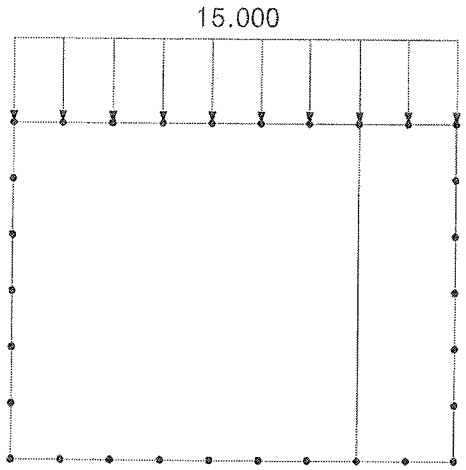
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



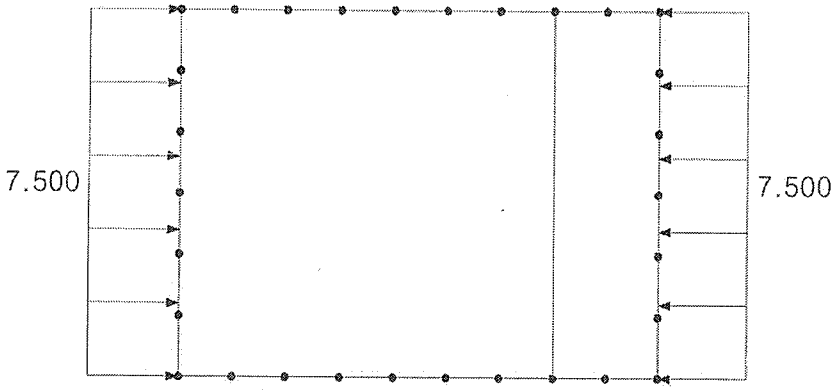
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



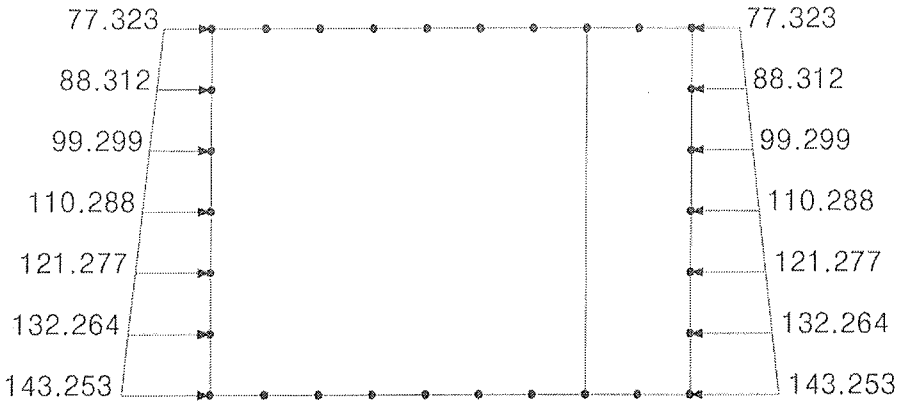
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



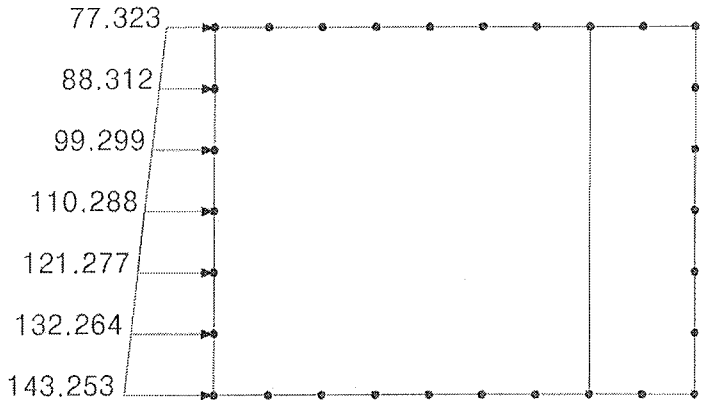
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



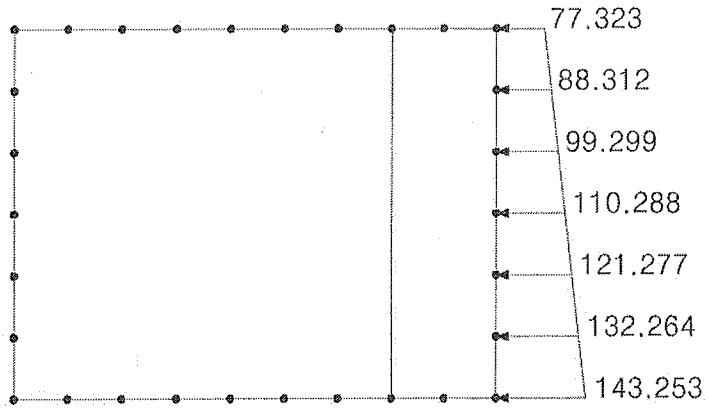
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



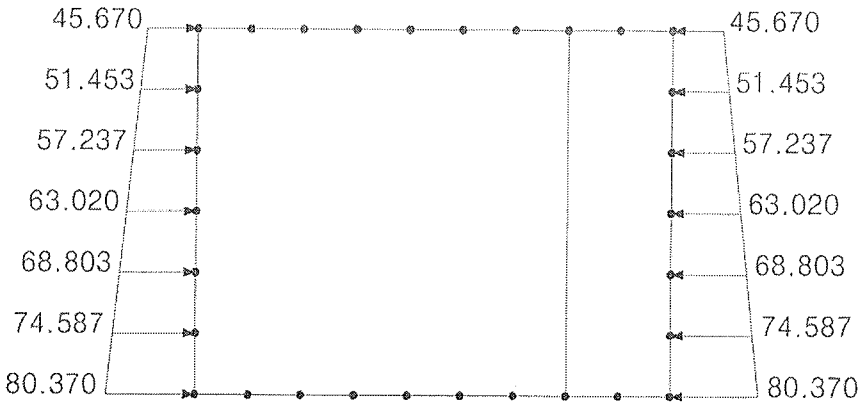
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



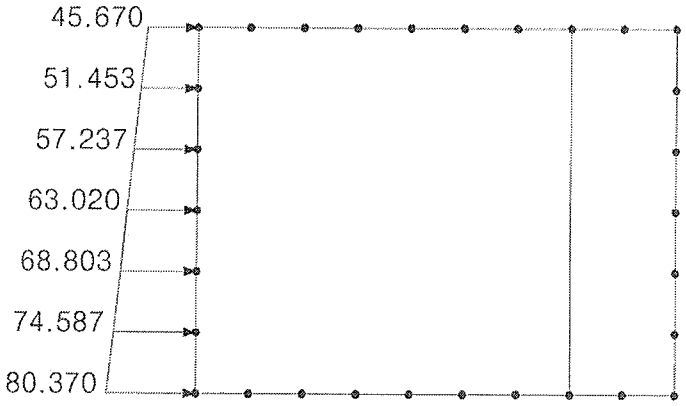
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



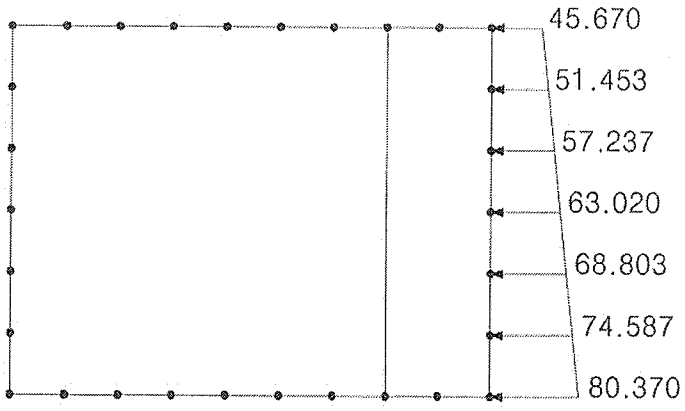
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



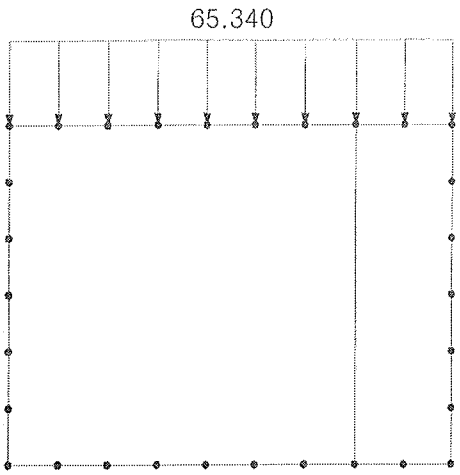
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



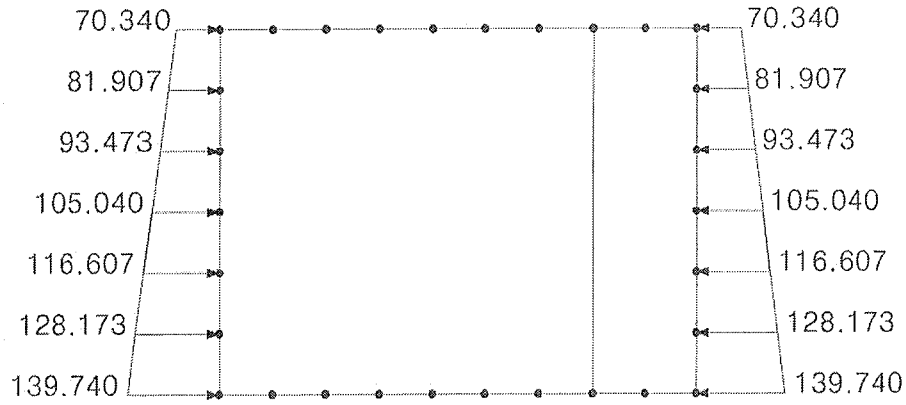
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



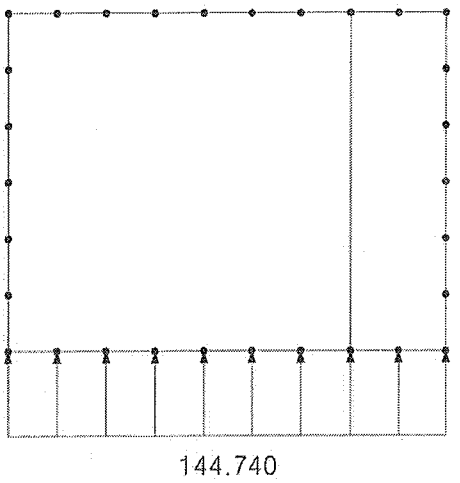
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

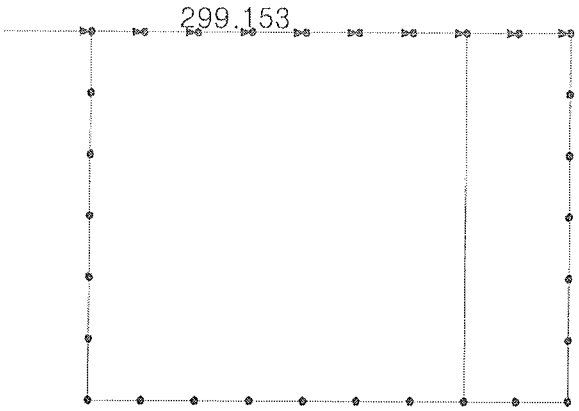


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

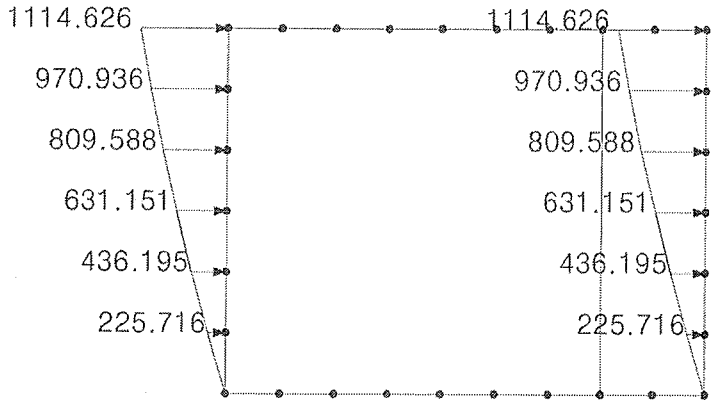


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

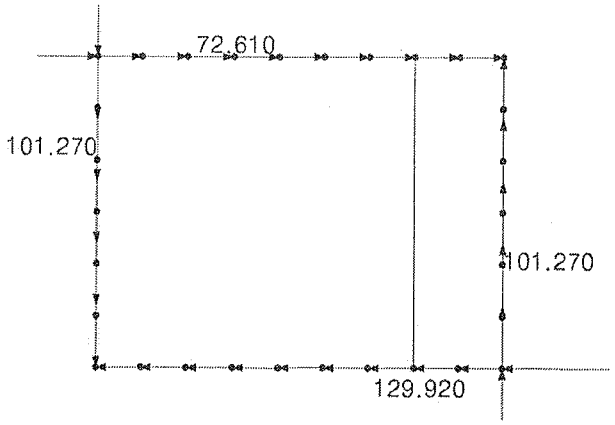
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



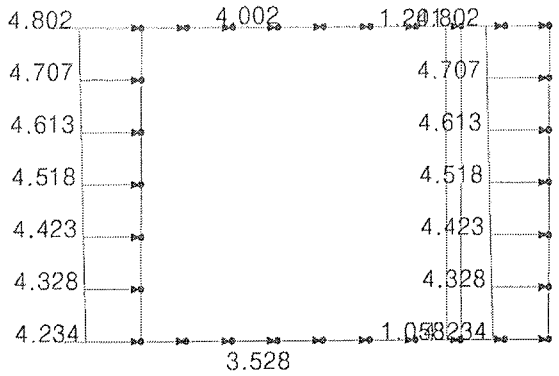
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

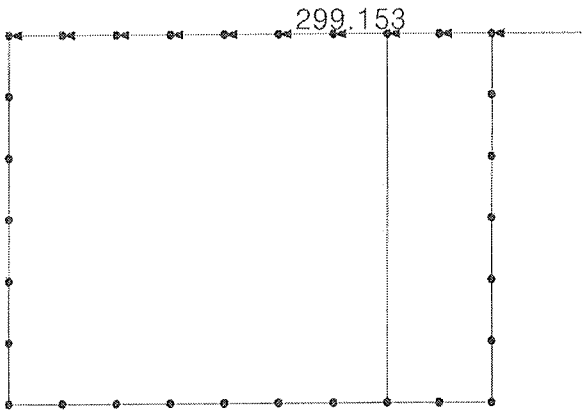


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

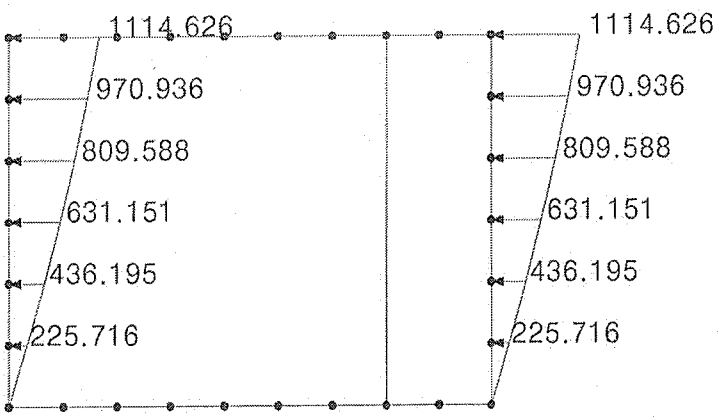


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

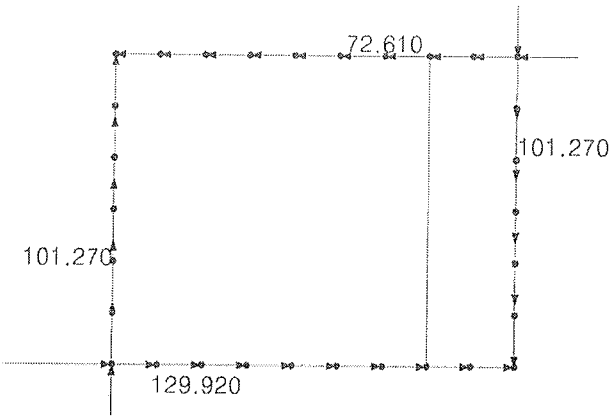
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



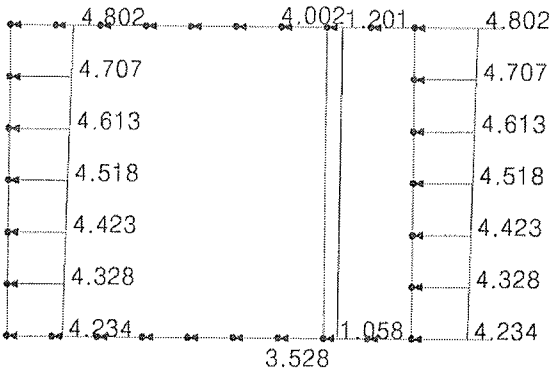
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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 = 7.534 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

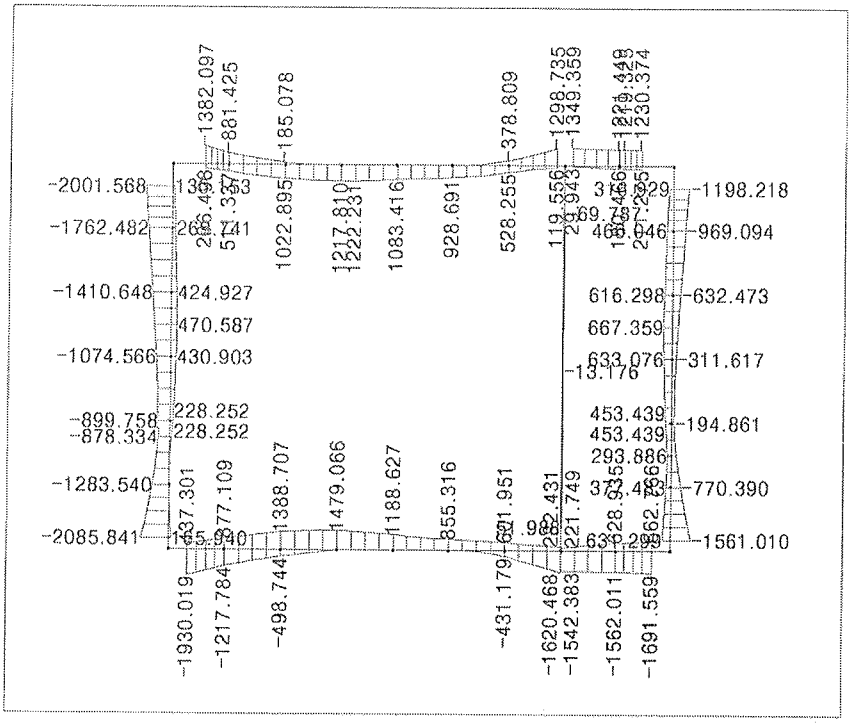
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

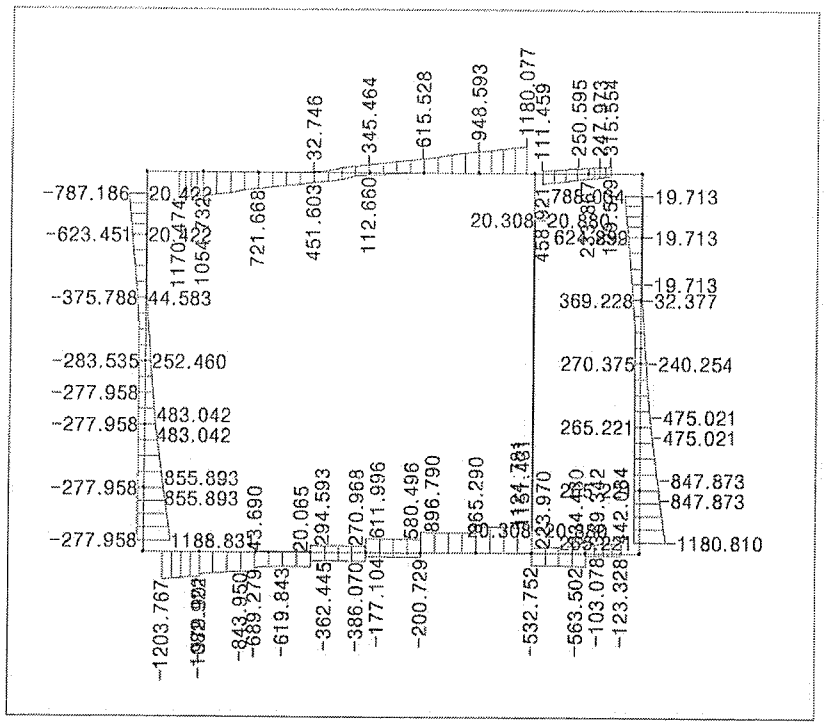
14. 단면력정리

14.1 상시

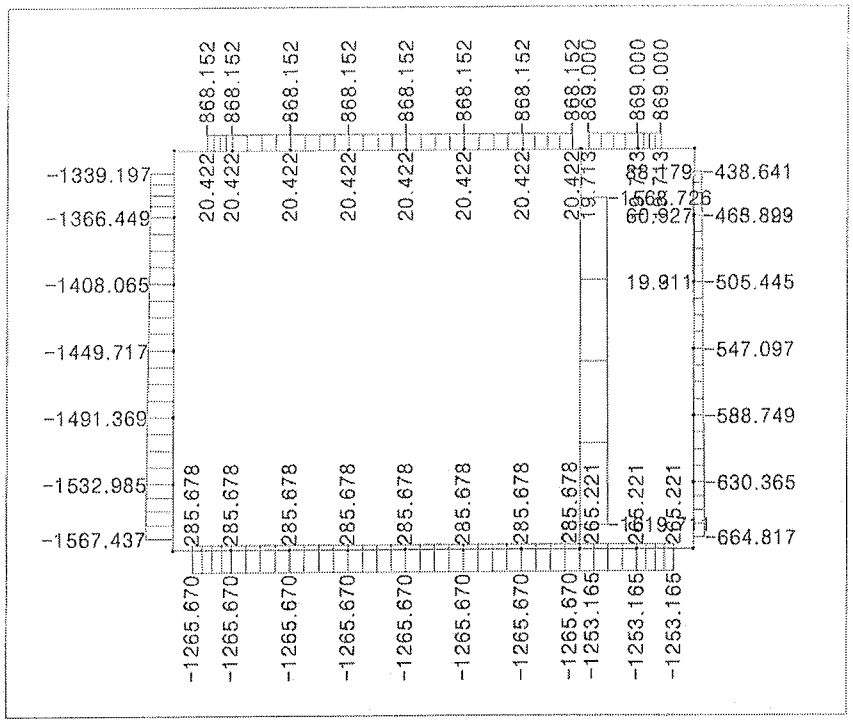
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



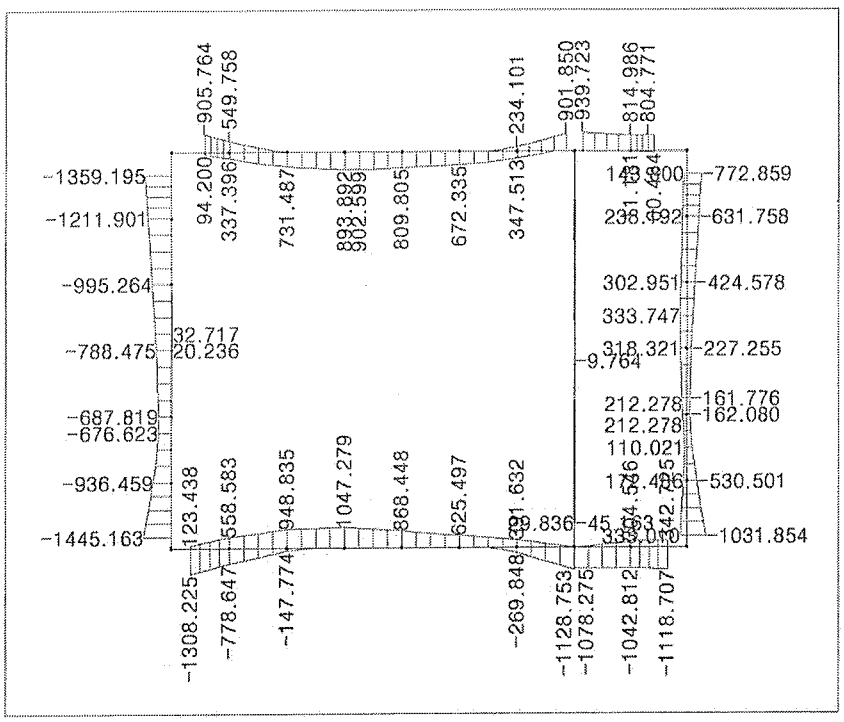
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



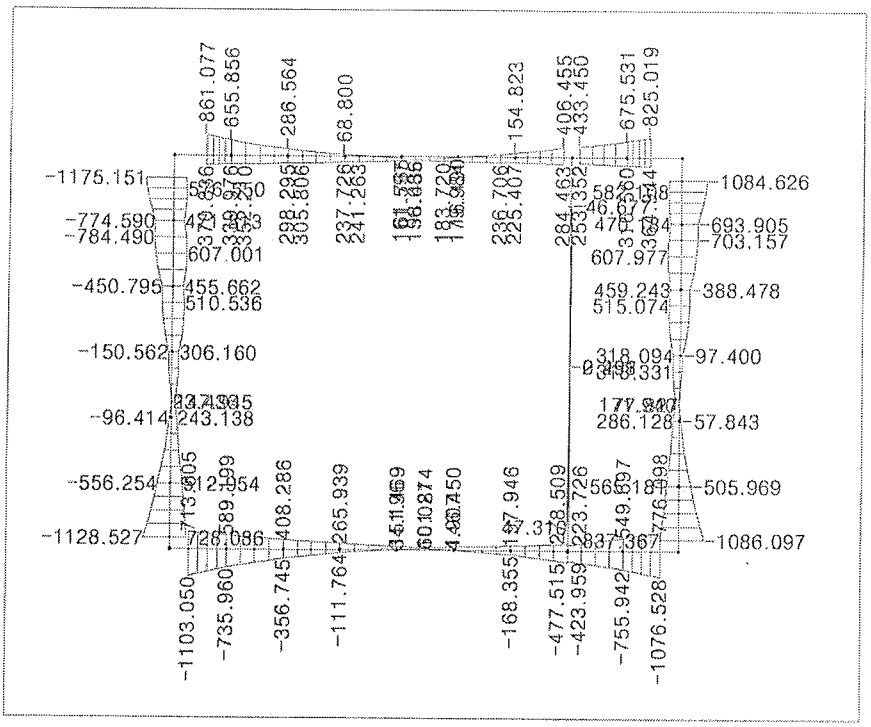
5) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1382.10	938.99	868.15	905.76	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	2	296.50	938.99	868.15	94.20	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	3	0.00	384.09	868.15	0.00	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	4	1222.23	384.09	868.15	902.60	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	5	1298.74	948.59	868.15	901.85	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	6	119.56	948.59	868.15	0.00	1000.00	1000.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	1349.36	251.95	869.00	939.72	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	8	29.94	251.95	869.00	0.00	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	9	1230.37	315.55	869.00	805.55	1000.00	1166.67	
		중앙부 (하면)	10	211.28	315.55	869.00	60.48	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	11	1230.37	356.04	869.00	805.55	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	12	211.28	356.04	869.00	60.48	1000.00	1000.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	437.30	902.22	1265.67	123.44	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	14	1930.02	902.22	1265.67	1308.23	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	15	1479.07	635.59	1265.67	1047.28	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	16	0.00	635.59	1265.67	0.00	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	17	282.43	1148.41	1265.67	0.00	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	18	1620.47	1148.41	1265.67	1128.75	1000.00	1000.00	
	2 경간	좌측 (상면)	19	221.75	372.04	1253.17	0.00	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	20	1542.38	372.04	1253.17	1078.28	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	21	653.35	423.90	1253.17	332.22	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	22	1660.45	423.90	1253.17	1100.80	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	23	662.77	549.25	1253.17	342.73	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	24	1691.56	549.25	1253.17	1118.71	1000.00	1000.00	

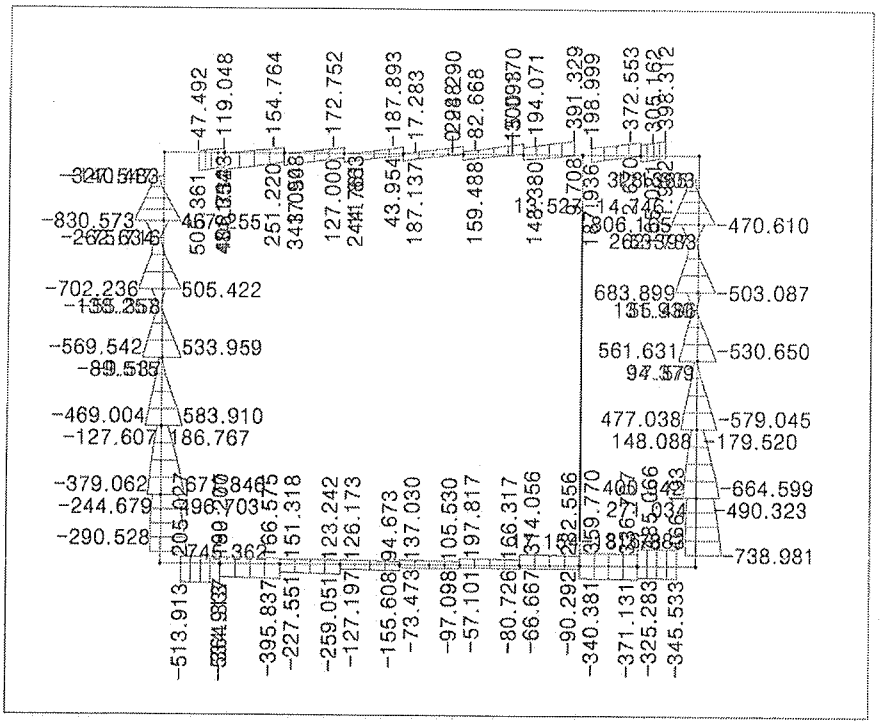
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	25	2001.57	415.71	1339.20	1359.20	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	26	130.15	415.71	1339.20	0.00	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	27	1074.57	489.17	1449.72	788.48	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	28	430.90	489.17	1449.72	20.24	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	29	2085.84	862.40	1567.44	1445.16	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	30	165.94	862.40	1567.44	0.00	1000.00	1200.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	31	1198.22	413.62	438.64	772.86	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	32	316.93	413.62	438.64	143.80	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	33	311.62	490.55	547.10	227.26	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	34	633.08	490.55	547.10	318.32	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	35	1561.01	854.38	664.82	1031.85	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	36	631.30	854.38	664.82	333.01	1000.00	1200.00	
중간 벽체	1련	상부 (좌측)	37	49.11	20.88	1568.73	27.38	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	38	69.79	20.88	1568.73	44.98	1000.00	300.00	
		중앙부	39	13.18	20.88	1594.22	9.76	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	40	51.99	20.88	1619.71	29.84	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	41	69.62	20.88	1619.71	45.16	1000.00	300.00	

14.2 지진시(기능수행)

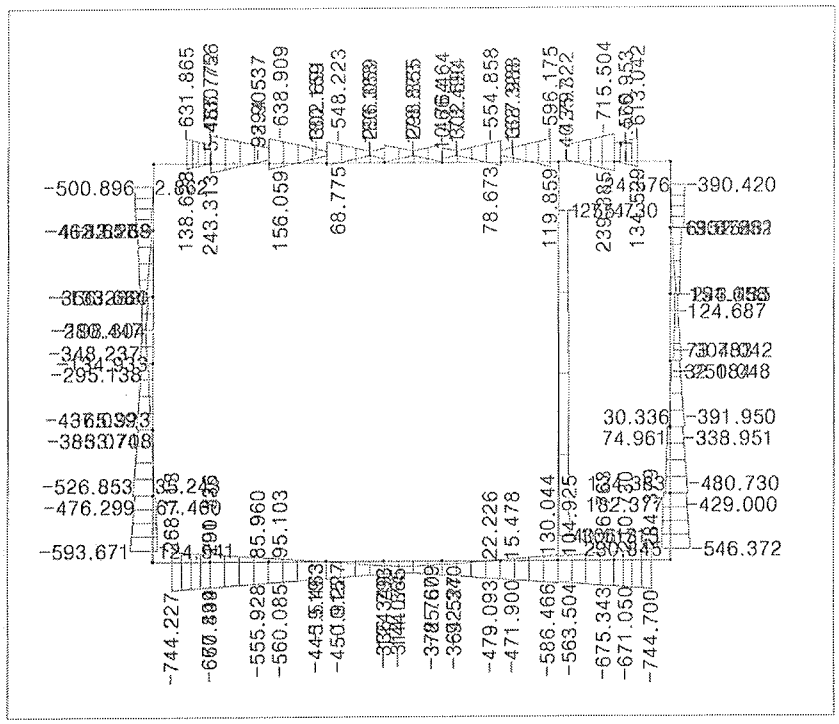
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



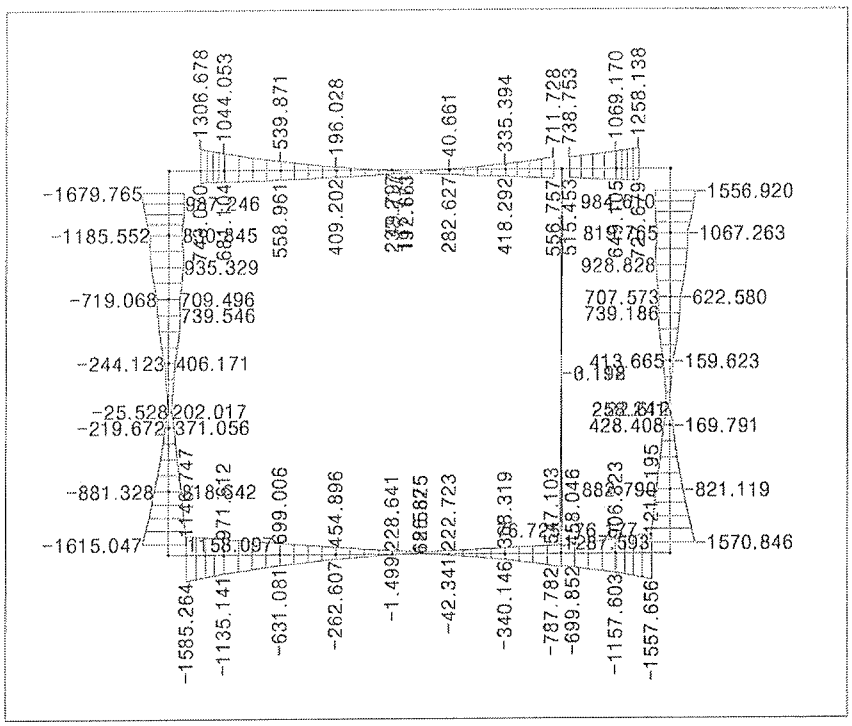
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	861.08	382.73	631.87	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	2	370.84	382.73	631.87	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	3	20.33	187.23	464.17	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	4	241.26	187.23	464.17	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	5	406.46	300.17	596.18	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	6	284.46	300.17	596.18	1000.00	1000.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	433.45	310.64	435.32	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	8	253.35	310.64	435.32	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	9	825.02	398.31	613.04	1000.00	1166.67	
		중앙부 (하면)	10	364.94	398.31	613.04	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	11	825.02	269.09	613.04	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	12	364.94	269.09	613.04	1000.00	1000.00	

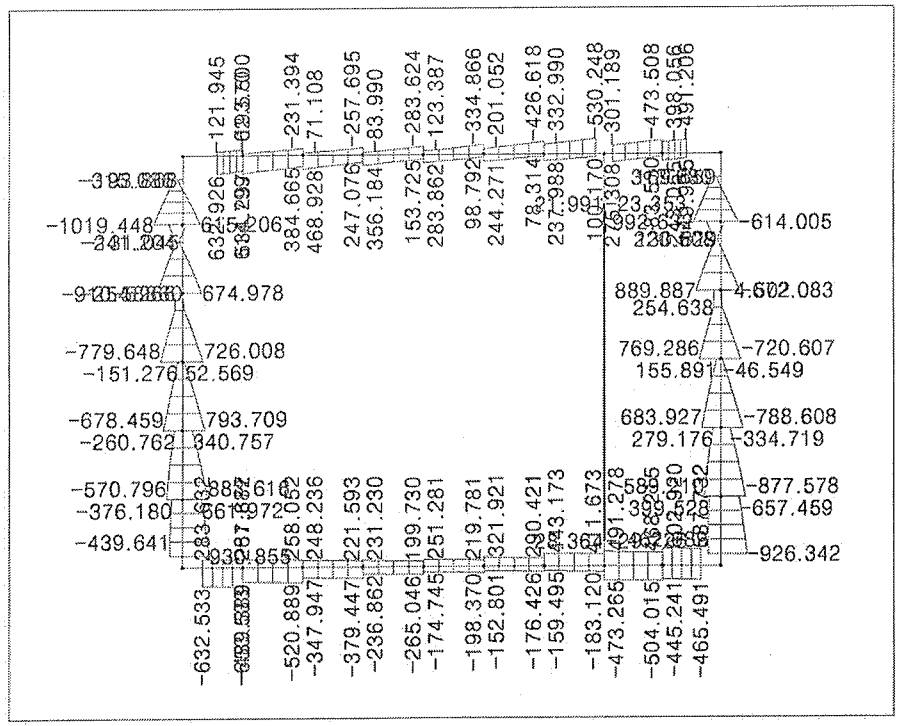
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	713.61	377.84	744.23	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	14	1103.05	377.84	744.23	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	15	265.94	259.05	445.52	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	16	111.76	259.05	445.52	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	17	278.51	314.06	586.47	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	18	477.52	314.06	586.47	1000.00	1000.00	
	2 경간	좌측 (상면)	19	223.73	484.32	563.50	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	20	423.96	484.32	563.50	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	21	718.22	469.99	726.29	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	22	997.66	469.99	726.29	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	23	776.10	356.88	744.70	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	24	1076.53	356.88	744.70	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	25	1175.15	550.16	500.90	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	26	547.58	550.16	500.90	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	27	150.56	340.83	385.56	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	28	306.16	340.83	385.56	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	29	1128.53	502.77	593.67	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	30	728.09	502.77	593.67	1000.00	1200.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	31	1084.63	531.82	390.42	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	32	552.36	531.82	390.42	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	33	97.40	322.49	391.95	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	34	318.09	322.49	391.95	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	35	1086.10	496.39	546.37	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	36	837.37	496.39	546.37	1000.00	1200.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	37	40.48	15.58	255.73	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	38	46.68	15.58	255.73	1000.00	300.00	
		중앙부	39	2.25	17.50	293.97	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	40	47.31	17.91	306.72	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	41	46.60	17.91	306.72	1000.00	300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

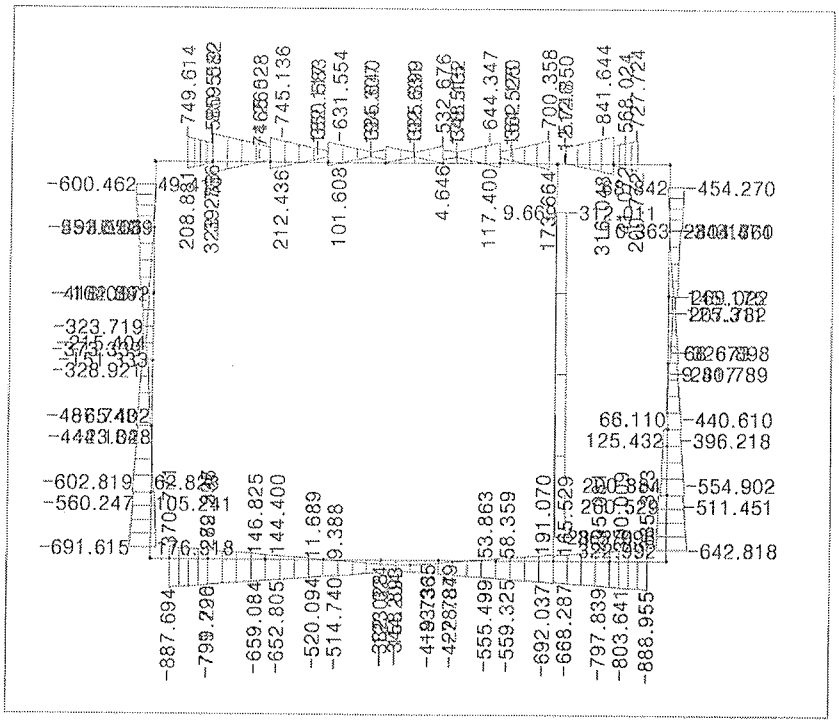
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	1306.68	516.17	749.61	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	2	743.07	516.17	749.61	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	3	118.74	298.65	532.92	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	4	387.61	298.65	532.92	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	5	711.73	426.62	700.36	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	6	556.76	426.62	700.36	1000.00	1000.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	738.75	403.54	512.85	1000.00	1166.67	
		좌측 (하면)	8	515.45	403.54	512.85	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	9	1258.14	491.21	727.72	1000.00	1166.67	
		중앙부 (하면)	10	727.68	491.21	727.72	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	11	1258.14	370.26	727.72	1000.00	1166.67	
		우측 (하면)	12	727.68	370.26	727.72	1000.00	1000.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	1146.75	502.89	887.69	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	14	1585.26	502.89	887.69	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	15	454.90	379.45	520.09	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	16	262.61	379.45	520.09	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	17	547.10	443.17	692.04	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	18	787.78	443.17	692.04	1000.00	1000.00	
	2 경간	좌측 (상면)	19	458.05	602.36	668.29	1000.00	1000.00	
		좌측 (하면)	20	699.85	602.36	668.29	1000.00	1000.00	
		중앙부 (상면)	21	1136.07	591.53	867.63	1000.00	1000.00	
		중앙부 (하면)	22	1458.92	591.53	867.63	1000.00	1000.00	
		우측 (상면)	23	1214.20	489.77	888.96	1000.00	1000.00	
		우측 (하면)	24	1557.66	489.77	888.96	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	25	1679.77	727.84	600.46	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	26	966.24	727.84	600.46	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	27	244.12	476.79	455.81	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	28	406.17	476.79	455.81	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	29	1615.05	668.64	691.62	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	30	1158.10	668.64	691.62	1000.00	1200.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	31	1556.92	707.15	454.27	1000.00	1366.67	
		상부 (내측)	32	962.04	707.15	454.27	1000.00	1200.00	
		중앙부 (외측)	33	159.62	456.09	440.61	1000.00	1200.00	
		중앙부 (내측)	34	413.67	456.09	440.61	1000.00	1200.00	
		하부 (외측)	35	1570.85	664.12	642.82	1000.00	1200.00	
		하부 (내측)	36	1287.59	664.12	642.82	1000.00	1200.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	37	66.77	24.82	312.01	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	38	73.93	24.82	312.01	1000.00	300.00	
		중앙부	39	3.12	28.20	350.25	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	40	76.73	28.91	363.00	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	41	76.18	28.91	363.00	1000.00	300.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1382.10	-	-1306.68	-861.08	-1382.10	
		좌측 (하면)	2	296.50	-	743.07	370.84	743.07	
		중앙부 (상면)	3	-	-	-118.74	-20.33	-118.74	
		중앙부 (하면)	4	1222.23	-	387.61	241.26	1222.23	
		우측 (상면)	5	-1298.74	-	-711.73	-406.46	-1298.74	
		우측 (하면)	6	119.56	-	556.76	284.46	556.76	
	2 경간	좌측 (상면)	7	-1349.36	-	-738.75	-433.45	-1349.36	
		좌측 (하면)	8	29.94	-	515.45	253.35	515.45	
		중앙부 (상면)	9	-1230.37	-	-1258.14	-825.02	-1258.14	
		중앙부 (하면)	10	211.28	-	727.68	364.94	727.68	
		우측 (상면)	11	-1230.37	-	-1258.14	-825.02	-1258.14	
		우측 (하면)	12	211.28	-	727.68	364.94	727.68	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	437.30	-	1146.75	713.61	1146.75	
		좌측 (하면)	14	-1930.02	-	-1585.26	-1103.05	-1930.02	
		중앙부 (상면)	15	1479.07	-	454.90	265.94	1479.07	
		중앙부 (하면)	16	-	-	-262.61	-111.76	-262.61	
		우측 (상면)	17	282.43	-	547.10	278.51	547.10	
		우측 (하면)	18	-1620.47	-	-787.78	-477.52	-1620.47	
	2 경간	좌측 (상면)	19	221.75	-	458.05	223.73	458.05	
		좌측 (하면)	20	-1542.38	-	-699.85	-423.96	-1542.38	
		중앙부 (상면)	21	653.35	-	1136.07	718.22	1136.07	
		중앙부 (하면)	22	-1660.45	-	-1458.92	-997.66	-1660.45	
		우측 (상면)	23	662.77	-	1214.20	776.10	1214.20	
		우측 (하면)	24	-1691.56	-	-1557.66	-1076.53	-1691.56	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	25	-2001.57	-	-1679.77	-1175.15	-2001.57	
		상부 (내측)	26	130.15	-	966.24	547.58	966.24	
		중앙부 (외측)	27	-1074.57	-	-244.12	-150.56	-1074.57	
		중앙부 (내측)	28	430.90	-	406.17	306.16	430.90	
		하부 (외측)	29	-2085.84	-	-1615.05	-1128.53	-2085.84	
		하부 (내측)	30	165.94	-	1158.10	728.09	1158.10	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	31	-1198.22	-	-1556.92	-1084.63	-1556.92	
		상부 (내측)	32	316.93	-	962.04	552.36	962.04	
		중앙부 (외측)	33	-311.62	-	-159.62	-97.40	-311.62	
		중앙부 (내측)	34	633.08	-	413.67	318.09	633.08	
		하부 (외측)	35	-1561.01	-	-1570.85	-1086.10	-1570.85	
		하부 (내측)	36	631.30	-	1287.59	837.37	1287.59	
중간 벽체	1련	상부 (좌측)	37	49.11	-	66.77	40.48	66.77	
		상부 (우측)	38	-69.79	-	-73.93	-46.68	-73.93	
		중앙부	39	-13.18	-	-3.12	-2.25	-13.18	
		하부 (좌측)	40	51.99	-	76.73	47.31	76.73	
		하부 (우측)	41	-69.62	-	-76.18	-46.60	-76.18	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	938.99	-	516.17	382.73	938.99	
		중앙부	3	384.09	-	298.65	187.23	384.09	
		우측	6	-948.59	-	-426.62	-300.17	-948.59	
	2 경간	좌측	7	-251.95	-	-403.54	-310.64	-403.54	
		중앙부	9	-315.55	-	-491.21	-398.31	-491.21	
		우측	12	356.04	-	-370.26	-269.09	-370.26	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	-902.22	-	-502.89	-377.84	-902.22	
		중앙부	15	-635.59	-	-379.45	-259.05	-635.59	
		우측	18	1148.41	-	443.17	314.06	1148.41	
	2 경간	좌측	19	372.04	-	602.36	484.32	602.36	
		중앙부	21	423.90	-	591.53	469.99	591.53	
		우측	24	-549.25	-	-489.77	-356.88	-549.25	
좌측 벽체	1 층	상부	25	-415.71	-	-727.84	-550.16	-727.84	
		중앙부	27	-489.17	-	-476.79	-340.83	-489.17	
		하부	30	862.40	-	668.64	502.77	862.40	
우측 벽체	1 층	상부	31	413.62	-	707.15	531.82	707.15	
		중앙부	33	490.55	-	456.09	322.49	490.55	
		하부	36	-854.38	-	-664.12	-496.39	-854.38	
중간 벽체	1 련	상부	37	-20.88	-	-24.82	-15.58	-24.82	
		중앙부	39	-20.88	-	-28.20	-17.50	-28.20	
		하부	41	-20.88	-	-28.91	-17.91	-28.91	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-868.15	-	-749.61	-631.87	-868.15	
		중앙부	3	-868.15	-	-532.92	-464.17	-868.15	
		우측	6	-868.15	-	-700.36	-596.18	-868.15	
	2 경간	좌측	7	-869.00	-	-512.85	-435.32	-869.00	
		중앙부	9	-869.00	-	-727.72	-613.04	-869.00	
		우측	12	-869.00	-	-727.72	-613.04	-869.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	13	-1265.67	-	-887.69	-744.23	-1265.67	
		중앙부	15	-1265.67	-	-520.09	-445.52	-1265.67	
		우측	18	-1265.67	-	-692.04	-586.47	-1265.67	
	2 경간	좌측	19	-1253.17	-	-668.29	-563.50	-1253.17	
		중앙부	21	-1253.17	-	-867.63	-726.29	-1253.17	
		우측	24	-1253.17	-	-888.96	-744.70	-1253.17	
좌측 벽체	1 층	상부	25	-1339.20	-	-600.46	-500.90	-1339.20	
		중앙부	27	-1449.72	-	-455.81	-385.56	-1470.54	
		하부	30	-1567.44	-	-691.62	-593.67	-1567.44	
우측 벽체	1 층	상부	31	-438.64	-	-454.27	-390.42	-454.27	
		중앙부	33	-547.10	-	-440.61	-391.95	-588.75	
		하부	36	-664.82	-	-642.82	-546.37	-664.82	
중간 벽체	1 련	상부	37	-1568.73	-	-312.01	-255.73	-1568.73	
		중앙부	39	-1594.22	-	-350.25	-293.97	-1606.97	
		하부	41	-1619.71	-	-363.00	-306.72	-1619.71	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-905.76	-	-	-	-905.76	
		중앙부 (하면)	2	902.60	-	-	-	902.60	
		우측 (상면)	3	-901.85	-	-	-	-901.85	
	2 경간	좌측 (상면)	4	-939.72	-	-	-	-939.72	
		중앙부 (상면)	5	-805.55	-	-	-	-805.55	
		우측 (상면)	6	-805.55	-	-	-	-805.55	
		우측 (하면)	7	60.48	-	-	-	60.48	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	8	-1308.23	-	-	-	-1308.23	
		중앙부 (상면)	9	1047.28	-	-	-	1047.28	
		우측 (하면)	10	-1128.75	-	-	-	-1128.75	
	2 경간	좌측 (하면)	11	-1078.28	-	-	-	-1078.28	
		중앙부 (하면)	12	-1100.80	-	-	-	-1100.80	
		우측 (하면)	13	-1118.71	-	-	-	-1118.71	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	14	-1359.20	-	-	-	-1359.20	
		중앙부 (외측)	15	-788.48	-	-	-	-788.48	
		하부 (외측)	16	-1445.16	-	-	-	-1445.16	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-772.86	-	-	-	-772.86	
		상부 (내측)	18	143.80	-	-	-	143.80	
		중앙부 (외측)	19	-227.26	-	-	-	-227.26	
		중앙부 (내측)	20	318.32	-	-	-	318.32	
		하부 (외측)	21	-1031.85	-	-	-	-1031.85	
		하부 (내측)	22	333.01	-	-	-	333.01	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	23	27.38	-	-	-	27.38	
		상부 (우측)	24	-44.98	-	-	-	-44.98	
		중앙부	25	-9.76	-	-	-	-9.76	
		하부 (좌측)	26	29.84	-	-	-	29.84	
		하부 (우측)	27	-45.16	-	-	-	-45.16	

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	1030	1382.10	1869.76	4085.91	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	5602.00	1.35
		좌측 (하면)	1	1000	920	743.07	1375.16	2431.55	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.85
		중앙부 (상면)	2	1000	900	118.74	608.03	389.52	H25 - 4.0EA	2026.80	5.12
		중앙부 (하면)	2	1000	920	1222.23	1375.16	4063.82	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.13
		우측 (상면)	3	1000	1036	1298.74	1727.73	3807.38	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5123.60	1.33
		우측 (하면)	3	1000	920	556.76	1375.16	1810.98	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.47
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	1036	1349.36	1727.73	3961.07	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5123.60	1.28
		좌측 (하면)	4	1000	920	515.45	1375.16	1674.43	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.67
		중앙부 (상면)	5	1000	1036	1258.14	1727.73	3684.43	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5123.60	1.37
		중앙부 (하면)	5	1000	920	727.68	1375.16	2380.00	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.89
		우측 (상면)	6	1000	1036	1258.14	1727.73	3684.43	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5123.60	1.37
		우측 (하면)	6	1000	920	727.68	1375.16	2380.00	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.89
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	920	1146.75	1699.63	3803.07	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.48
		좌측 (하면)	7	1000	867	1930.02	2095.45	7049.55	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.09
		중앙부 (상면)	8	1000	920	1479.07	1699.63	4961.66	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.15
		중앙부 (하면)	8	1000	900	262.61	766.73	865.45	H29 - 4.0EA	2569.60	2.92
		우측 (상면)	9	1000	920	547.10	1699.63	1779.03	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.11
		우측 (하면)	9	1000	867	1620.47	2095.45	5842.57	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.29

하부슬래브	2경간	좌측(상면)	10	1000	920	458.05	1699.63	1485.24	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.71
		좌측(하면)	10	1000	867	1542.38	2095.45	5543.31	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.36
		중앙부(상면)	11	1000	920	1136.07	1699.63	3766.31	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.50
		중앙부(하면)	11	1000	867	1660.45	2095.45	5996.60	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.26
		우측(상면)	12	1000	920	1214.19	1699.63	4036.00	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.40
		우측(하면)	12	1000	867	1691.56	2095.45	6116.81	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.24
좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	1230	2001.57	3670.22	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	7894.00	1.83
		상부(내측)	13	1000	1120	966.24	2444.94	-	H19 - 8.0EA	7894.00	2.53
		중앙부(외측)	14	1000	1060	1074.57	4129.23	-	H22 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	7415.60	3.84
		중앙부(내측)	14	1000	1120	430.90	3896.79	-	H19 - 8.0EA	7415.60	9.04
		하부(외측)	15	1000	1067	2085.84	4026.20	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10000.80	1.93
		하부(내측)	15	1000	1120	1158.10	2290.22	-	H19 - 8.0EA	10000.80	1.98
우측벽체	1층	상부(외측)	16	1000	1236	1556.92	2520.69	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9177.20	1.62
		상부(내측)	16	1000	1120	962.03	1957.73	-	H25 - 8.0EA	9177.20	2.04
		중앙부(외측)	17	1000	1070	311.62	4559.12	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9177.20	14.63
		중앙부(내측)	17	1000	1120	633.08	2682.27	-	H25 - 8.0EA	9177.20	4.24
		하부(외측)	18	1000	1067	1570.85	3363.56	-	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	11762.40	2.14
		하부(내측)	18	1000	1120	1287.59	1991.50	-	H25 - 8.0EA	11762.40	1.55

(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	561.1	939.0	998.85	2.00	218.75	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	584.6	384.1	812.63	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	564.9	948.6	1005.74	2.00	220.55	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	564.9	403.5	785.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	564.9	491.2	785.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	564.9	370.3	785.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	597.6	902.2	1328.41	2.00	165.57	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	597.6	635.6	962.98	2.00	41.34	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	597.6	1148.4	1328.41	2.00	299.37	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	10	597.6	602.4	962.98	2.00	5.22	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	597.6	591.5	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	12	597.6	549.3	962.98	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	746.1	727.8	1285.20	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	14	749.1	489.2	1286.50	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	15	757.5	862.4	1298.05	2.00	49.19	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	713.6	707.1	1255.79	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	17	719.2	490.6	1261.36	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	18	720.2	854.4	1260.82	2.00	62.88	H13	150	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	1166.67	1030.49	100.00	1382.10	938.99

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5602.000 x 400.00 = 2240800.000

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 = 97.638 mm, c = 97.638 / β1 = 97.638 / 0.85 = 114.869 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1066.67 - 114.869) / 114.869 = 0.02486

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4085.914 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5602.0 mm² (철근도심 : 136.2 mm), [사용률 = 1.371]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00544

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 97.638 mm

ΦMn = 0.85 x 5602.000 x 400 x (1030.49 - a/2) = 1869.762 kN.m

≥ Mu (= 1382.097 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.353]

* 전단에 대한 검토 (d = 863.82 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 863.82 = 561.068 kN

< Vu (= 938.990 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (938.990-561.068) x 150.00 / (400x863.82xΦ) x 1000 = 218.751 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 863.82 / 150.00 x 1000 = 583.712 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 863.82 / 1000 = 2992.360 kN ≥ 583.712 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (748.090 + 583.712) = 998.852 kN ≥ 938.990 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	743.07	938.99

* 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 (920.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02628

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2431.548 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.890]

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 = 0.00500

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 (920.00 - a/2) = 1375.156 kN.m

≥ Mu (= 743.070 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.851]

* 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 (= 938.990 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (938.990-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 185.561 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 621.675 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 621.675 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 621.675) = 1063.814 kN ≥ 938.990 kN ∴ O.K

▣ 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	1000.00	900.00	100.00	118.74	384.09

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

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 = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 35.325 / 0.85 = 41.559 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 41.559) / 41.559 = 0.06197

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 389.521 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 5.203]

1단 : 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 = 0.00225

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 mm

ΦMn = 0.85 x 2026.800 x 400 x (900.00 - a/2) = 608.029 kN.m

≥ Mu (= 118.744 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.121]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

≥ Vu (= 384.087 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	1000.00	920.00	80.00	1222.23	384.09

* 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 (920.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02628

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4063.821 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.131]

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 = 0.00500

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 (920.00 - a/2) = 1375.156 kN.m

≥ Mu (= 1222.231 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.125]

* 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 (= 384.087 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	1036.45	100.00	1298.74	948.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5123.600 x 400.00 = 2049440.000

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 = 89.300 mm, c = 89.300 / β1 = 89.300 / 0.85 = 105.059 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1066.67 - 105.059) / 105.059 = 0.02746

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3807.378 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm) , [사용률 = 1.346]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 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 = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.300 mm

ΦMn = 0.85 x 5123.600 x 400 x (1036.44 - a/2) = 1727.730 kN.m

≥ Mu (= 1298.735 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.330]

* 전단에 대한 검토 (d = 869.78 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 869.78 = 564.938 kN

< Vu (= 948.593 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (948.593-564.938) x 150.00 / (400x869.78xΦ) x 1000 = 220.547 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 869.78 / 150.00 x 1000 = 587.739 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 869.78 / 1000 = 3013.003 kN ≥ 587.739 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (753.251 + 587.739) = 1005.742 kN ≥ 948.593 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	556.76	948.59

* 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 (920.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02628

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1810.979 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.538]

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 = 0.00500

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 (920.00 - a/2) = 1375.156 kN.m

≥ Mu (= 556.757 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.470]

* 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 (= 948.593 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (948.593-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 190.780 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 920.00 / 150.00 x 1000 = 621.675 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 621.675 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 621.675) = 1063.814 kN ≥ 948.593 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	1166.67	1036.45	100.00	1349.36	403.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5123.600 x 400.00 = 2049440.000

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 = 89.300 mm, c = 89.300 / β1 = 89.300 / 0.85 = 105.059 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1066.67 - 105.059) / 105.059 = 0.02746

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3961.072 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm) . [사용률 = 1.293]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 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 = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.300 mm

ΦMn = 0.85 x 5123.600 x 400 x (1036.45 - a/2) = 1727.732 kN.m

≥ Mu (= 1349.359 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.280]

* 전단에 대한 검토 (d = 869.78 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 869.78 = 564.938 kN

≥ Vu (= 403.536 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	1000.00	920.00	80.00	515.45	403.54

* 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 (920.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02628

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1674.427 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.745]

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 = 0.00500

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 (920.00 - a/2) = 1375.156 kN.m

≥ Mu (= 515.453 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.668]

* 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 (= 403.536 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	1166.67	1036.44	100.00	1258.14	491.21

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5123.600 x 400.00 = 2049440.000

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 = 89.300 mm, c = 89.300 / β1 = 89.300 / 0.85 = 105.059 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1066.67 - 105.059) / 105.059 = 0.02746

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3684.430 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm), [사용률 = 1.391]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 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 = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.300 mm

ΦMn = 0.85 x 5123.600 x 400 x (1036.44 - a/2) = 1727.729 kN.m

≥ Mu (= 1258.138 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.373]

* 전단에 대한 검토 (d = 869.78 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 869.78 = 564.938 kN

≥ Vu (= 491.206 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	1000.00	920.00	80.00	727.68	491.21

* 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 (920.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02628

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2379.996 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.931]

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 = 0.00500

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 (920.00 - a/2) = 1375.156 kN.m

≥ Mu (= 727.679 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.890]

* 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 (= 491.206 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	1166.67	1036.44	100.00	1258.14	370.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5123.600 x 400.00 = 2049440.000

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 = 89.300 mm, c = 89.300 / β1 = 89.300 / 0.85 = 105.059 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1066.67 - 105.059) / 105.059 = 0.02746

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3684.430 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm), [사용률 = 1.391]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)

2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 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 = 0.00494

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 89.300 mm

ΦMn = 0.85 x 5123.600 x 400 x (1036.44 - a/2) = 1727.729 kN.m

≥ Mu (= 1258.138 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.373]

* 전단에 대한 검토 (d = 869.78 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 869.78 = 564.938 kN

≥ Vu (= 370.259 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	1000.00	920.00	80.00	727.68	370.26

* 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 (920.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02628

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2379.996 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.931]

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 = 0.00500

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 (920.00 - a/2) = 1375.156 kN.m

≥ Mu (= 727.679 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.890]

* 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 (= 370.259 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	1000.00	920.00	80.00	1146.75	902.22

* 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 (920.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02042

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3803.074 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.511]

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 = 0.00625

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 (920.00 - a/2) = 1699.634 kN.m

≥ Mu (= 1146.747 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.482]

* 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 (= 902.215 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (902.215-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 165.575 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 ≥ 902.215 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	1930.02	902.22

* 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 (900.00 - 158.068) / 158.068 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7049.548 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.094]

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 = 0.00889

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 (866.67 - a/2) = 2095.451 kN.m

≥ Mu (= 1930.019 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.086]

* 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 (= 902.215 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (902.215-562.917) x 150.00 / (400x866.67xΦ) x 1000 = 195.749 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 ≥ 902.215 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	1000.00	920.00	80.00	1479.07	635.59

* 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 (920.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02042

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4961.664 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.158]

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 = 0.00625

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 (920.00 - a/2) = 1699.634 kN.m

≥ Mu (= 1479.066 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.149]

* 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 (= 635.593 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (635.593-597.558) x 300.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 41.343 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 300.00 x 1000 = 487.232 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 487.232 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 487.232) = 962.982 kN ≥ 635.593 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	1000.00	900.00	100.00	262.61	635.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

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 = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (900.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04824

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 865.447 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.969]

1단 : 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 = 0.00286

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (900.00 - a/2) = 766.734 kN.m

≥ Mu (= 262.607 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.920]

* 전단에 대한 검토 (d = 900.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 900.00 = 584.567 kN

< Vu (= 635.593 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (635.593-584.567) x 300.00 / (400x900.00xΦ) x 1000 = 56.695 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 900.00 / 300.00 x 1000 = 476.640 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 900.00 / 1000 = 3117.691 kN ≥ 476.640 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (779.423 + 476.640) = 942.047 kN ≥ 635.593 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	1000.00	920.00	80.00	547.10	1148.41

* 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 (920.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02042

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1779.029 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.230]

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 = 0.00625

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 (920.00 - a/2) = 1699.634 kN.m

≥ Mu (= 547.103 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.107]

* 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 (= 1148.406 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1148.406-597.558) x 150.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 299.374 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 ≥ 1148.406 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	1620.47	1148.41

* 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 (900.00 - 158.068) / 158.068 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5842.570 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.319]

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 = 0.00889

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 (866.67 - a/2) = 2095.451 kN.m

≥ Mu (= 1620.468 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.293]

* 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 (= 1148.406 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1148.406-562.917) x 150.00 / (400x866.67xΦ) x 1000 = 337.782 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 ≥ 1148.406 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	1000.00	920.00	80.00	458.05	602.36

* 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 (920.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02042

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1485.236 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.869]

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 = 0.00625

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 (920.00 - a/2) = 1699.634 kN.m

≥ Mu (= 458.046 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.711]

* 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 (= 602.357 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (602.357-597.558) x 300.00 / (400x920.00xΦ) x 1000 = 5.217 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 920.00 / 300.00 x 1000 = 487.232 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 920.00 / 1000 = 3186.973 kN ≥ 487.232 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (796.743 + 487.232) = 962.982 kN ≥ 602.357 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	1000.00	866.67	100.00	1542.38	602.36

* 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 (900.00 - 158.068) / 158.068 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5543.314 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.391]

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 = 0.00889

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 (866.67 - a/2) = 2095.451 kN.m

≥ Mu (= 1542.383 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.359]

* 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 (= 602.357 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (602.357-562.917) x 300.00 / (400x866.67xΦ) x 1000 = 45.508 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 866.67 / 300.00 x 1000 = 458.987 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 866.67 / 1000 = 3002.221 kN ≥ 458.987 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (750.555 + 458.987) = 907.157 kN ≥ 602.357 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	1000.00	920.00	80.00	1136.07	591.53

* 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 (920.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02042

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3766.307 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.526]

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 = 0.00625

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 (920.00 - a/2) = 1699.634 kN.m

≥ Mu (= 1136.071 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.496]

* 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 (= 591.529 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	1000.00	866.67	100.00	1660.45	591.53

* 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 (900.00 - 158.068) / 158.068 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5996.603 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.286]

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 = 0.00889

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 (866.67 - a/2) = 2095.451 kN.m

≥ Mu (= 1660.453 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.262]

* 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 (= 591.529 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (591.529-562.917) x 300.00 / (400x866.67xΦ) x 1000 = 33.014 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 866.67 / 300.00 x 1000 = 458.987 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 866.67 / 1000 = 3002.221 kN ≥ 458.987 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (750.555 + 458.987) = 907.157 kN ≥ 591.529 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	1000.00	920.00	80.00	1214.20	549.25

* 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 (920.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02042

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4035.996 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.424]

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 = 0.00625

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 (920.00 - a/2) = 1699.634 kN.m

≥ Mu (= 1214.195 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.400]

* 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 (= 549.252 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	1000.00	866.67	100.00	1691.56	549.25

* 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 (900.00 - 158.068) / 158.068 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 6116.807 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm) , [사용률 = 1.260]

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 = 0.00889

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 (866.67 - a/2) = 2095.451 kN.m

≥ Mu (= 1691.559 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.239]

* 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 (= 549.252 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	1,230	1339.197	2001.568	1494.6

㉯ 철근비 검토

As = 5602.000 mm² (인장중심 = 136.18 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 m
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0058) ≤ 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 = 2240800.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (31365000.0 x 683.33 + 2240800.0 x 136.180 + 916800.0 x 1286.667) / 34522600.0
= 663.841 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 738.29 mm, ab = k1 x cb = 627.55 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 627548.233 = 14402.232 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 2240.800 kN

Pb = 14402.232 + 864.199 - 2240.800 = 13025.631 kN

Mb = Cc x 389.052 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7323.838 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 562.264 mm, e = Mu/Pu = 1494.603 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 220.72 mm, a = k1 x c = 187.61 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 187609.956 = 4305.648 kN

∑Csi = 824.152 kN, ∑Tsi = 2240.800 kN

Pn = 4305.648 + 824.152 - 2240.800 = 2889.000 kN

Mn = Cc x 570.036 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4317.915 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1494.605)| = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1366.67 - 100.00 = 1266.667 mm

c = 220.718 mm, a = k1 x c = 187.610 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1266.67-220.72) / 220.72 = 0.01422

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} = 27473.146 kN ≥ Pn = 2889.000 kN

ΦPn = 0.85 x 2889.000 = 2455.650 kN ≥ Pu = 1339.197 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.495 = 3670.222 kN.m ≥ Mu = 2001.568 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1063.82 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1063.82 = 746.052 kN
≥ Vu (= 727.841 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	1339.197	966.239	721.5

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5602.000 mm² (압축중심 = 136.18 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 m

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ 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 = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 2240800.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 916800.0 x 80.000 + 2240800.0 x 1063.820) / 30697600.0

= 618.327 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 = 2112.234 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 13109.040 + 2112.234 - 916.800 = 14304.474 kN

Mb = Cc x 296.073 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5315.758 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 371.615 mm, e = Mu/Pu = 721.506 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 201.88 mm, a = k1 x c = 171.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 171597.252 = 3938.157 kN

∑Csi = 965.297 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 3938.157 + 965.297 - 916.800 = 3986.654 kN

Mn = Cc x 532.528 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2876.403 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=721.508) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 201.879 mm, a = k1 x c = 171.597 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-201.88) / 201.88 = 0.01364

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} = 24413.146 kN ≥ Pn = 3986.654 kN

ΦPn = 0.85 x 3986.654 = 3388.656 kN ≥ Pu = 1339.197 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.722 = 2444.935 kN.m ≥ Mu = 966.239 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 = 785.450 kN

≥ Vu (= 727.841 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	1,060	1470.543	1074.566	730.7

㉯ 철근비 검토

As = 5123.600 mm² (인장중심 = 139.56 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0062) ≤ 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 = 2049440.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 2049440.0 x 139.558 + 916800.0 x 1120.000) / 30506240.0
= 584.695 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 636.27 mm, ab = k1 x cb = 540.83 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 540825.357 = 12411.942 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 2049.440 kN

Pb = 12411.942 + 864.199 - 2049.440 = 11226.701 kN

Mb = Cc x 344.893 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5655.680 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.770 mm, e = Mu/Pu = 730.727 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 401.55 mm, a = k1 x c = 341.32 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 341320.223 = 7833.299 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 2049.440 kN

Pn = 7833.299 + 864.199 - 2049.440 = 6648.058 kN

Mn = Cc x 414.034 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4857.931 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=730.729) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 401.553 mm, a = k1 x c = 341.320 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-401.55) / 401.55 = 0.00522

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} = 24268.842 kN ≥ Pn = 6648.058 kN

ΦPn = 0.85 x 6648.058 = 5650.849 kN ≥ Pu = 1470.543 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.731 = 4129.230 kN.m ≥ Mu = 1074.566 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 1060.44 = 749.067 kN
≥ Vu (= 489.172 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	1470.543	430.903	293

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5123.600 mm² (압축중심 = 139.56 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0062) ≤ 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 = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 2049440.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 916800.0 x 80.000 + 2049440.0 x 1060.442) / 30506240.0

= 615.305 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 = 1931.853 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 13109.040 + 1931.853 - 916.800 = 14124.093 kN

Mb = Cc x 299.095 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5271.549 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 373.231 mm, e = Mu/Pu = 293.023 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 799.51 mm, a = k1 x c = 679.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 679579.773 = 15596.356 kN

∑Csi = 1931.853 kN, ∑Tsi = 551.271 kN

Pn = 15596.356 + 1931.853 - 551.271 = 16976.939 kN

Mn = Cc x 275.516 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4974.657 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=293.024)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 799.506 mm, a = k1 x c = 679.580 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-799.51) / 799.51 = 0.00120

→ 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} = 24268.842 kN ≥ Pn = 16976.939 kN

ΦPn = 0.78 x 16976.939 = 13298.602 kN ≥ Pu = 1470.543 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.293 = 3896.794 kN.m ≥ Mu = 430.903 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 = 791.138 kN

≥ Vu (= 489.172 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	1567.437	2085.841	1330.7

㉯ 철근비 검토

As = 7708.800 ㎟ (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2292.000 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0083) ≤ 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 = 3083520.0 N, Cs' = Asf x fy = 916800.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 3083520.0 x 133.333 + 916800.0 x 1120.000) / 31540320.0
= 569.492 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 = 864.199 kN, ∑Tsi = 3083.520 kN

Pb = 12484.800 + 864.199 - 3083.520 = 10265.479 kN

Mb = Cc x 358.508 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6296.555 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 613.372 mm, e = Mu/Pu = 1330.734 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 296.23 mm, a = k1 x c = 251.80 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 251799.011 = 5778.787 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 3083.520 kN

Pn = 5778.787 + 864.199 - 3083.520 = 3559.466 kN

Mn = Cc x 443.592 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4736.678 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1330.727) | = 0.0063 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 296.234 mm, a = k1 x c = 251.799 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-296.23) / 296.23 = 0.00814

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} = 25048.641 kN ≥ Pn = 3559.466 kN

ΦPn = 0.85 x 3559.466 = 3025.546 kN ≥ Pu = 1567.437 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.331 = 4026.196 kN.m ≥ Mu = 2085.841 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 = 757.460 kN
< Vu (= 862.398 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (862.398 - 757.460) x 150.00 / (400.0 x 1066.67 x Φ) = 49.190 ㎟

Use Av = 253.400 ㎟ (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1066.67 / 150.00 = 720.782 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1066.67 = 3695.042 kN ≥ 720.782 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1009.947 + 720.782) = 1298.047 kN ≥ 862.398 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	1,200	80	1,120	1567.437	1158.097	738.8

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 7708.800 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0083) ≤ 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 = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 3083520.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 916800.0 x 80.000 + 3083520.0 x 1066.667) / 31540320.0

= 630.508 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 = 2906.603 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 13109.040 + 2906.603 - 916.800 = 15098.843 kN

Mb = Cc x 283.892 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5493.994 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 363.869 mm, e = Mu/Pu = 738.848 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 180.78 mm, a = k1 x c = 153.66 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 153661.728 = 3526.537 kN

∑Csi = 1036.984 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 3526.537 + 1036.984 - 916.800 = 3646.721 kN

Mn = Cc x 553.677 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2694.382 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=738.851)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 180.779 mm, a = k1 x c = 153.662 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-180.78) / 180.78 = 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} = 25048.641 kN ≥ Pn = 3646.721 kN

ΦPn = 0.85 x 3646.721 = 3099.713 kN ≥ Pu = 1567.437 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.739 = 2290.215 kN.m ≥ Mu = 1158.097 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 = 795.333 kN

< Vu (= 862.398 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (862.398 - 795.333) x 150.00 / (400.0 x 1120.00 x Φ) = 29.940 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1120.00 / 150.00 = 756.821 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1120.00 = 3879.794 kN ≥ 756.821 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1060.444 + 756.821) = 1362.949 kN ≥ 862.398 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	파복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,367	100	1,236	454.27	1556.92	3427.3

㉯ 철근비 검토

As = 5123.600 ㎟ (인장중심 = 130.22 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 m
2단 : H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

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 1366.7 x 1000.0 = 31365000.0 N

Cs = As x fy = 2049440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (31365000.0 x 683.33 + 2049440.0 x 130.221 + 1621440.0 x 1286.667) / 35035880.0
= 678.901 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 741.87 mm, ab = k1 x cb = 630.59 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 630587.321 = 14471.979 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2049.440 kN

Pb = 14471.979 + 1528.410 - 2049.440 = 13950.949 kN

Mb = Cc x 372.472 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7443.813 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 533.570 mm, e = Mu/Pu = 3427.303 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.71 mm, a = k1 x c = 98.35 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98351.425 = 2257.165 kN

∑Csi = 657.539 kN, ∑Tsi = 2049.440 kN

Pn = 2257.165 + 657.539 - 2049.440 = 865.264 kN

Mn = Cc x 629.725 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2965.520 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3427.300) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1366.67 - 100.00 = 1266.667 mm

c = 115.708 mm, a = k1 x c = 98.351 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1266.67-115.71) / 115.71 = 0.02984

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} = 27860.211 kN ≥ Pn = 865.264 kN

ΦPn = 0.85 x 865.264 = 735.474 kN ≥ Pu = 454.270 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.427 = 2520.693 kN.m ≥ Mu = 1556.920 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1069.78 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1069.78 = 713.630 kN
≥ Vu (= 707.146 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	454.27	962.035	2117.8

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5123.600 mm² (압축중심 = 130.22 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 m

2단 : H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ 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 = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2049440.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2049440.0 x 1069.779) / 31210880.0

= 603.833 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 = 1931.853 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 13109.040 + 1931.853 - 1621.440 = 13419.453 kN

Mb = Cc x 310.567 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5820.737 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 433.754 mm, e = Mu/Pu = 2117.760 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 134.20 mm, a = k1 x c = 114.07 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 114069.040 = 2617.884 kN

∑Csi = 91.124 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 2617.884 + 91.124 - 1621.440 = 1087.569 kN

Mn = Cc x 546.799 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2303.209 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2117.759)| = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 134.199 mm, a = k1 x c = 114.069 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-134.20) / 134.20 = 0.02204

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} = 24800.211 kN ≥ Pn = 1087.569 kN

ΦPn = 0.85 x 1087.569 = 924.434 kN ≥ Pu = 454.270 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.118 = 1957.729 kN.m ≥ Mu = 962.035 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 = 747.132 kN

≥ Vu (= 707.146 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	1,070	588.749	311.617	529.3

㉯ 철근비 검토

As = 5123.600 ㎟ (인장중심 = 130.22 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 m
2단 : H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ 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 = 2049440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 2049440.0 x 130.221 + 1621440.0 x 1120.000) / 31210880.0
= 596.167 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 641.87 mm, ab = k1 x cb = 545.59 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 545587.321 = 12521.229 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2049.440 kN

Pb = 12521.229 + 1528.410 - 2049.440 = 12000.199 kN

Mb = Cc x 331.039 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5900.581 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 491.707 mm, e = Mu/Pu = 529.286 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 590.40 mm, a = k1 x c = 501.84 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 501841.518 = 11517.263 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2049.440 kN

Pn = 11517.263 + 1528.410 - 2049.440 = 10996.233 kN

Mn = Cc x 345.246 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5820.144 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=529.285) | = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 590.402 mm, a = k1 x c = 501.842 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-590.40) / 590.40 = 0.00259

→ 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} = 24800.211 kN ≥ Pn = 10996.233 kN

ΦPn = 0.78 x 10996.233 = 8613.716 kN ≥ Pu = 588.749 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.529 = 4559.117 kN.m ≥ Mu = 311.617 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 1069.78 = 719.192 kN
≥ Vu (= 490.553 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	588.749	633.076	1075.3

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5123.600 mm² (압축중심 = 130.22 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 m

2단 : H22- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ 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 = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2049440.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2049440.0 x 1069.779) / 31210880.0

= 603.833 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 = 1931.853 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 13109.040 + 1931.853 - 1621.440 = 13419.453 kN

Mb = Cc x 310.567 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5820.737 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 433.754 mm, e = Mu/Pu = 1075.291 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 190.00 mm, a = k1 x c = 161.50 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 161501.427 = 3706.458 kN

∑Csi = 849.645 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3706.458 + 849.645 - 1621.440 = 2934.662 kN

Mn = Cc x 523.082 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3155.621 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1075.293) | = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 190.002 mm, a = k1 x c = 161.501 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-190.00) / 190.00 = 0.01468

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} = 24800.211 kN ≥ Pn = 2934.662 kN

ΦPn = 0.85 x 2934.662 = 2494.463 kN ≥ Pu = 588.749 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.075 = 2682.273 kN.m ≥ Mu = 633.076 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 = 752.955 kN

≥ Vu (= 490.553 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	664.817	1570.846	2362.8

㉯ 철근비 검토

As = 7708.800 mm² (인장중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H29- 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 (= 0.0098) ≤ 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 = 3083520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 3083520.0 x 133.333 + 1621440.0 x 1120.000) / 32244960.0
= 581.522 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 = 1528.410 kN, ∑Tsi = 3083.520 kN

Pb = 12484.800 + 1528.410 - 3083.520 = 10929.690 kN

Mb = Cc x 346.478 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6530.724 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 597.521 mm, e = Mu/Pu = 2362.824 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 179.56 mm, a = k1 x c = 152.63 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 152625.211 = 3502.749 kN

∑Csi = 1255.515 kN, ∑Tsi = 3083.520 kN

Pn = 3502.749 + 1255.515 - 3083.520 = 1674.744 kN

Mn = Cc x 505.209 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3957.135 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2362.830) | = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 100.00 = 1100.000 mm

c = 179.559 mm, a = k1 x c = 152.625 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1100.00-179.56) / 179.56 = 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} = 25580.010 kN ≥ Pn = 1674.744 kN

ΦPn = 0.85 x 1674.744 = 1423.532 kN ≥ Pu = 664.817 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.363 = 3363.557 kN.m ≥ Mu = 1570.846 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 = 720.237 kN
< Vu (= 854.378 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (854.378 - 720.237) x 150.00 / (400.0 x 1066.67 x Φ) = 62.879 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1066.67 / 150.00 = 720.782 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1066.67 = 3695.042 kN ≥ 720.782 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (960.316 + 720.782) = 1260.824 kN ≥ 854.378 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	1,200	80	1,120	664.817	1287.593	1936.8

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 7708.800 mm² (압축중심 = 133.33 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0098) ≤ 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 = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 3083520.0 N

Xp = (27540000.0 x 600.00 + 1621440.0 x 80.000 + 3083520.0 x 1066.667) / 32244960.0

= 618.478 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 = 2906.603 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 13109.040 + 2906.603 - 1621.440 = 14394.203 kN

Mb = Cc x 295.922 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6055.067 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 420.660 mm, e = Mu/Pu = 1936.763 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 137.67 mm, a = k1 x c = 117.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 117017.264 = 2685.546 kN

∑Csi = 145.613 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 2685.546 + 145.613 - 1621.440 = 1209.719 kN

Mn = Cc x 559.970 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2342.948 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1936.771) | = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1200.00 - 80.00 = 1120.000 mm

c = 137.667 mm, a = k1 x c = 117.017 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1120.00-137.67) / 137.67 = 0.02141

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} = 25580.010 kN ≥ Pn = 1209.719 kN

ΦPn = 0.85 x 1209.719 = 1028.261 kN ≥ Pu = 664.817 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.937 = 1991.498 kN.m ≥ Mu = 1287.593 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 = 756.249 kN

< Vu (= 854.378 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (854.378 - 756.249) x 150.00 / (400.0 x 1120.00 x Φ) = 43.808 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1120.00 / 150.00 = 756.821 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1120.00 = 3879.794 kN ≥ 756.821 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1008.332 + 756.821) = 1323.865 kN ≥ 854.378 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 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 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)_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 : 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 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(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 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(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 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ 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 - 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 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_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 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

9) 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 - 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 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(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 - 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 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ 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 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(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 - 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 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 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

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 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

15) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 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

16) 우측벽체 : 상부_내측

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 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

17) 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 - 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

18) 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 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

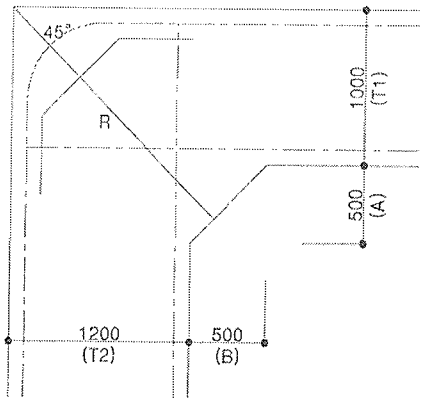
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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 = 1359.195 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1359.195 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

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1359.19 \times 10^6}{1909.188^2 \times 1000} = 1.864 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1359.19 \times 10^6}{1909.188 \times 180} = 7910.255 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7910.255 mm² - 1548.400 mm²

= 6361.855 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 6623.200 mm² > Req'd As (= 6361.855 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0027930 + \sqrt{(2 \times 0.0196 + (0.0196)^2)} = 0.179$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.179 / 3 = 0.940$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 94200370.000 / (2569.600 \times 920.000 \times 0.940)$

  $= 42.378$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 42.378 \times 2569.600 = 108894.782$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0020464 + \sqrt{(2 \times 0.0143 + (0.0143)^2)} = 0.156$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.156 / 3 = 0.948$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 94200370.000 / (2292.000 \times 1120.000 \times 0.948)$

  $= 38.703$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 38.703 \times 2292.000 = 88706.715$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

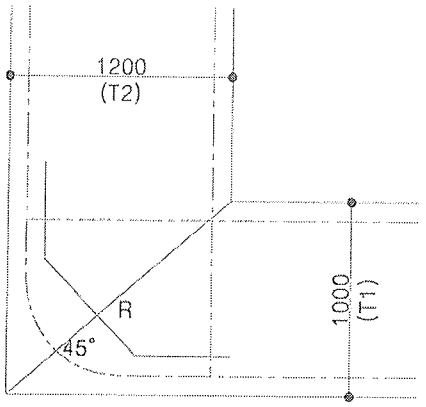
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(108894.782^2 + 88706.715^2)} / 180.0$

  $As = 780.293$ ㎟

  사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1445.163 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1445.163 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1445.16 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 2.961 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1445.16 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 10279.676 \text{ mm}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10279.676 mm² - 2569.600 mm²

= 7710.076 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 4EA , H29 - 4EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 8316.000 mm² > Req'd As (= 7710.076 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3176.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0034530 + √(2 x 0.0242 + (0.0242)²) = 0.197

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.197 /3 = 0.934

fs = Mo / (As x d x j) = 123438114.000 / (3176.800 x 920.000 x 0.934)

= 45.204 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 45.204 x 3176.800 = 143602.880 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2292 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0020464 + √(2 x 0.0143 + (0.0143)²) = 0.156

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.156 /3 = 0.948

fs = Mo / (As x d x j) = 123438114.000 / (2292.000 x 1120.000 x 0.948)

= 50.715 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 50.715 x 2292.000 = 116239.349 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

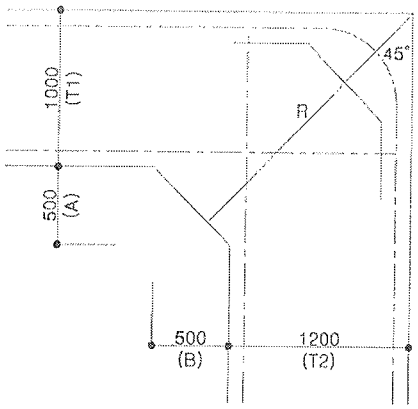
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(143602.880² + 116239.349²) / 180.0

As = 1026.401 ㎟

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 805.547 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 805.547 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

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 805.55 \times 10^6}{1909.188^2 \times 1000} = 1.105 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 805.55 \times 10^6}{1909.188 \times 180} = 4688.128 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 4688.128 mm² - 1548.400 mm²
= 3139.728 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 4EA , H22 - 4EA

∴ Total As = 3575.200 mm² > Req'd As (= 3139.728 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0027930 + \sqrt{(2 \times 0.0196 + (0.0196)^2)} = 0.179$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.179 /3 = 0.940

fs = Mo / (As x d x j) = 143800473.000 / (2569.600 x 920.000 x 0.940)

= 64.692 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 64.692 x 2569.600 = 166232.056 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 4053.6 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0036193 + \sqrt{(2 \times 0.0253 + (0.0253)^2)} = 0.201$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.201 /3 = 0.933

fs = Mo / (As x d x j) = 143800473.000 / (4053.600 x 1120.000 x 0.933)

= 33.951 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 33.951 x 4053.600 = 137622.532 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

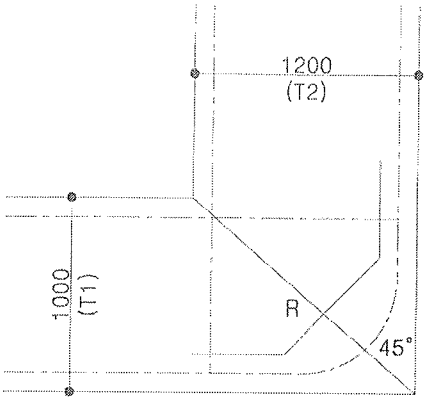
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(166232.056^2 + 137622.532^2)}$ / 180.0

As = 1198.933 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1118.707 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1118.707 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1562.050$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1118.71 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 2.292 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1118.71 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 7957.542 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 7957.542 mm² - 2569.600 mm²
= 5387.942 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA , H22 - 4EA

∴ Total As = 5602.000 mm² > Req'd As (= 5387.942 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3176.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0034530 + √(2 x 0.0242 + (0.0242)²) = 0.197

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.197 /3 = 0.934

fs = Mo / (As x d x j) = 342725037.000 / (3176.800 x 920.000 x 0.934)

= 125.508 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 125.508 x 3176.800 = 398712.365 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 4053.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0036193 + √(2 x 0.0253 + (0.0253)²) = 0.201

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.201 /3 = 0.933

fs = Mo / (As x d x j) = 342725037.000 / (4053.600 x 1120.000 x 0.933)

= 80.916 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 80.916 x 4053.600 = 328000.919 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(398712.365² + 328000.919²) / 180.0

As = 2868.282 ㎟

사용철근량 : H32 @ 500, 2EA = 3176.800 ㎟ ∴ O.K

18. 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	1030	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	242.929	O.K	1.943
		좌측 (하면)	1	920	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	2609.574	O.K	20.877
		중앙부 (하면)	2	920	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	176.687	O.K	1.413
		우측 (상면)	3	1036	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	209.286	O.K	1.674
	2경간	좌측 (상면)	4	1036	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	192.036	O.K	1.536
		중앙부 (상면)	5	1036	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	260.458	O.K	2.084
		중앙부 (하면)	5	920	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	4064.283	O.K	32.514
		우측 (상면)	6	1036	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	260.458	O.K	2.084
		우측 (하면)	6	920	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	4064.283	O.K	32.514
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	920	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	2468.675	O.K	19.749
		좌측 (하면)	7	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	148.727	O.K	1.190
		중앙부 (상면)	8	920	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	203.715	O.K	1.630
		우측 (하면)	9	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	206.361	O.K	1.651
	2경간	좌측 (하면)	10	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	226.028	O.K	1.808
		중앙부 (상면)	11	920	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	917.251	O.K	7.338
		중앙부 (하면)	11	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	217.029	O.K	1.736
		우측 (상면)	12	920	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	889.134	O.K	7.113
		우측 (하면)	12	867	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	210.134	O.K	1.681

좌측벽체	1층	상부	13	1230	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	150.998	O.K	1.208
		중앙부	14	1060	H22 - 8.0EA + H25 - 4.0EA	125	278.833	O.K	2.231
		중앙부	14	1120	H19 - 8.0EA	125	7577.362	O.K	60.619
		하부	15	1067	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	193.774	O.K	1.550
우측벽체	1층	상부	16	1236	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	380.798	O.K	3.046
		상부	16	1120	H25 - 8.0EA	125	1855.632	O.K	14.845
		중앙부	17	1070	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1404.220	O.K	11.234
		중앙부	17	1120	H25 - 8.0EA	125	838.277	O.K	6.706
		하부	18	1067	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	357.007	O.K	2.856
		하부	18	1120	H25 - 8.0EA	125	801.299	O.K	6.410

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 905.764 x 1000000 / [5602.000 x (1030.486 - 247.765/3)]
= 170.573 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5602.000/1000.0 + 7x5602.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1030.5/(7x5602.000)]
= 247.765 mm

사용철근량 = 5602.0 mm² (철근도심 : 136.2 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 170.57) - 2.5 x 87.50 = 242.93 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 170.57) = 369.34 mm
Sa는 작은 값인 242.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 242.93 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 94.200 x 1000000 / [4596.400 x (920.000 - 213.257/3)]
= 24.142 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4596.400)]
= 213.257 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 (210 / 24.14) - 2.5 x 65.50 = 3098.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 24.14) = 2609.57 mm
Sa는 작은 값인 2609.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2609.57 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 902.599 x 1000000 / [4596.400 x (920.000 - 213.257/3)]
= 231.320 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4596.400)]
= 213.257 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 (210 / 231.32) - 2.5 x 65.50 = 176.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 231.32) = 272.35 mm
Sa는 작은 값인 176.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 176.69 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 901.850 x 1000000 / [5123.600 x (1036.445 - 239.146/3)]
= 183.980 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5123.600/1000.0 + 7x5123.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1036.4/(7x5123.600)]
= 239.146 mm

사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 183.98) - 2.5 x 87.50 = 209.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.98) = 342.43 mm
Sa는 작은 값인 209.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 209.29 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 939.723 x 1000000 / [5123.600 x (1036.446 - 239.146/3)]
= 191.706 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5123.600/1000.0 + 7x5123.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1036.4/(7x5123.600)]
= 239.146 mm

사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 191.71) - 2.5 x 87.50 = 192.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.71) = 328.63 mm
Sa는 작은 값인 192.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 192.04 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 805.547 x 1000000 / [5123.600 x (1036.444 - 239.145/3)]
= 164.334 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5123.600/1000.0 + 7x5123.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1036.4/(7x5123.600)]
= 239.145 mm

사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.33) - 2.5 x 87.50 = 260.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 164.33) = 383.37 mm
Sa는 작은 값인 260.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 260.46 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.484 x 1000000 / [4596.400 x (920.000 - 213.257/3)]
= 15.501 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4596.400)]
= 213.257 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 (210 / 15.50) - 2.5 x 65.50 = 4916.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 15.50) = 4064.28 mm
Sa는 작은 값인 4064.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4064.28 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 805.547 x 1000000 / [5123.600 x (1036.444 - 239.145/3)]
= 164.334 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5123.600/1000.0 + 7x5123.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1036.4/(7x5123.600)]
= 239.145 mm

사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.33) - 2.5 x 87.50 = 260.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 164.33) = 383.37 mm
Sa는 작은 값인 260.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 260.46 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 60.484 x 1000000 / [4596.400 x (920.000 - 213.257/3)]
= 15.501 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x4596.400)]
= 213.257 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 (210 / 15.50) - 2.5 x 65.50 = 4916.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 15.50) = 4064.28 mm
Sa는 작은 값인 4064.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4064.28 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 123.438 x 1000000 / [5746.400 x (920.000 - 234.787/3)]
= 25.520 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5746.400)]
= 234.787 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 (210 / 25.52) - 2.5 x 64.00 = 2925.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 25.52) = 2468.67 mm
Sa는 작은 값인 2468.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2468.67 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1308.225 x 1000000 / [7708.800 x (866.667 - 256.595/3)]
= 217.255 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x866.7/(7x7708.800)]
= 256.595 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 217.25) - 2.5 x 85.50 = 148.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.25) = 289.98 mm
Sa는 작은 값인 148.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 148.73 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1047.279 x 1000000 / [5746.400 x (920.000 - 234.787/3)]
= 216.516 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5746.400)]
= 234.787 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 (210 / 216.52) - 2.5 x 64.00 = 203.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 216.52) = 290.97 mm
Sa는 작은 값인 203.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 203.71 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1128.753 x 1000000 / [7708.800 x (866.667 - 256.595/3)]
= 187.450 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x866.7/(7x7708.800)]
= 256.595 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 187.45) - 2.5 x 85.50 = 206.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.45) = 336.09 mm
Sa는 작은 값인 206.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 206.36 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1078.275 x 1000000 / [7708.800 x (866.667 - 256.595/3)]
= 179.067 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x866.7/(7x7708.800)]
= 256.595 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 179.07) - 2.5 x 85.50 = 226.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 179.07) = 351.82 mm
Sa는 작은 값인 226.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 226.03 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 332.219 x 1000000 / [5746.400 x (920.000 - 234.787/3)]
= 68.683 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5746.400)]
= 234.787 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 (210 / 68.68) - 2.5 x 64.00 = 986.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.68) = 917.25 mm
Sa는 작은 값인 917.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 917.25 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1100.801 x 1000000 / [7708.800 x (866.667 - 256.595/3)]
= 182.808 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x866.7/(7x7708.800)]
= 256.595 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 182.81) - 2.5 x 85.50 = 217.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.81) = 344.62 mm
Sa는 작은 값인 217.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 217.03 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 342.725 x 1000000 / [5746.400 x (920.000 - 234.787/3)]
= 70.855 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x5746.400)]
= 234.787 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 (210 / 70.86) - 2.5 x 64.00 = 951.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.86) = 889.13 mm
Sa는 작은 값인 889.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 889.13 mm) ∴ O.K

18) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1118.707 x 1000000 / [7708.800 x (866.667 - 256.595/3)]
= 185.782 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x866.7/(7x7708.800)]
= 256.595 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 185.78) - 2.5 x 85.50 = 210.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 185.78) = 339.11 mm
Sa는 작은 값인 210.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 210.13 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1359.195 x 1000000 / [5602.000 x (1230.487 - 273.903/3)]
= 212.983 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5602.000/1000.0 + 7x5602.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1230.5/(7x5602.000)]
= 273.903 mm

사용철근량 = 5602.0 mm² (철근도심 : 136.2 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 212.98) - 2.5 x 87.50 = 151.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.98) = 295.80 mm
Sa는 작은 값인 151.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 151.00 mm) ∴ O.K

20) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 788.475 x 1000000 / [5123.600 x (1060.442 - 242.257/3)]
= 157.081 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5123.600/1000.0 + 7x5123.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1060.4/(7x5123.600)]
= 242.257 mm

사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 139.6 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)
2단 : H25 - 4.0 EA (= 2026.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.08) - 2.5 x 89.00 = 278.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.08) = 401.07 mm
Sa는 작은 값인 278.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 278.83 mm) ∴ O.K

21) 좌측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 20.236 x 1000000 / [2292.000 x (1120.000 - 174.208/3)]
= 8.314 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x2292.000)]
= 174.208 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 8.31) - 2.5 x 70.50 = 9295.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 8.31) = 7577.36 mm
Sa는 작은 값인 7577.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 7577.36 mm) ∴ O.K

22) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1445.163 x 1000000 / [7708.800 x (1066.667 - 289.593/3)]
= 193.240 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1066.7/(7x7708.800)]
= 289.593 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 193.24) - 2.5 x 85.50 = 193.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 193.24) = 326.02 mm
Sa는 작은 값인 193.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.77 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 772.859 x 1000000 / [5123.600 x (1236.446 - 264.097/3)]
= 131.349 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5123.600/1000.0 + 7x5123.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1236.4/(7x5123.600)]
= 264.097 mm

사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 131.35) - 2.5 x 87.50 = 380.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 131.35) = 479.64 mm
Sa는 작은 값인 380.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 380.80 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 143.800 x 1000000 / [4053.600 x (1120.000 - 225.329/3)]
= 33.951 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x4053.600)]
= 225.329 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 (210 / 33.95) - 2.5 x 67.50 = 2150.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 33.95) = 1855.63 mm
Sa는 작은 값인 1855.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1855.63 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 227.255 x 1000000 / [5123.600 x (1069.779 - 243.459/3)]
= 44.865 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5123.600/1000.0 + 7x5123.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1069.8/(7x5123.600)]
= 243.459 mm

사용철근량 = 5123.6 mm² (철근도심 : 130.2 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 mm²)
2단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 44.86) - 2.5 x 87.50 = 1536.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 44.86) = 1404.22 mm
Sa는 작은 값인 1404.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1404.22 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 318.321 x 1000000 / [4053.600 x (1120.000 - 225.329/3)]
= 75.154 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x4053.600)]
= 225.329 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 (210 / 75.15) - 2.5 x 67.50 = 879.10 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 75.15) = 838.28 mm
Sa는 작은 값인 838.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 838.28 mm) ∴ O.K

27) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1031.854 x 1000000 / [7708.800 x (1066.667 - 289.593/3)]
= 137.975 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1066.7/(7x7708.800)]
= 289.593 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 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 (210 / 137.97) - 2.5 x 85.50 = 357.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.97) = 456.61 mm
Sa는 작은 값인 357.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 357.01 mm) ∴ O.K

28) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - X/3)] = 333.010 x 1000000 / [4053.600 x (1120.000 - 225.329/3)]
= 78.622 MPa

X = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x4053.600)]
= 225.329 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 (210 / 78.62) - 2.5 x 67.50 = 832.87 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 78.62) = 801.30 mm
Sa는 작은 값인 801.30 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 801.30 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 2.050 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)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28
T = 2.050 / 28
T = 0.073 m < 1.000 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

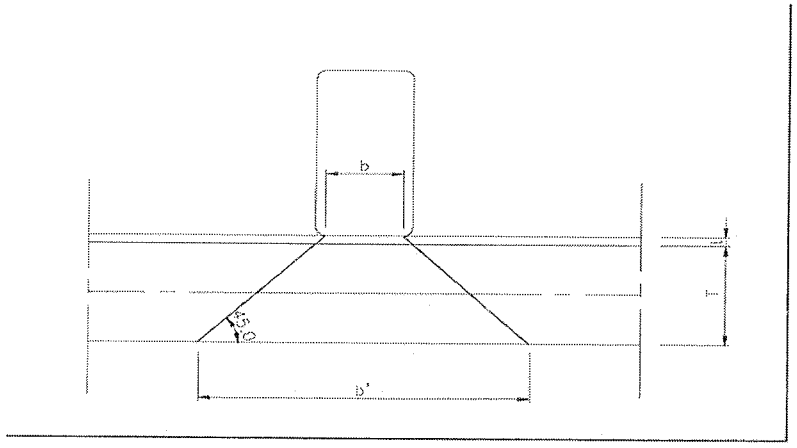
1) 고정하중

- 구체자중 = 943.450 / 10.600 = 89.005 kN/m²
- 상부연직하중 = 145.146 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

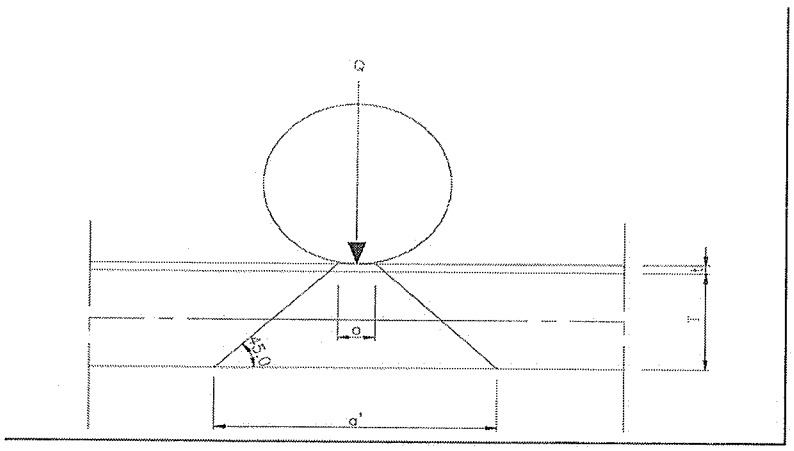


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 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 = 89.00 + 145.15 + 15.00 + 0.92 + 16.32

= 266.391 kN/m^2

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 824.77 kN/m^2 ≥ Qmax = 266.391 kN/m^2 ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.600	×	1.000	×	25.000			=	265.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.600	×	1.000	×	25.000			=	265.000	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
	:	0.300	×	2.970	×	25.000	×	2	=	44.550	kN/m
	:	0.300	×	2.970	×	25.000	×	2	=	44.550	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.800	×	0.040	×	23.000			=	5.336	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.600	×	1.000	×	19.000			=	201.400	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.600	×	6.534	×	10.000			=	692.604	kN/m
- 수직수압	:	10.600	×	6.534	×	10.000			=	692.604	kN/m
							∴ Σ		=	2579.944	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

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 6.534 \times 19.000 + 6.534^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 122.881$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 122.881 = 126.338$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2579.944 + 126.338 = 2706.282$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.600 \times 14.474 \times 10.000$

$= 1534.244$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2706.282 / 1534.244$

$= 1.764 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -7.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.600	×	1.000	×	25.000			=	265.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.600	×	1.000	×	25.000			=	265.000	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
	:	0.300	×	2.970	×	25.000	×	2	=	44.550	kN/m
	:	0.300	×	2.970	×	25.000	×	2	=	44.550	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.800	×	0.040	×	23.000			=	5.336	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.600	×	7.600	×	19.000			=	1530.640	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.600	×	-0.066	×	10.000			=	-6.996	kN/m
- 수직수압	:	10.600	×	-0.066	×	10.000			=	-6.996	kN/m
							∴ Σ		=	2509.984	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 7.600^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 199.718$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 7.600 \times -0.066 \times 19.000 + -0.066^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -3.461$ kN/m

∴ $\Sigma = 199.718 + -3.461 = 196.257$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2509.984 + 196.257 = 2706.241$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.600 \times 7.874 \times 10.000$

$= 834.644$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2706.241 / 834.644$

$= 3.242 > 1.20$ ∴ 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

$$H = \frac{265.000}{10.600 \times 10.000 \times 1.100} = 2.273 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.273 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{487.750}{10.600 \times 10.000 \times 1.100} = 4.183 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.183 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{500.250}{10.600 \times 10.000 \times 1.100} = 4.290 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.290 m 이하유지

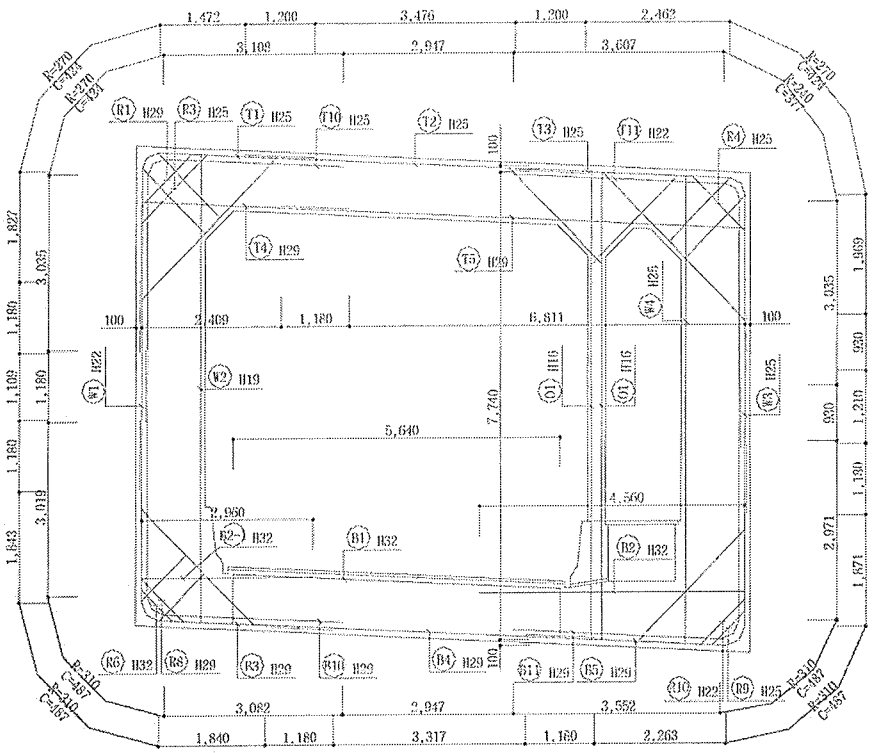
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{988.000}{10.600 \times 10.000 \times 1.100} = 8.473 \text{ m}$$

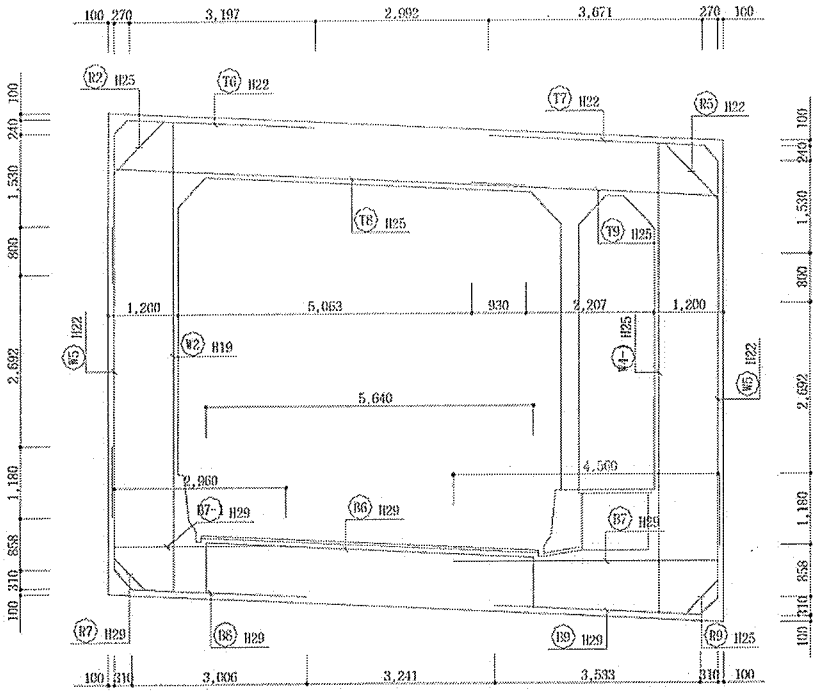
∴ 구조물 저면으로 부터 8.473 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

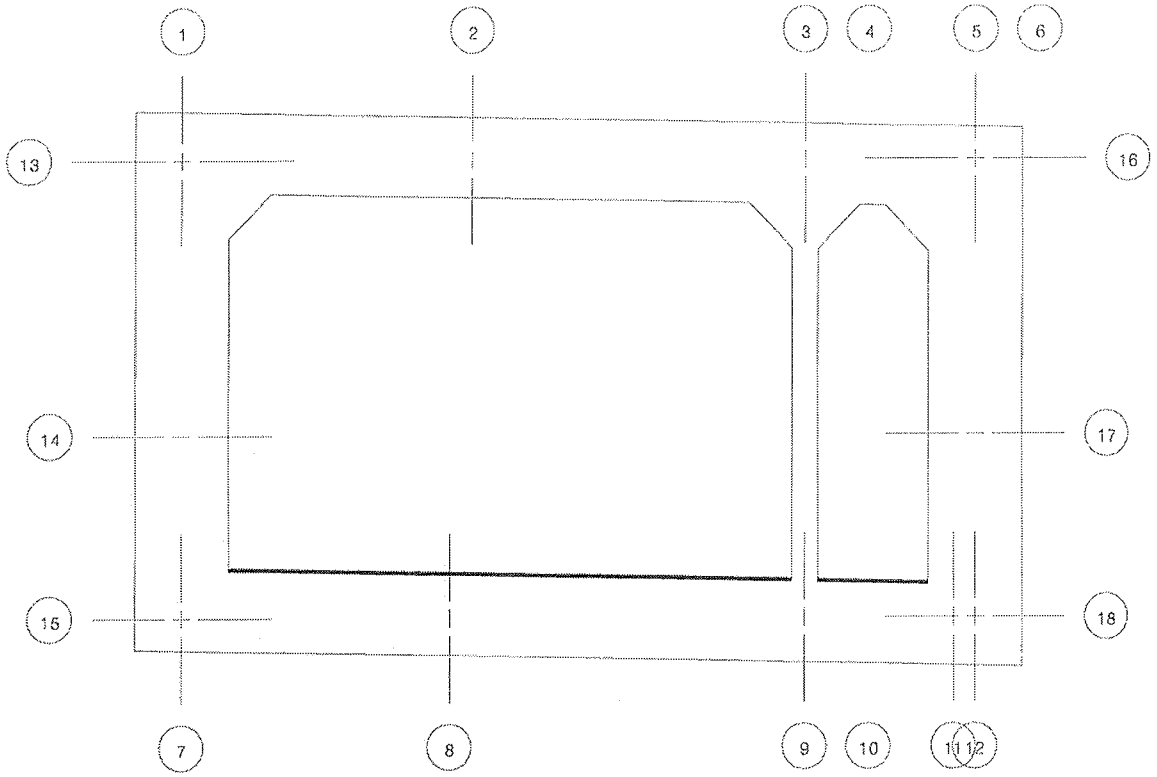


B2

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



■ 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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	950	998.89	1422.08	3185.53	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.42
		좌측(하면)	1	1000	820	583.82	958.89	2142.83	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.64
		중앙부(상면)	2	1000	800	58.61	679.37	215.98	H29 - 4.0EA	2569.60	11.59
		중앙부(하면)	2	1000	820	877.23	958.89	3259.34	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.09
		우측(상면)	3	1000	950	944.24	1260.64	3006.22	H25 - 8.0EA	4053.60	1.34
		우측(하면)	3	1000	820	420.62	958.89	1533.67	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.28
	2경간	좌측(상면)	4	1000	950	969.60	1260.63	3089.40	H25 - 8.0EA	4053.60	1.30
		좌측(하면)	4	1000	820	361.34	958.89	1314.43	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.65
		중앙부(상면)	5	1000	950	940.37	1260.63	2993.58	H25 - 8.0EA	4053.60	1.34
		중앙부(하면)	5	1000	820	577.98	958.89	2120.89	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.66
		우측(상면)	6	1000	950	940.37	1260.63	2993.58	H25 - 8.0EA	4053.60	1.34
		우측(하면)	6	1000	820	577.98	958.89	2120.89	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.66
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	820	777.21	1218.88	2875.59	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.57
		좌측(하면)	7	1000	800	1258.91	1465.18	4888.69	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.16
		중앙부(상면)	8	1000	820	975.22	1218.88	3638.63	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.25
		중앙부(하면)	8	1000	800	135.81	1465.18	502.05	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	10.79
		우측(상면)	9	1000	820	356.12	1218.88	1295.15	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	3.42
		우측(하면)	9	1000	800	1190.69	1465.18	4608.93	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.23

하부슬래브	2경간	좌측(상면)	10	1000	820	244.86	1218.88	886.63	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	4.98
		좌측(하면)	10	1000	800	1117.12	1465.18	4309.34	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.31
		중앙부(상면)	11	1000	820	780.28	1218.88	2887.29	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.56
		중앙부(하면)	11	1000	800	922.04	1465.18	3525.22	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.59
		우측(상면)	12	1000	820	842.79	1218.88	3126.81	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.45
		우측(하면)	12	1000	800	983.03	1465.18	3768.81	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.49
좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	1167	1421.42	2932.79	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	2.06
		상부(내측)	13	1000	1020	704.08	1665.21	-	H16 - 8.0EA	6185.20	2.37
		중앙부(외측)	14	1000	1000	903.63	3401.22	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6792.40	3.76
		중앙부(내측)	14	1000	1020	72.48	1103.70	-	H16 - 8.0EA	6792.40	15.23
		하부(외측)	15	1000	1000	1425.58	2954.12	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	2.07
		하부(내측)	15	1000	1020	776.22	1726.07	-	H16 - 8.0EA	7335.20	2.22
우측벽체	1층	상부	16	1000	1167	1122.42	1873.58	-	H25 - 8.0EA	7150.40	1.67
		중앙부	17	1000	1020	256.08	1887.83	-	H22 - 8.0EA	6672.00	7.37
		하부	18	1000	1000	973.22	2306.93	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8843.20	2.37

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	4	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	6	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		중앙부	8	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		우측	9	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
	2 경간	좌측	10	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		중앙부	11	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
		우측	12	1800.0	2647.3	O.K	1350.0	2647.3	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		하부	15	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	16	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		하부	18	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	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	1 경간	좌측	1	519.6	709.7	925.06	2.00	118.83	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	519.6	231.5	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	519.6	741.5	925.06	2.00	138.70	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	4	519.6	352.6	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	519.6	371.2	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	519.6	367.9	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1 경간	좌측	7	532.6	699.6	948.18	2.00	101.83	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	532.6	423.6	740.39	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	532.6	879.1	948.18	2.00	211.25	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	10	532.6	514.8	740.39	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	532.6	377.6	740.39	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	532.6	506.7	740.39	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1 층	상부	13	694.0	347.4	947.44	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	697.8	321.6	951.18	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	700.4	506.8	953.80	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1 층	상부	16	663.7	328.8	917.11	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	673.3	323.4	931.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	666.4	496.2	919.80	2.00	-	H13	300	253.40	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	950	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	301.905	O.K	2.415
		중앙부	2	820	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	167.132	O.K	1.337
		우측	3	950	H25 - 8.0EA	125	211.312	O.K	1.690
	2경간	좌측	4	950	H25 - 8.0EA	125	198.667	O.K	1.589
		중앙부	5	950	H25 - 8.0EA	125	399.859	O.K	3.199
		우측	6	950	H25 - 8.0EA	125	399.859	O.K	3.199
하부슬래브	1경간	좌측	7	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	163.532	O.K	1.308
		중앙부	8	820	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	232.123	O.K	1.857
		우측	9	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	180.763	O.K	1.446
	2경간	좌측	10	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	204.440	O.K	1.636
		중앙부	11	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	335.062	O.K	2.680
		우측	12	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	339.841	O.K	2.719
좌측벽체	1층	상부	13	1167	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	190.775	O.K	1.526
		중앙부	14	1000	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	360.626	O.K	2.885
		하부	15	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	197.600	O.K	1.581
우측벽체	1층	상부	16	1167	H25 - 8.0EA	125	672.458	O.K	5.380
		중앙부	17	1020	H22 - 8.0EA	125	1553.445	O.K	12.428
		하부	18	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	571.906	O.K	4.575

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(6.6M × 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)	=	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) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 7.241 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

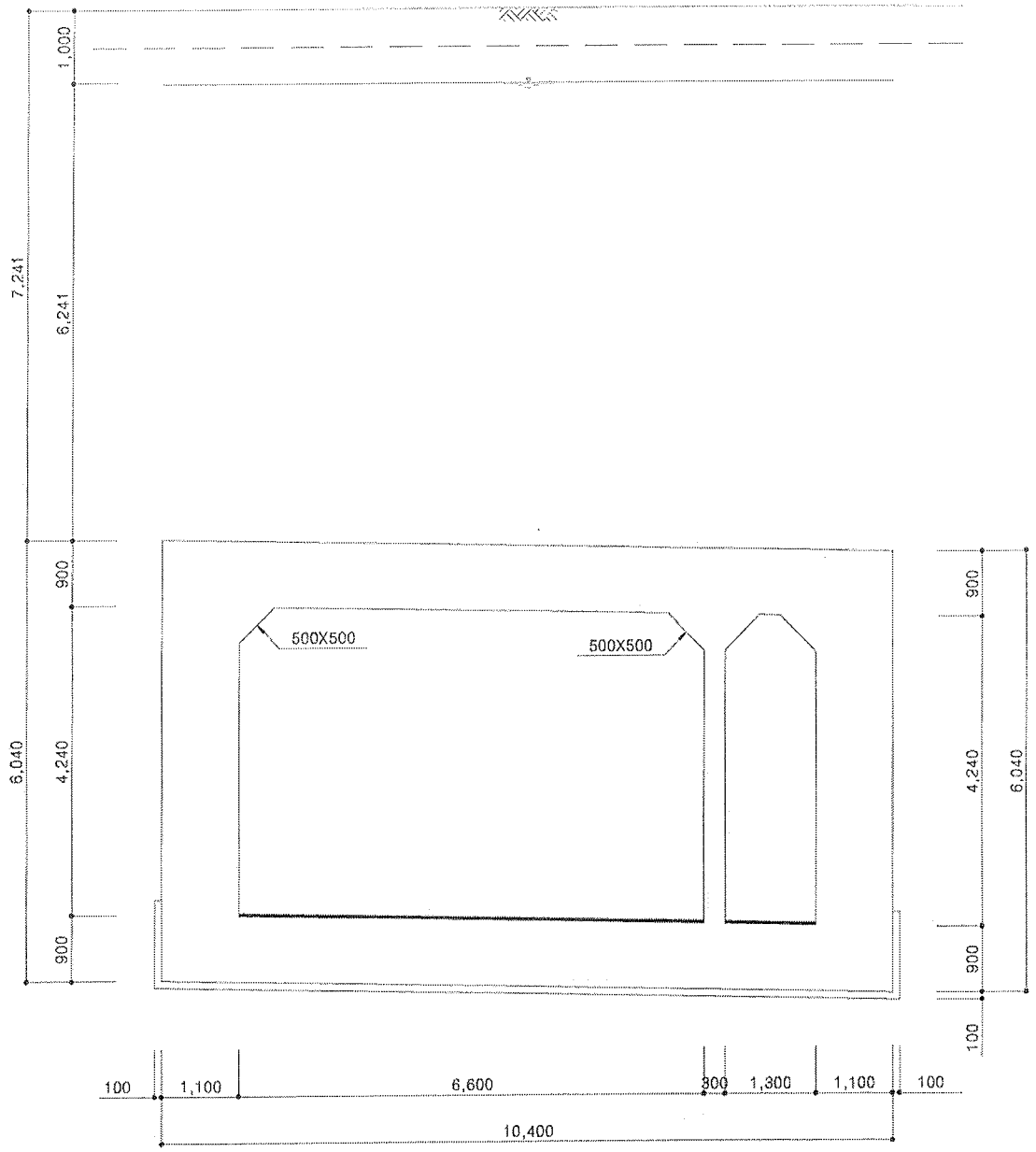
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
7,241
6,241
900
6,040
4,240
900
500X500
500X500
900
4,240
6,040
900
100
100
1,100
6,600
300
1,300
1,100
100
10,400

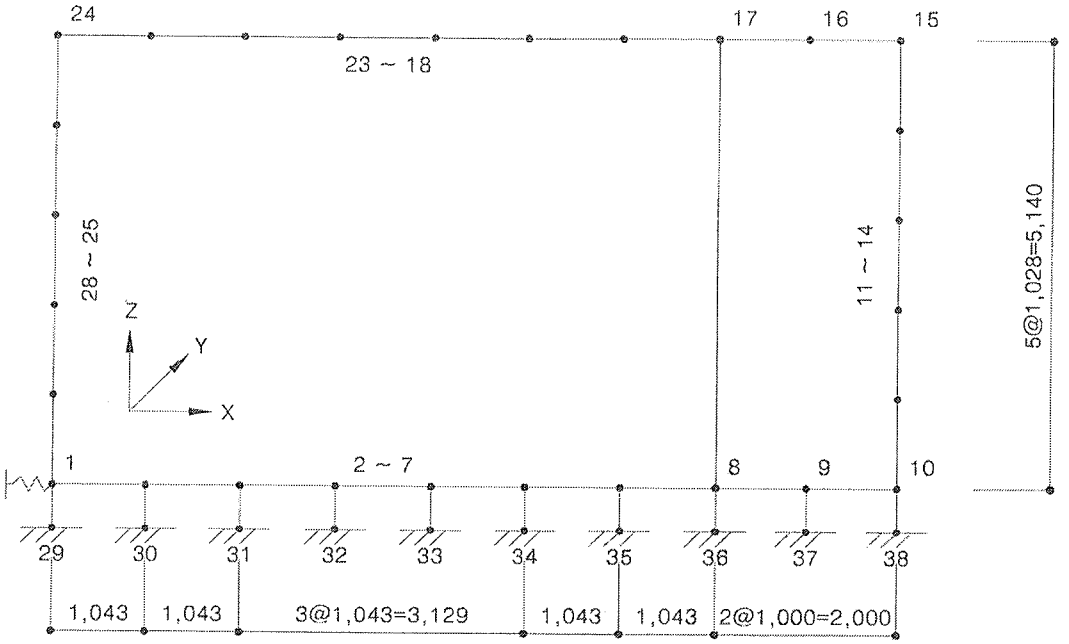
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

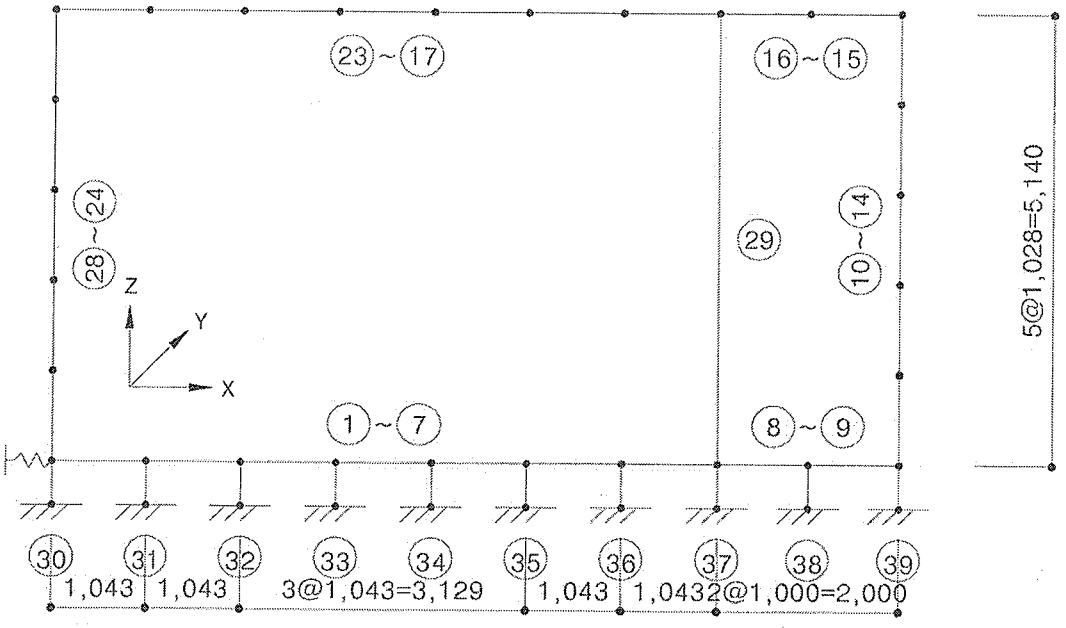
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

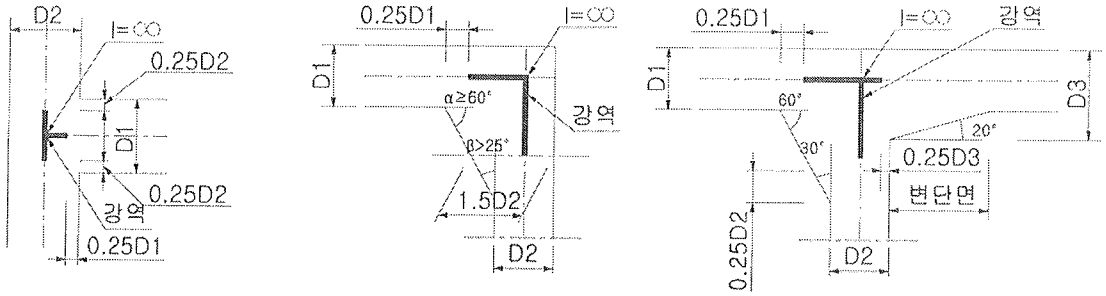
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~9,15~23
2	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	10~14,24~28
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	29

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	20	4.171	5.640
2	1.043	0.500	21	3.129	5.640
3	2.086	0.500	22	2.086	5.640
4	3.129	0.500	23	1.043	5.640
5	4.171	0.500	24	0.000	5.640
6	5.214	0.500	25	0.000	4.612
7	6.257	0.500	26	0.000	3.584
8	7.300	0.500	27	0.000	2.556
9	8.300	0.500	28	0.000	1.528
10	9.300	0.500	29	0.000	0.000
11	9.300	1.528	30	1.043	0.000
12	9.300	2.556	31	2.086	0.000
13	9.300	3.584	32	3.129	0.000
14	9.300	4.612	33	4.171	0.000
15	9.300	5.640	34	5.214	0.000
16	8.300	5.640	35	6.257	0.000
17	7.300	5.640	36	7.300	0.000
18	6.257	5.640	37	8.300	0.000
19	5.214	5.640	38	9.300	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm). H = 헌치높이 (mm)

(1) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 17 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm

(4) 17 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm

(5) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 800 mm

(6) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

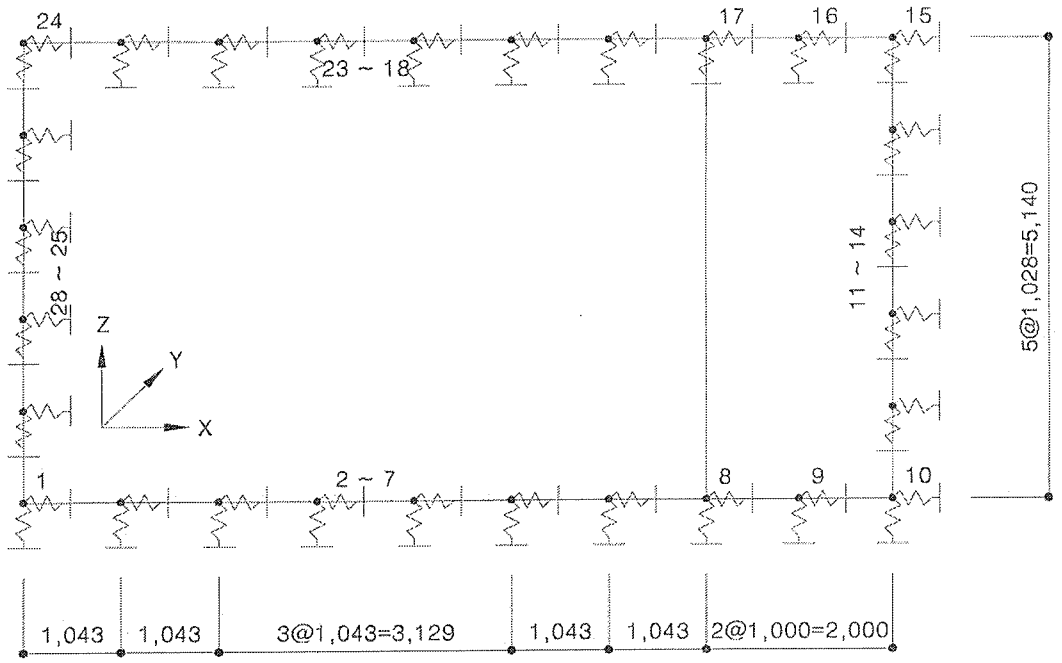
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

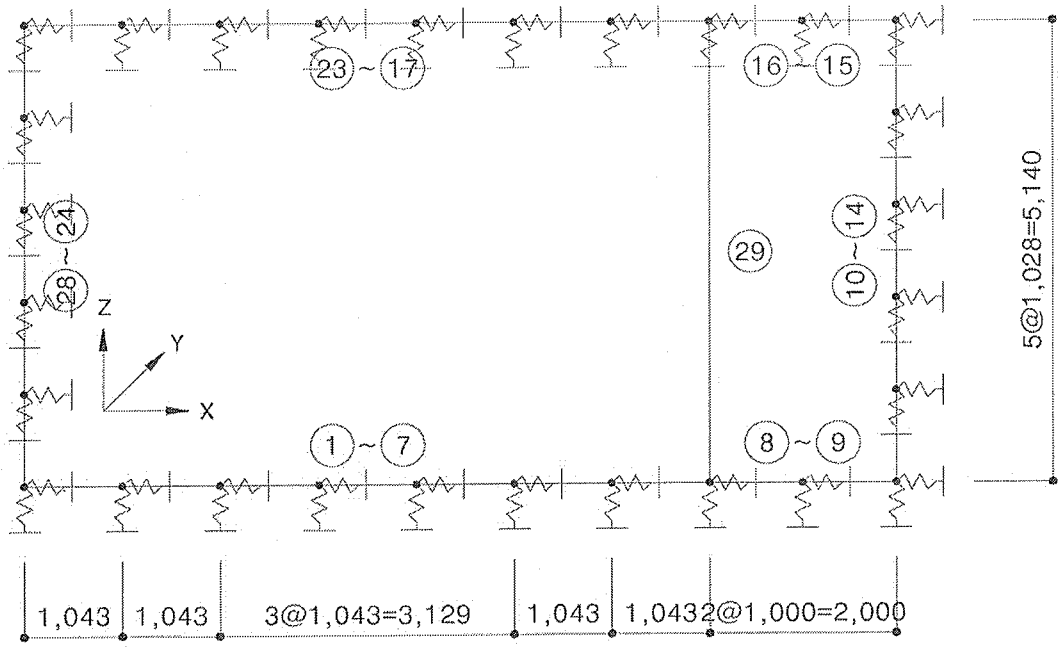
1) Modeling

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

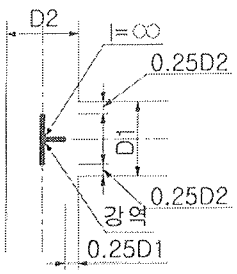
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~9, 15~23
2	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	10~14, 24~28
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	29

3) 단면좌표

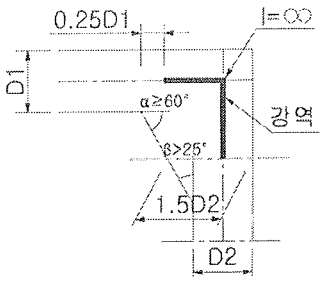
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	15	9.300	5.140
2	1.043	0.000	16	8.300	5.140
3	2.086	0.000	17	7.300	5.140
4	3.129	0.000	18	6.257	5.140
5	4.171	0.000	19	5.214	5.140
6	5.214	0.000	20	4.171	5.140
7	6.257	0.000	21	3.129	5.140
8	7.300	0.000	22	2.086	5.140
9	8.300	0.000	23	1.043	5.140
10	9.300	0.000	24	0.000	5.140
11	9.300	1.028	25	0.000	4.112
12	9.300	2.056	26	0.000	3.084
13	9.300	3.084	27	0.000	2.056
14	9.300	4.112	28	0.000	1.028

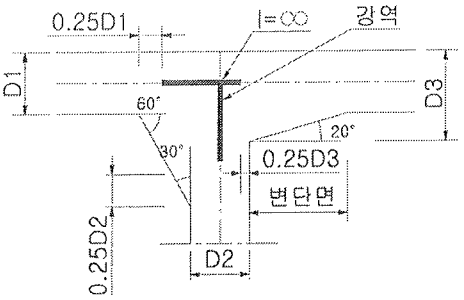
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 24 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 24 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 17 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm

(4) 17 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 200 mm

(5) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 800 mm

(6) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1100 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 900 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 mm

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 900 <= 0 mm

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 300 = 375 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 900 = 325 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 1100 = 175 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) = √(10.400 × 10.400) = 10.40 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (10.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 11666.04 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.043/2) = 12499 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.043/2 + 1.043/2) = 12166 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.043/2 + 1.000/2) = 11916 kN/m	8
Kv4	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 11666 kN/m	9
Kv5	Kv x (1.000/2 + 1.100/2) = 12249 kN/m	10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 자갈 (EL. : 10.025 ~ -5.701, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 .자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.400 × 10.400) = 10.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (10.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 181737.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 181737.370 = 60579.12 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.400 × 10.400) = 10.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (10.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 181737.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 181737.370 = 60579.12 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.040 × 6.040) = 6.040 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (6.040 / 0.3)$^{-3/4}$ = 273175.36 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 273175.360 = 91058.45 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 181737 kN/m	16
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 60579 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.043/2) = 185632 kN/m	17
Ksb2	Ksb x (1.000/2 + 1.043/2) = 61877 kN/m	
Kv3	Kv x (1.043/2 + 1.043/2) = 189527 kN/m	18~23
Ksb3	Ksb x (1.043/2 + 1.043/2) = 63176 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.028/2 + 1.028/2) = 280824 kN/m	11~14,25~28
Kss1	Kss x (1.028/2 + 1.028/2) = 93608 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.043/2 + 1.043/2) = 189527 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.043/2 + 1.043/2) = 63176 kN/m	
Kv2	Kv x (1.043/2 + 1.000/2) = 185632 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.043/2 + 1.000/2) = 61877 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 181737 kN/m	9
Ksb3	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 60579 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.043/2) = 194719 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 263341 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.100/2) = 190824 kN/m	10
Ksb2	Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 263341 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.100/2) = 190824 kN/m	15
Ksb3	Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 263341 kN/m	
Kv4	Kv x (1.043/2 + 1.100/2) = 194719 kN/m	24
Ksb4	Kh x (0.900/2 + 1.028/2) = 263341 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.400 × 10.400) = 10.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (10.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 116311.89 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 116311.890 = 38770.63 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.400 × 10.400) = 10.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (10.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 116311.89 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 116311.890 = 38770.63 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.040 × 6.040) = 6.040 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (6.040 / 0.3)$^{-3/4}$ = 174832.20 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 174832.200 = 58277.40 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 116312 kN/m	16
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 38771 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.043/2) = 118804 kN/m	17
Ksb2	Ksb x (1.000/2 + 1.043/2) = 39601 kN/m	
Kv3	Kv x (1.043/2 + 1.043/2) = 121297 kN/m	18~23
Ksb3	Ksb x (1.043/2 + 1.043/2) = 40432 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.028/2 + 1.028/2) = 179728 kN/m	11~14,25~28
Kss1	Kss x (1.028/2 + 1.028/2) = 59909 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.043/2 + 1.043/2) = 121297 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.043/2 + 1.043/2) = 40432 kN/m	
Kv2	Kv x (1.043/2 + 1.000/2) = 118804 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.043/2 + 1.000/2) = 39601 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 116312 kN/m	9
Ksb3	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 38771 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.100/2 + 1.043/2) = 124620 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 168538 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.100/2) = 122127 kN/m	10
Ksb2	Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 168538 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.100/2) = 122127 kN/m	15
Ksb3	Kh x (1.028/2 + 0.900/2) = 168538 kN/m	
Kv4	Kv x (1.043/2 + 1.100/2) = 124620 kN/m	24
Ksb4	Kh x (0.900/2 + 1.028/2) = 168538 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 재현주기	기능수행	붕괴방지
	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	: 6.741 × 19.00	=	128.079 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	139.579 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)	: 6.241 × 10.00	=	62.410 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	83.410 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 7.241m

- 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 + 7.191 × 19.000) × 0.500 = 74.065 kN/m²

Wh2 = 74.065 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 83.831 kN/m²

Wh3 = 83.831 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 93.597 kN/m²

Wh4 = 93.597 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 103.363 kN/m²

Wh5 = 103.363 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 113.129 kN/m²

Wh6 = 113.129 + 1.028 × 19.000 × 0.500 = 122.895 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 6.691 × 10.000 = 43.955 kN/m²

Wh2 = 43.955 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 49.095 kN/m²

Wh3 = 49.095 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 54.235 kN/m²

Wh4 = 54.235 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 59.375 kN/m²

Wh5 = 59.375 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 64.515 kN/m²

Wh6 = 64.515 + 1.028 × 10.000 × 0.500 = 69.655 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 6.241 × 10.000 = 62.410 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 6.691 × 10.000 = 66.910 kN/m²

Ww3 = 66.910 + 1.028 × 10.000 = 77.190 kN/m²

Ww4 = 77.190 + 1.028 × 10.000 = 87.470 kN/m²

Ww5 = 87.470 + 1.028 × 10.000 = 97.750 kN/m²

Ww6 = 97.750 + 1.028 × 10.000 = 108.030 kN/m²

Ww7 = 108.030 + 1.028 × 10.000 = 118.310 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (7.241 + 6.040 - 1.000) × 10.000 = 122.810 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	0.026	248.600	198.900	19.000	0.000	0.001
매립토	2.600	160.000	128.000	18.000	0.065	0.081
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.374	294.700	235.800	20.000	0.073	0.091
계					0.461	0.577

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.461 = 0.576	1.25 Tg' = 1.25 × 0.577 = 0.721

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)

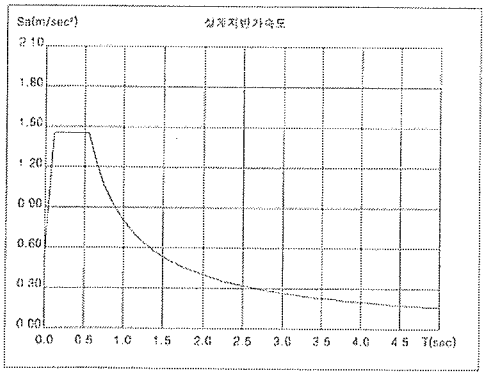
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.398 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.287 m/s²

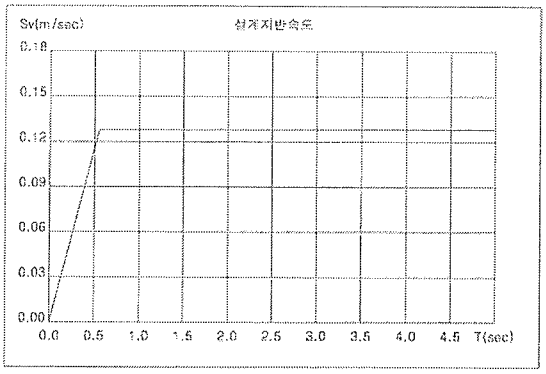
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.576 / 2π × 1.398 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.721 / 2π × 2.287 = 0.262 m/s

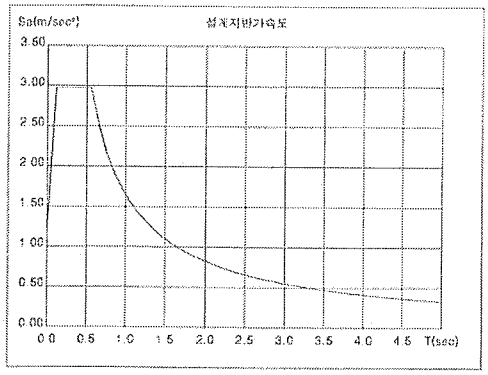
6) 설계응답 응답스펙트럼

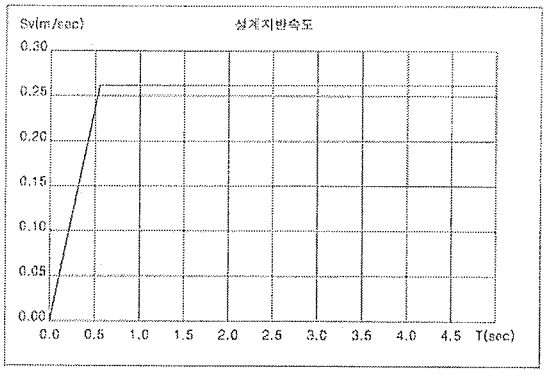
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　7.691 m
- 하부슬래브 EL.　　=　12.831 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 7.691 / (2 \times 30.000)) = 0.013745$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 12.831 / (2 \times 30.000)) = 0.011694$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 7.691 / (2 \times 30.000)) = 0.035217$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 12.831 / (2 \times 30.000)) = 0.029961$

Po = Ksb,top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 60579.120 × (0.013745 - 0.011694) = 124.248 kN/m²	Po = 38770.630 × (0.035217 - 0.029961) = 203.778 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)
7.691	273175.360	0.013745	0.002051	560.283
8.719	273175.360	0.013410	0.001716	468.769
9.747	273175.360	0.013037	0.001343	366.875
10.775	273175.360	0.012625	0.000931	254.326
11.803	273175.360	0.012177	0.000483	131.944
12.831	273175.360	0.011694	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
7.691	174832.200	0.035217	0.005256	918.918
8.719	174832.200	0.034359	0.004398	768.912
9.747	174832.200	0.033402	0.003441	601.598
10.775	174832.200	0.032347	0.002386	417.150
11.803	174832.200	0.031199	0.001238	216.442
12.831	174832.200	0.029961	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	147525.000 × 0.000290 = 42.780	94416.000 × 0.000742 = 70.060
Vb	147525.000 × 0.000472 = 69.630	94416.000 × 0.001210 = 114.240
Vs	(42.780 + 69.630) / 2 = 56.210	(70.060 + 114.240) / 2 = 92.150

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 - 0.015×7.691) = 1.473	fu = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×7.691) = 3.623

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.900×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.831) = 1.345	fb = 0.900×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.831) = 3.307

③ 중간벽체

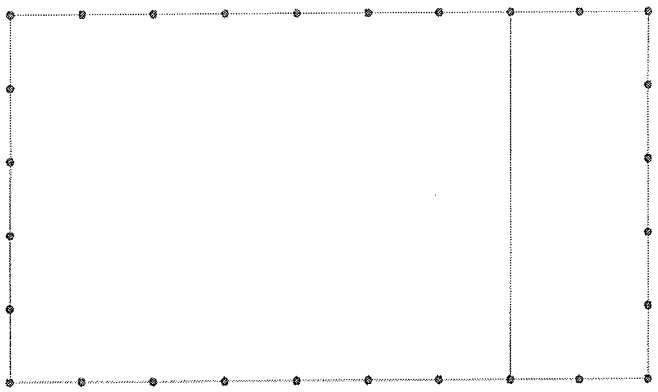
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×7.241) = 0.491	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×7.241) = 1.208
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×12.831) = 0.448	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×12.831) = 1.102

④ 측벽

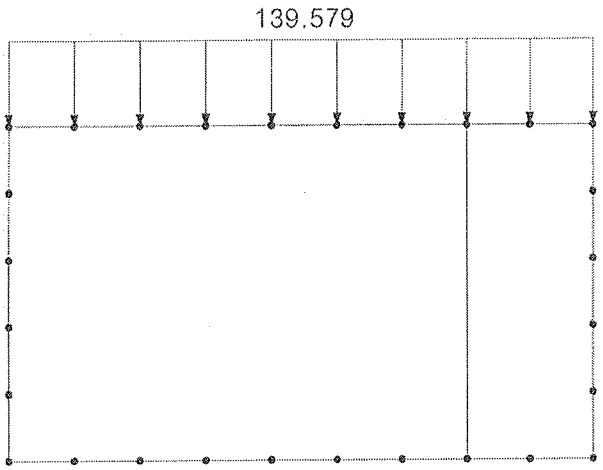
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×7.691) = 1.800	f1 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×7.691) = 4.428
f2 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×8.719) = 1.769	f2 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×8.719) = 4.350
f3 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×9.747) = 1.737	f3 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×9.747) = 4.273
f4 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×10.775) = 1.706	f4 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×10.775) = 4.196
f5 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×11.803) = 1.675	f5 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×11.803) = 4.119
f6 = 1.100×25.000×0.074×(1-0.015×12.831) = 1.643	f6 = 1.100×25.000×0.182×(1-0.015×12.831) = 4.042

10. 하 중 재 하 (상시)

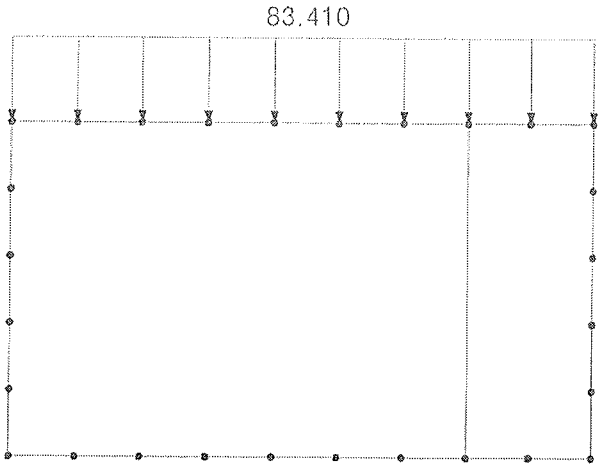
1) CASE1 - 구체자중(SW)



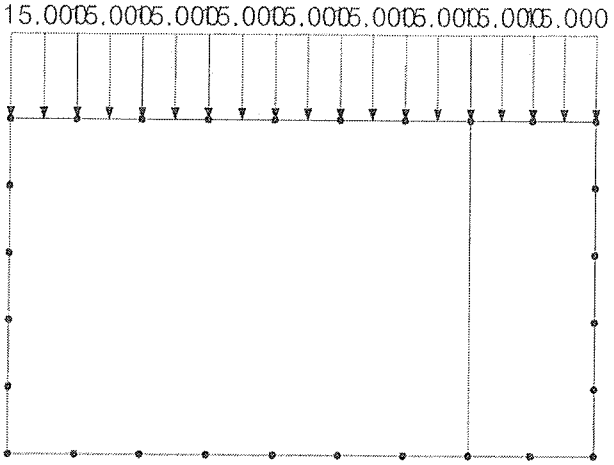
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



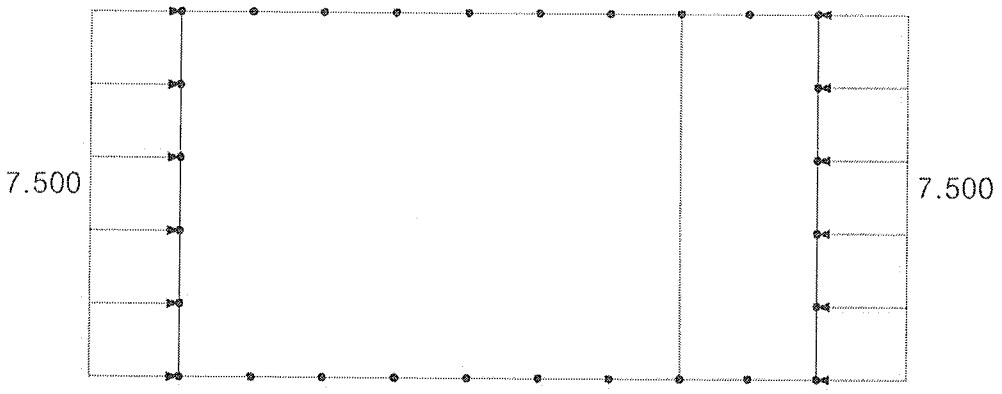
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



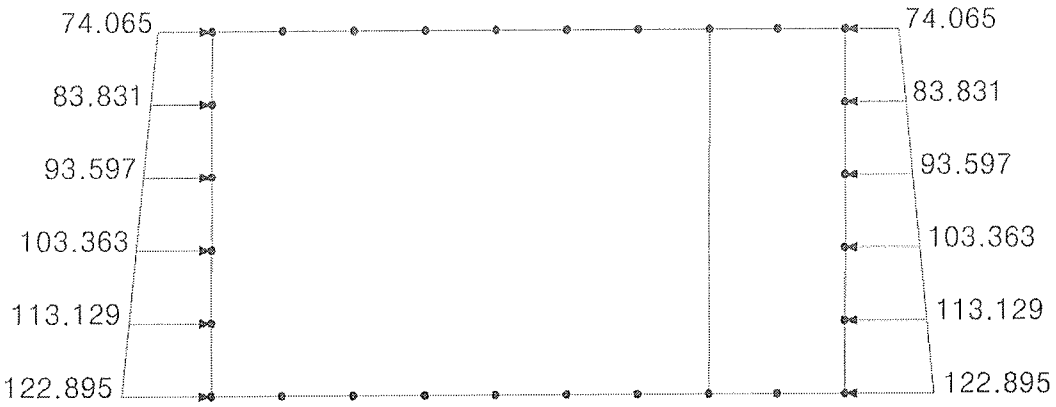
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



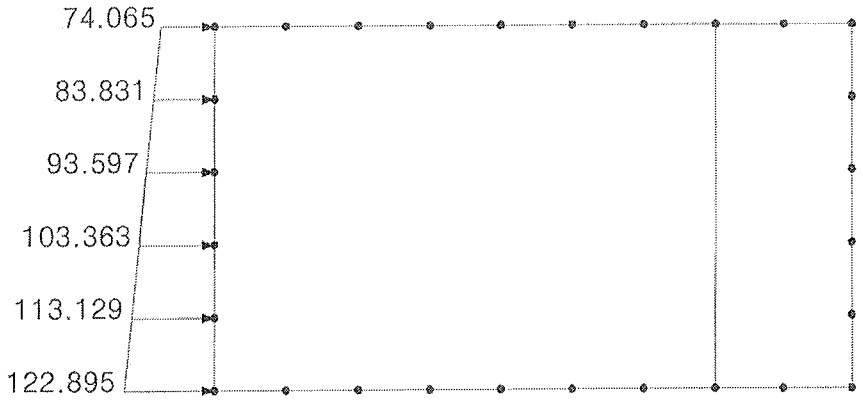
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



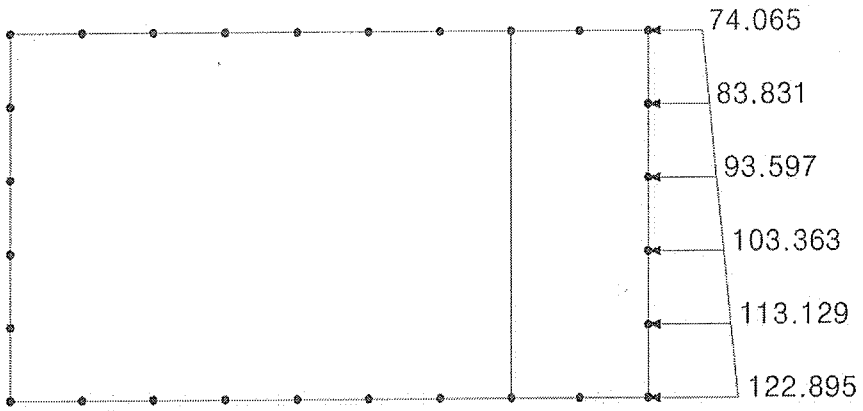
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



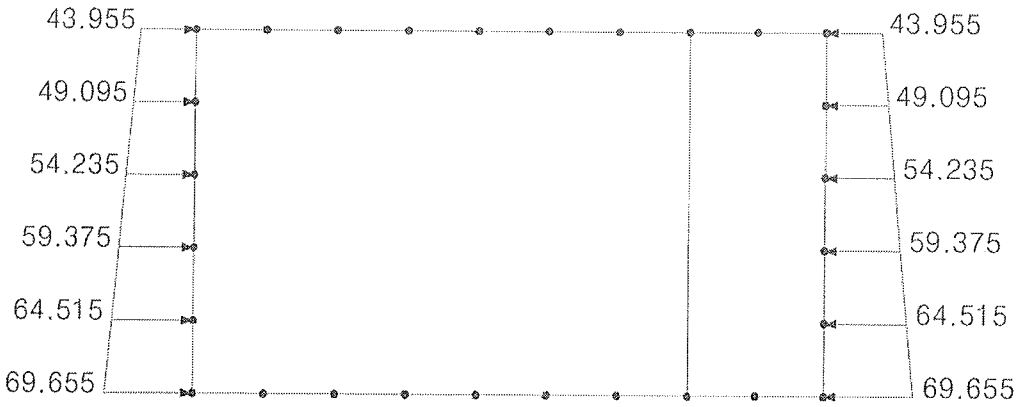
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



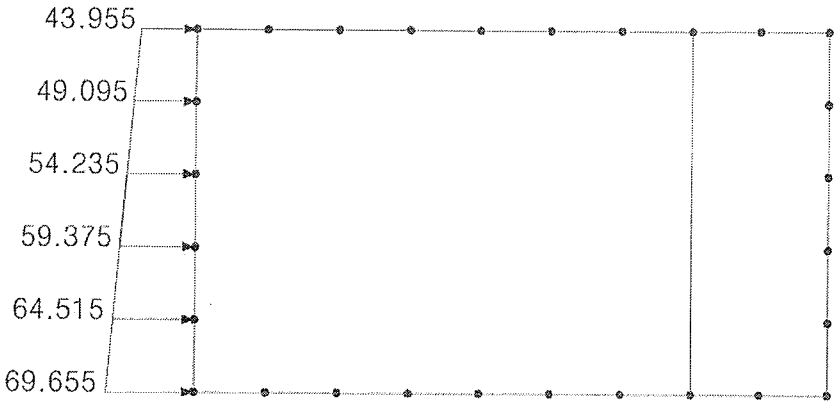
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



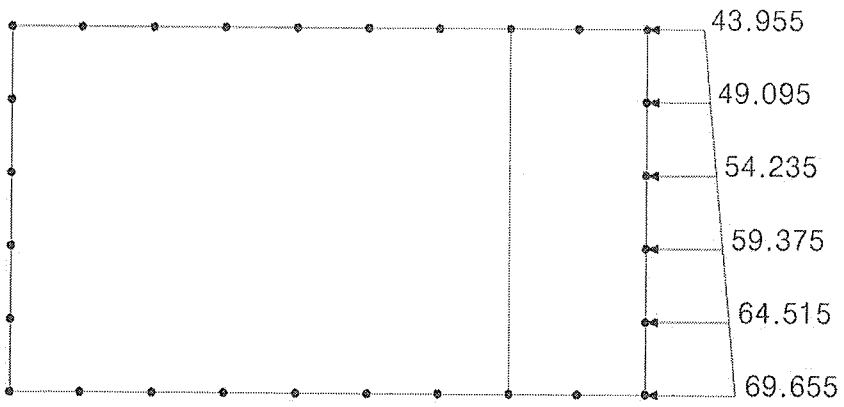
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



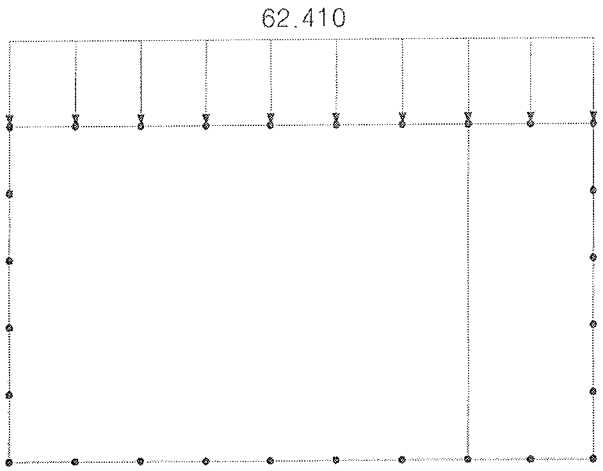
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



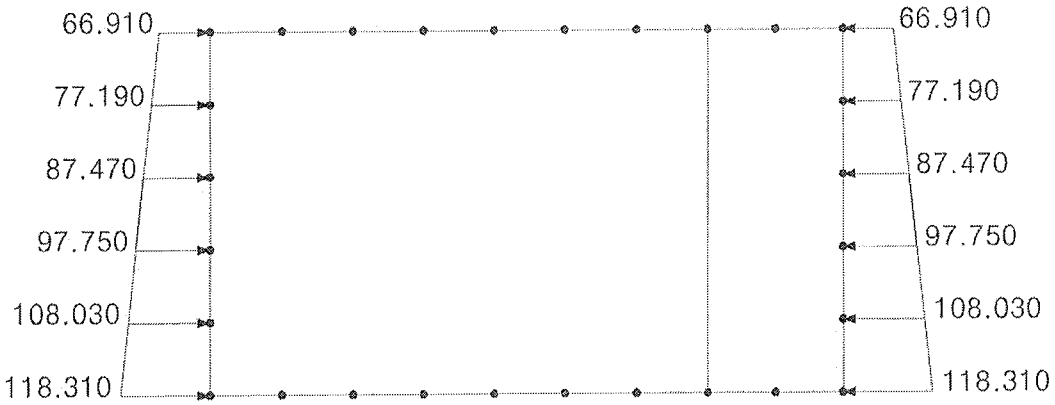
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



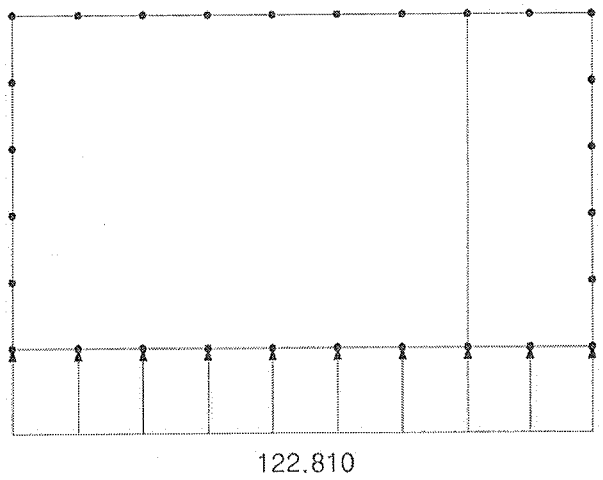
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



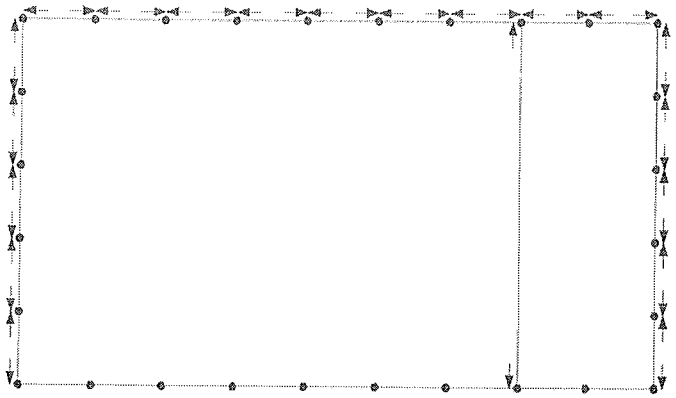
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



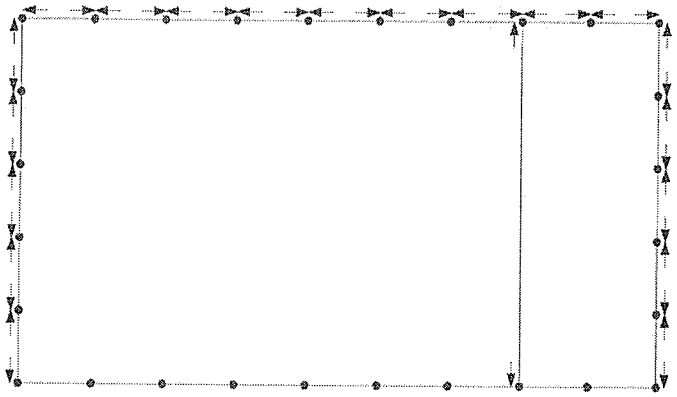
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



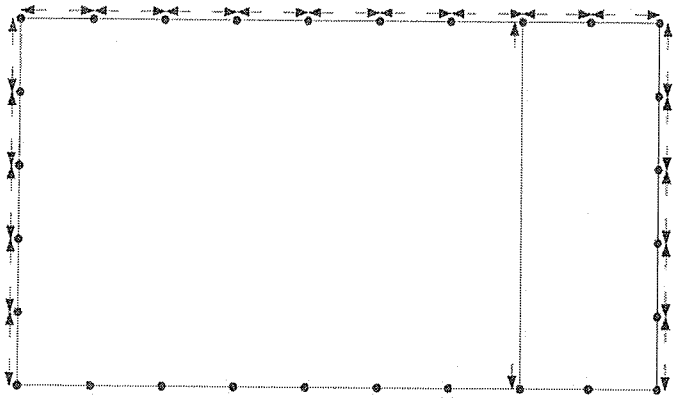
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

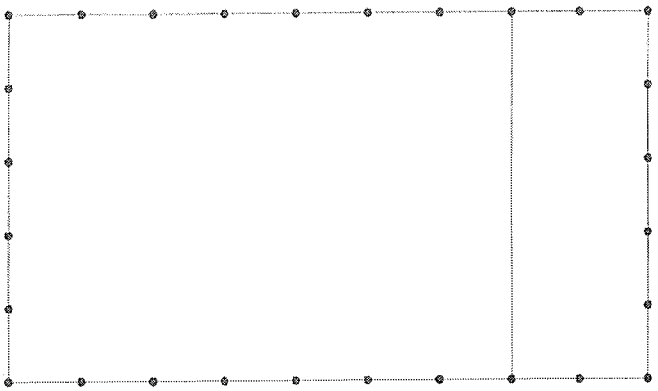


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

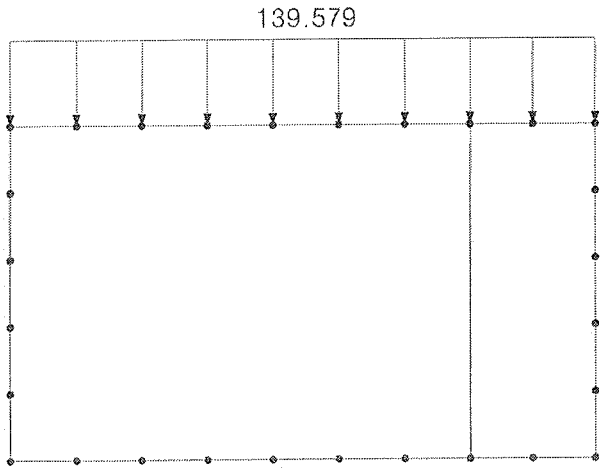


11. 하중 재하 (기능수행)

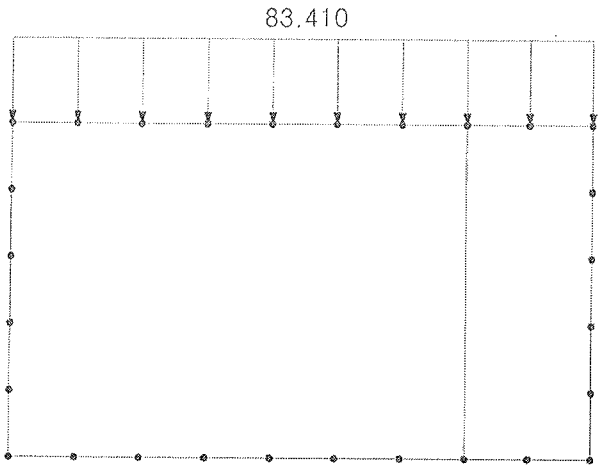
1) CASE1 - 구체자중(SW)



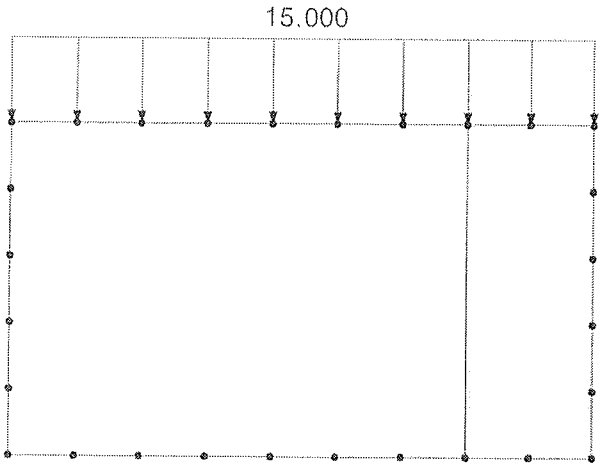
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



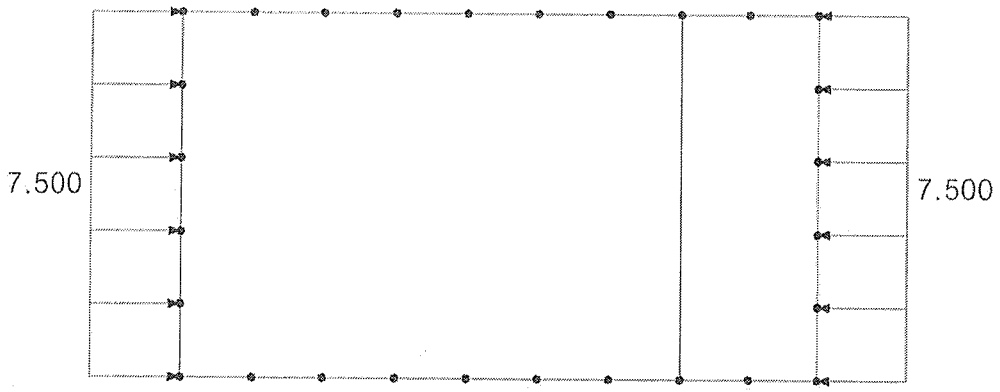
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



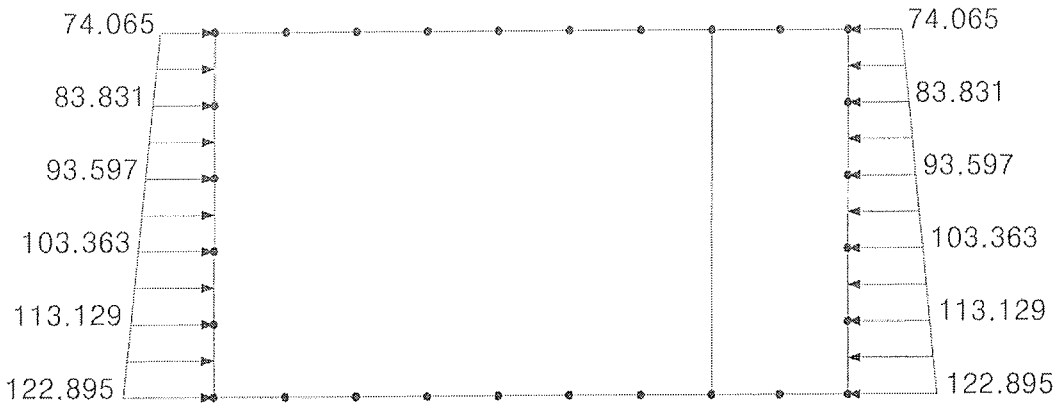
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



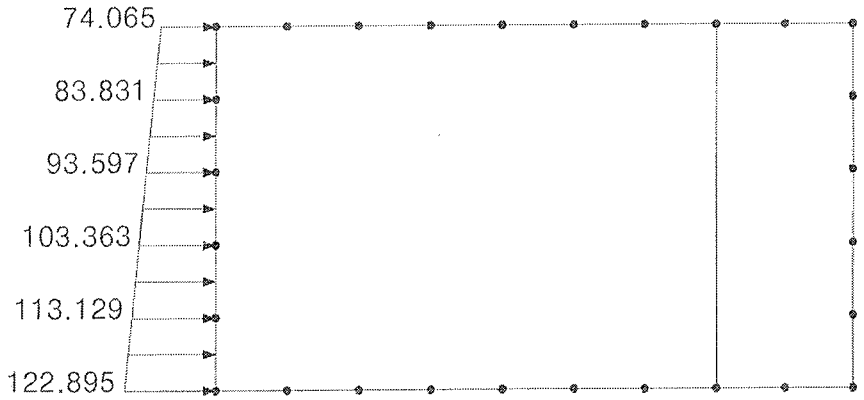
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



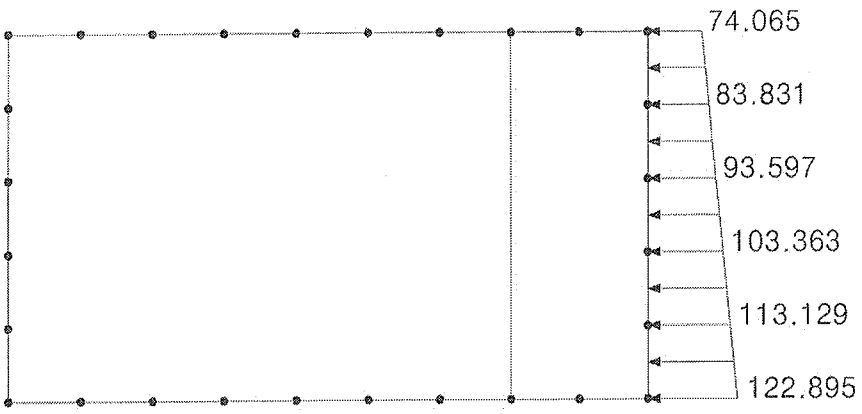
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



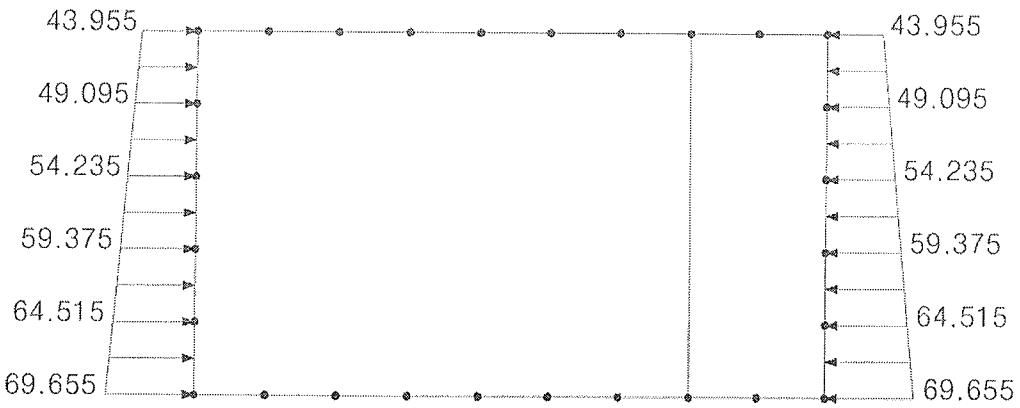
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



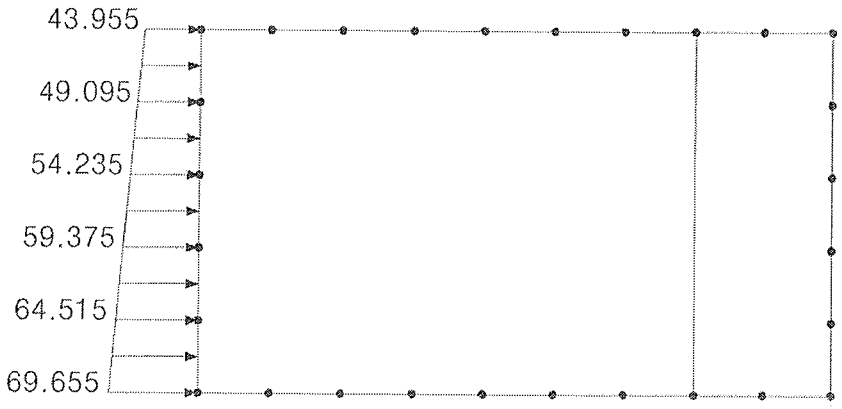
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



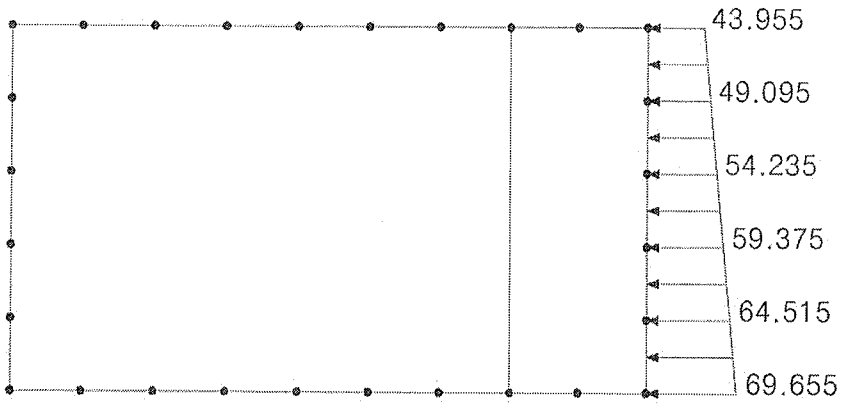
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



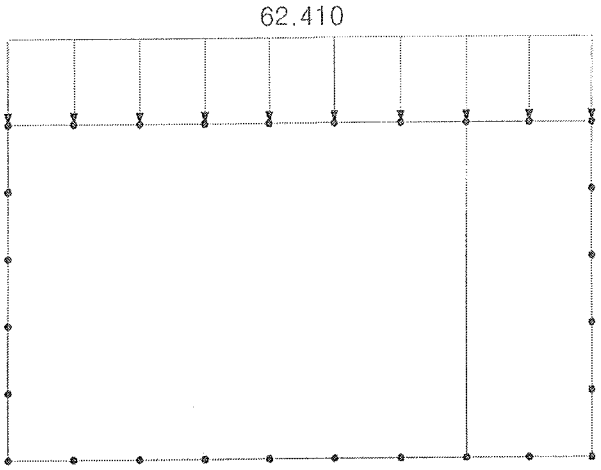
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



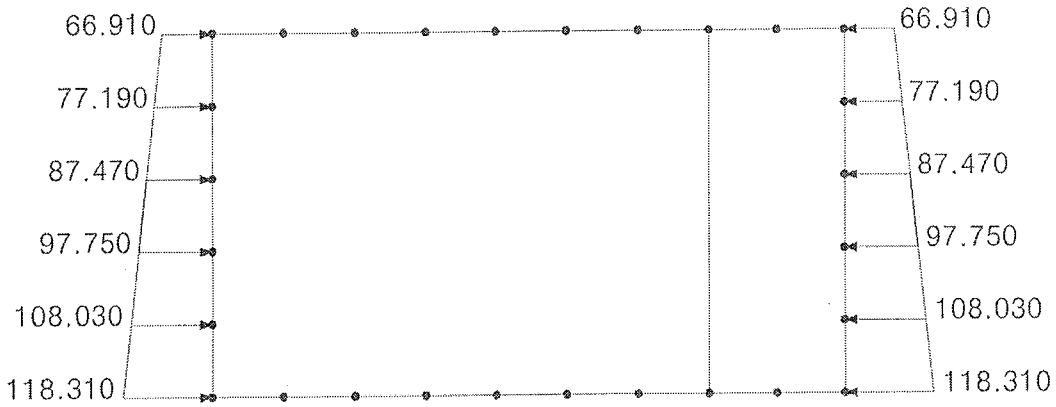
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



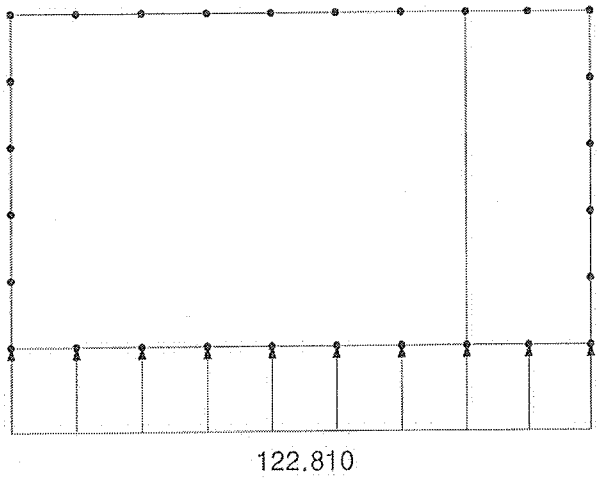
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

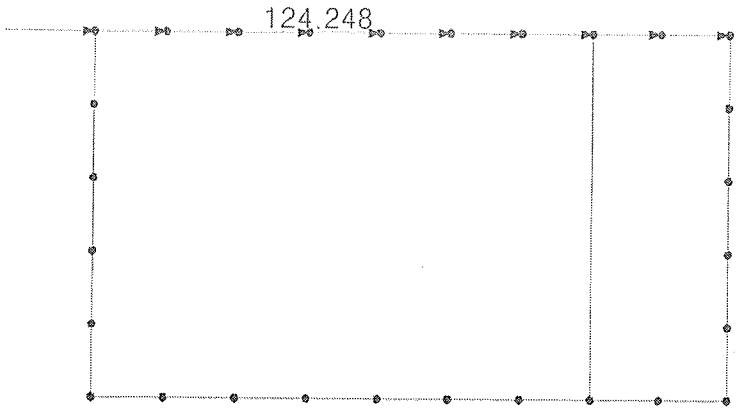


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

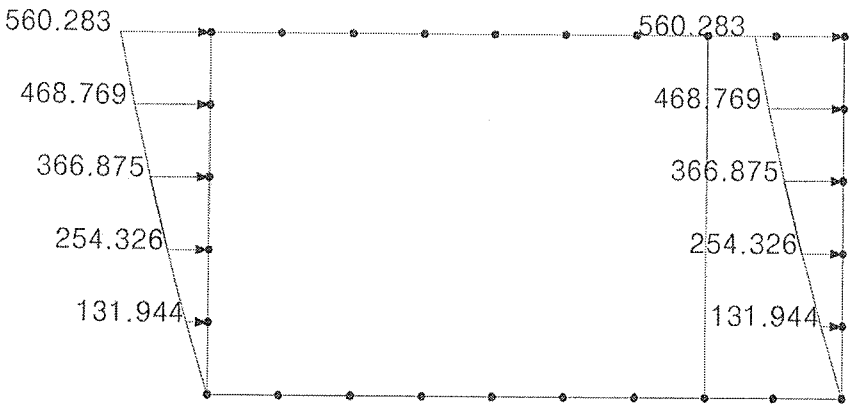


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

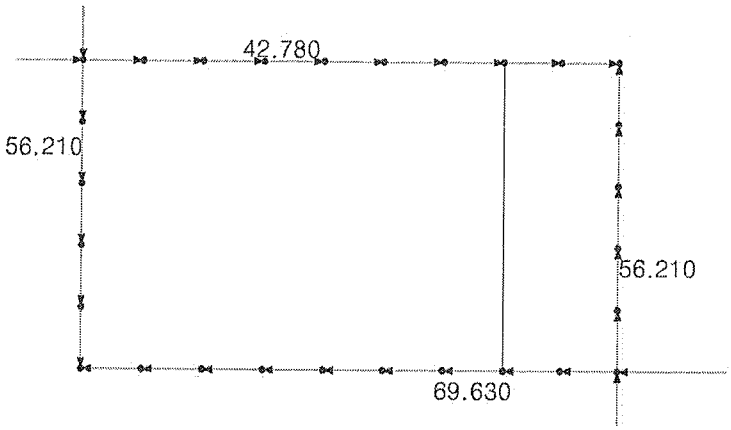
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



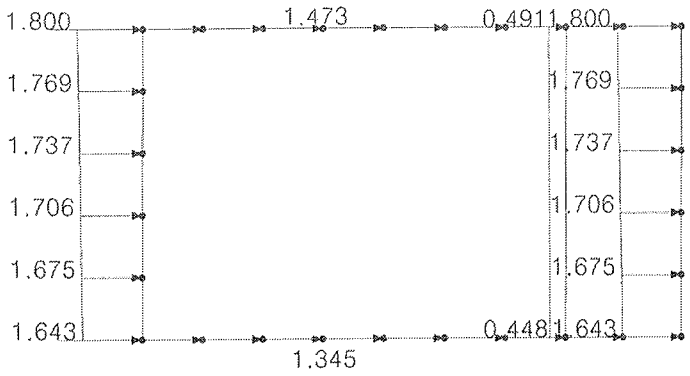
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

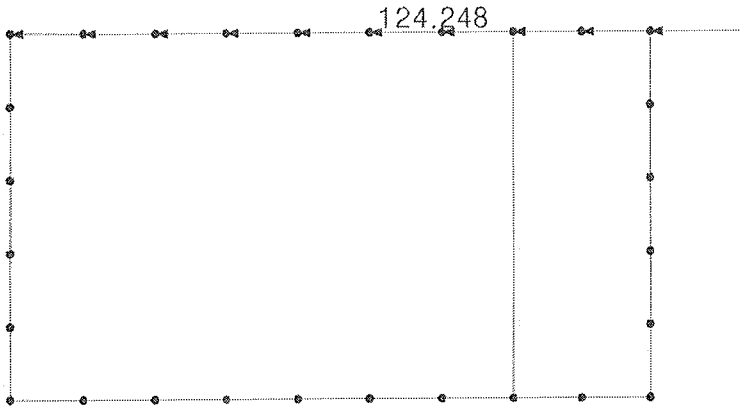


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

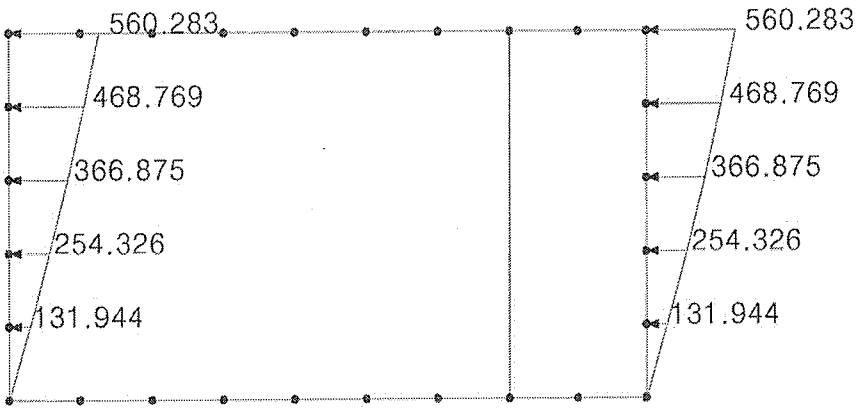


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

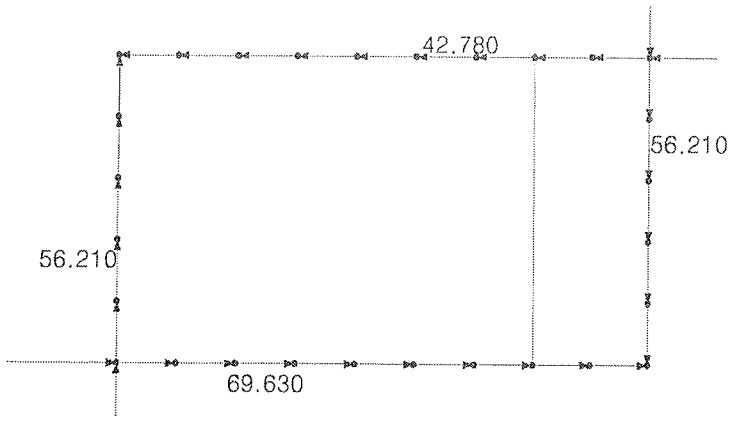
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



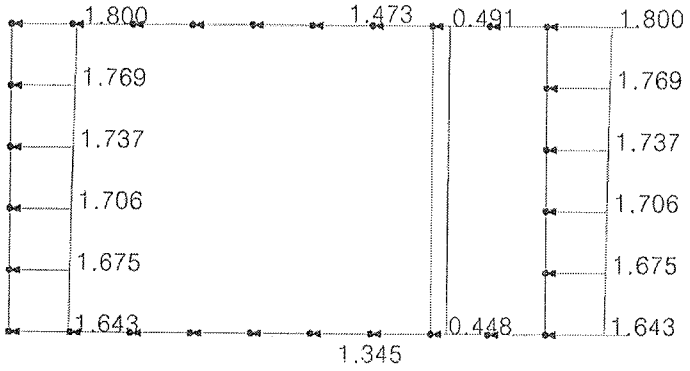
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

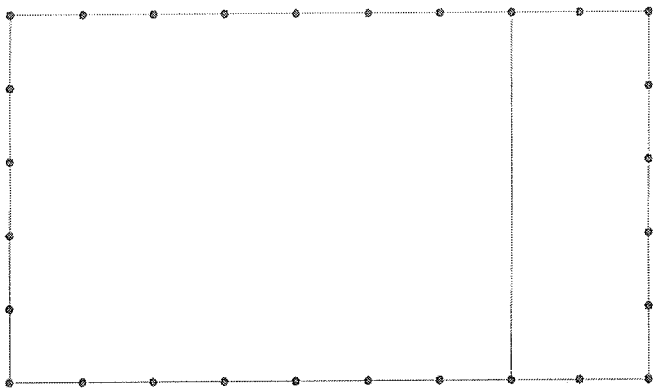


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

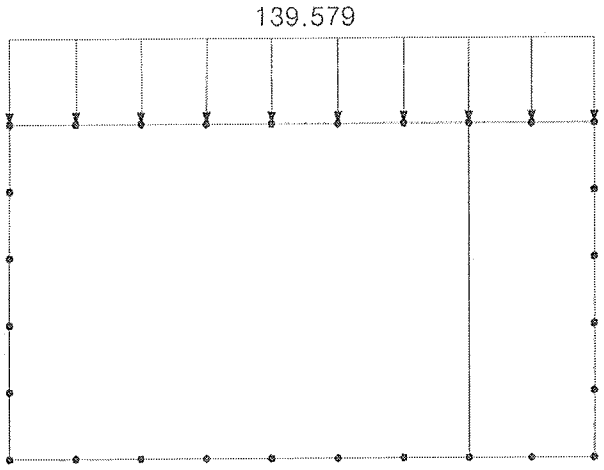


12. 하중 재하 (붕괴방지)

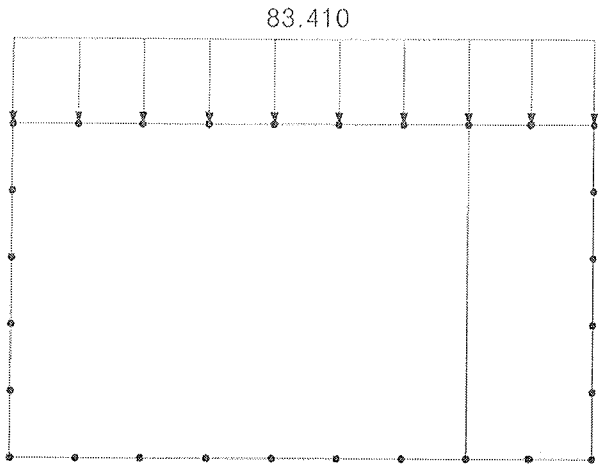
1) CASE1 - 구체자중(SW)



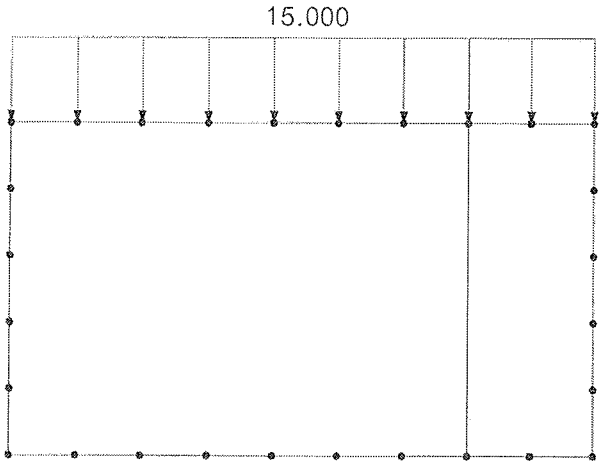
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



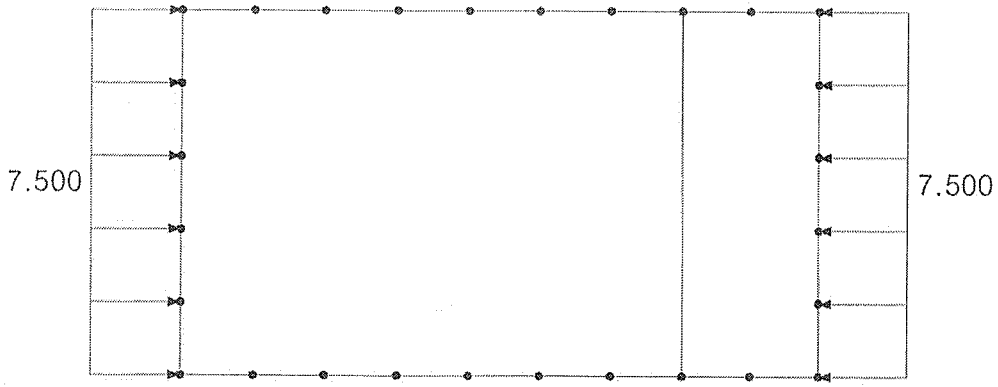
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



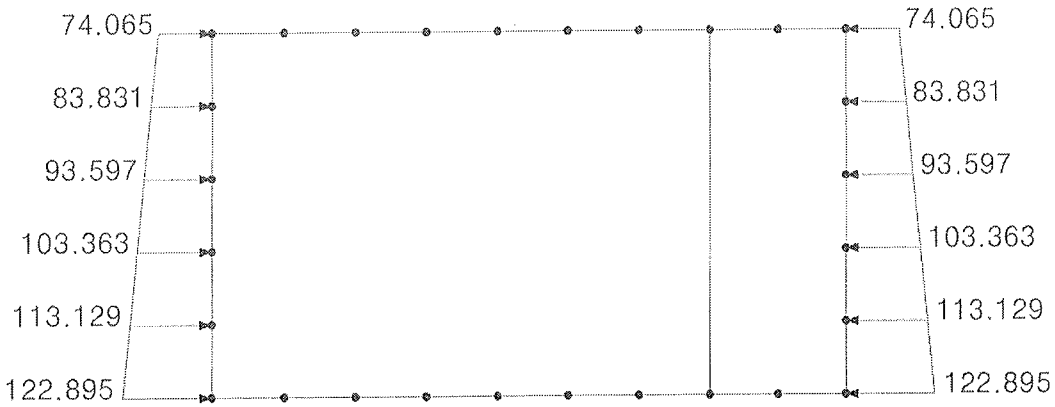
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



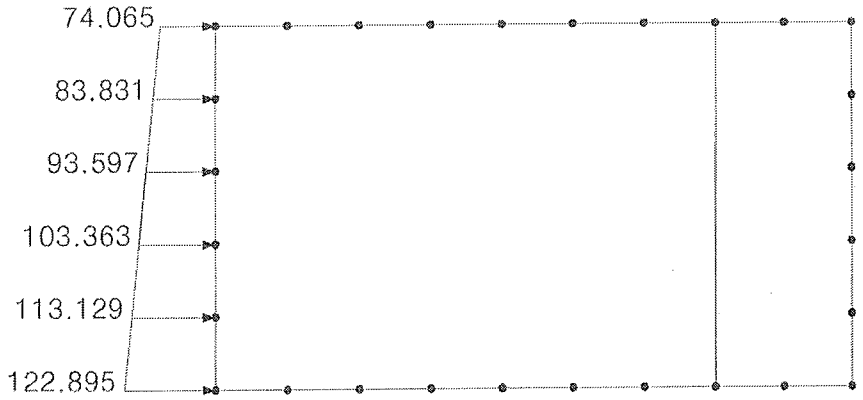
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



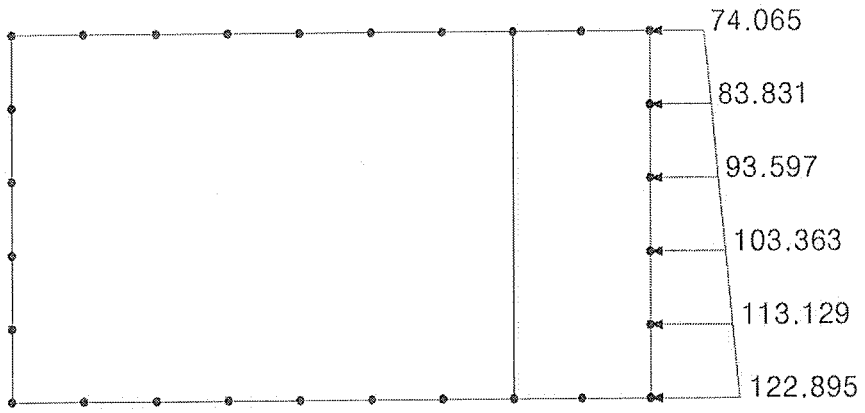
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



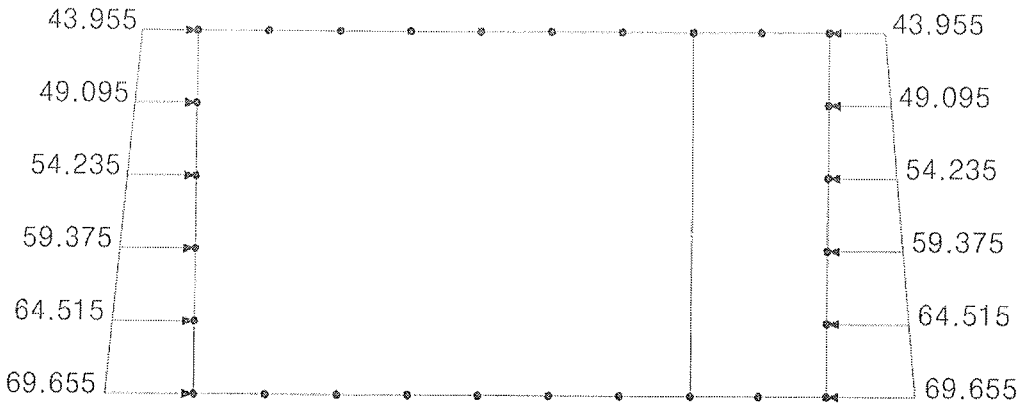
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



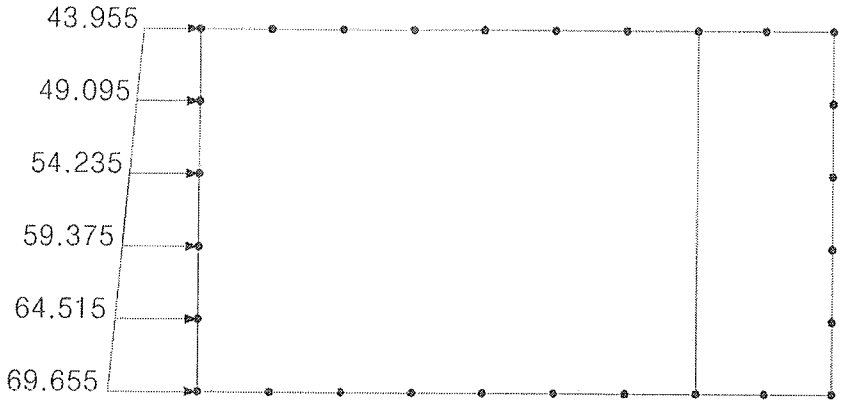
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



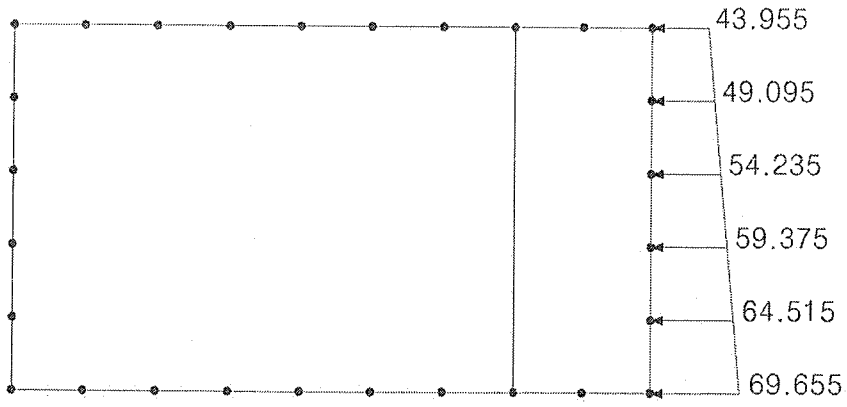
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



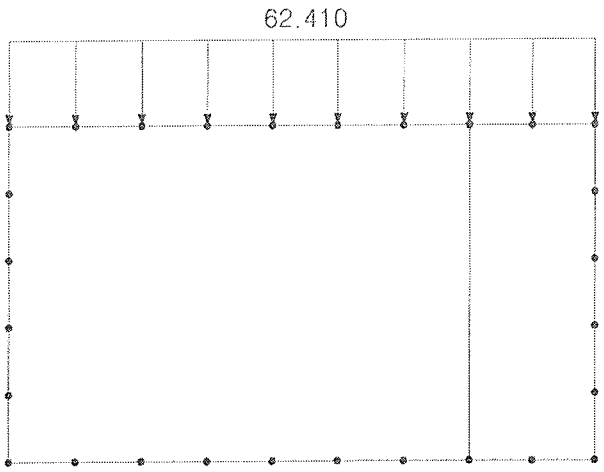
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



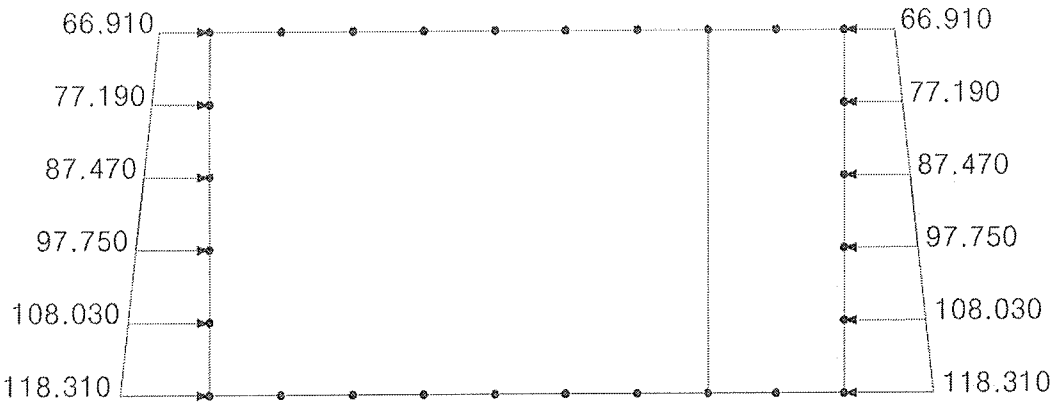
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



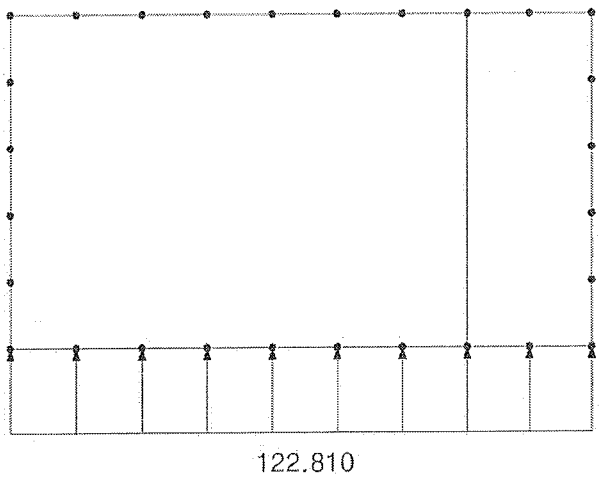
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

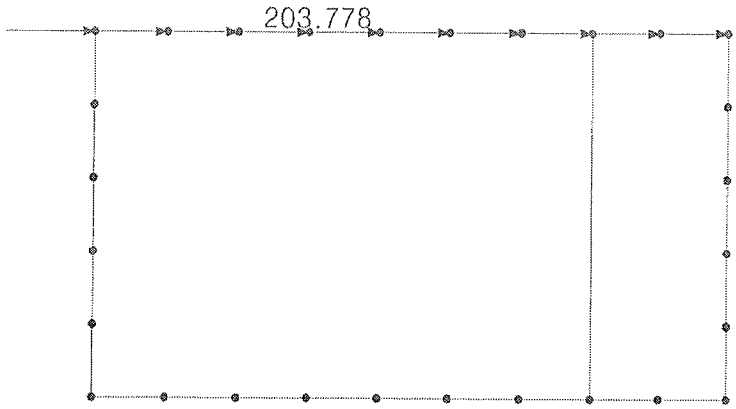


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

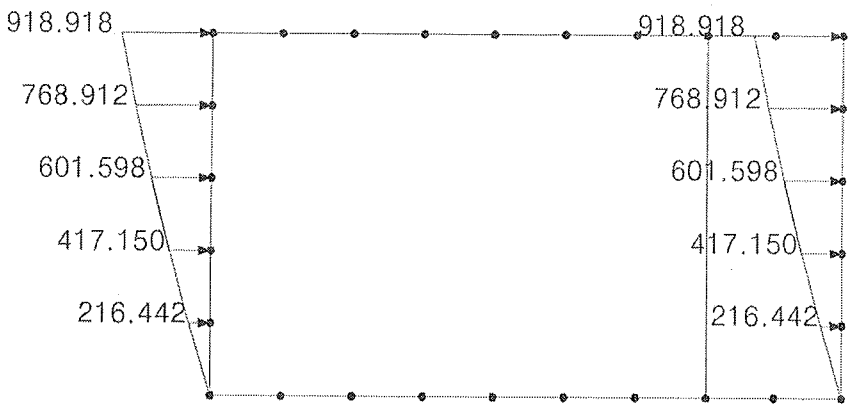


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

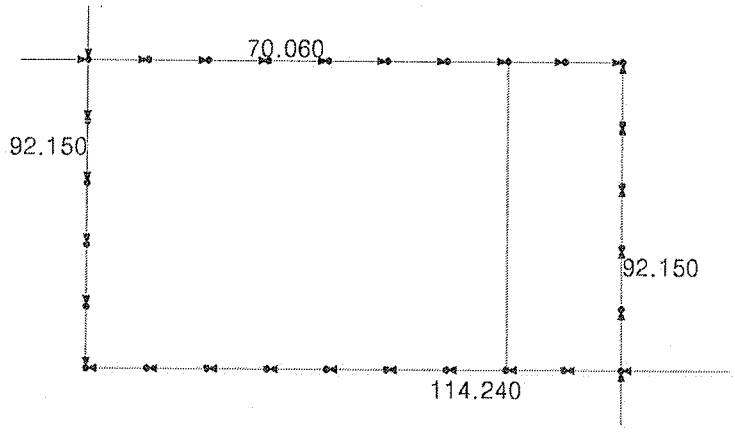
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



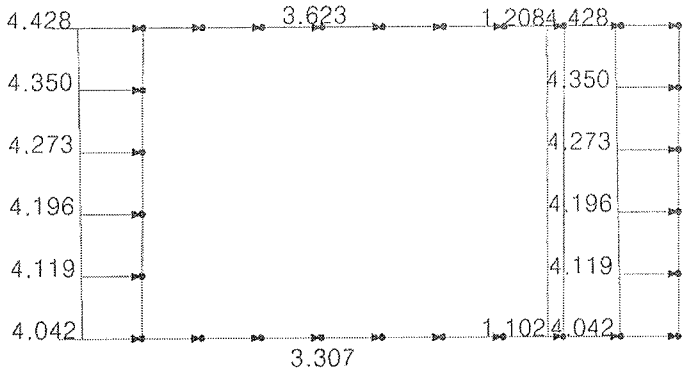
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

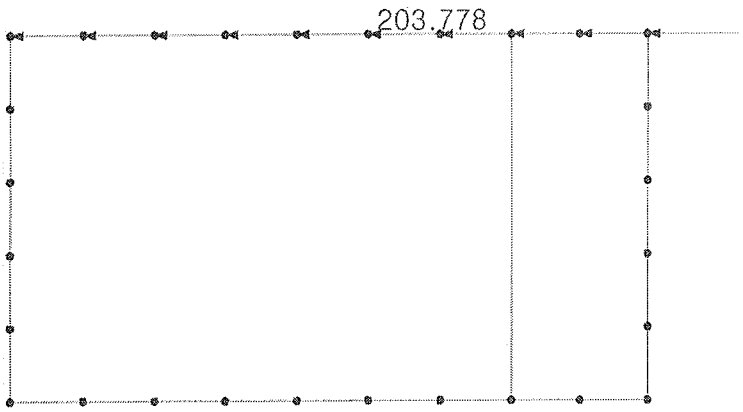


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

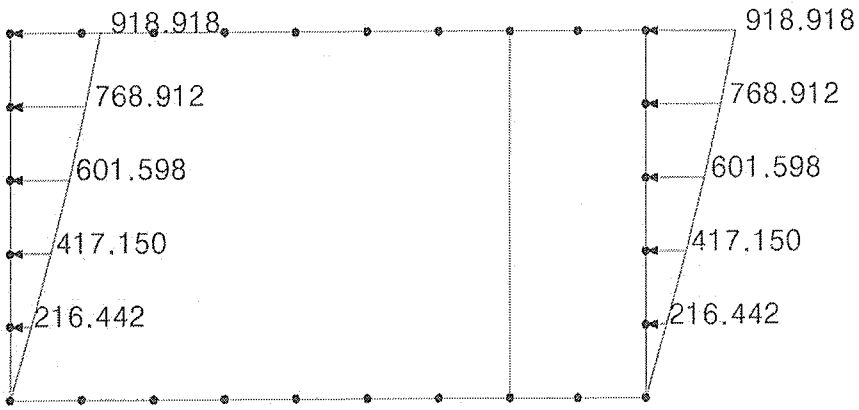


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

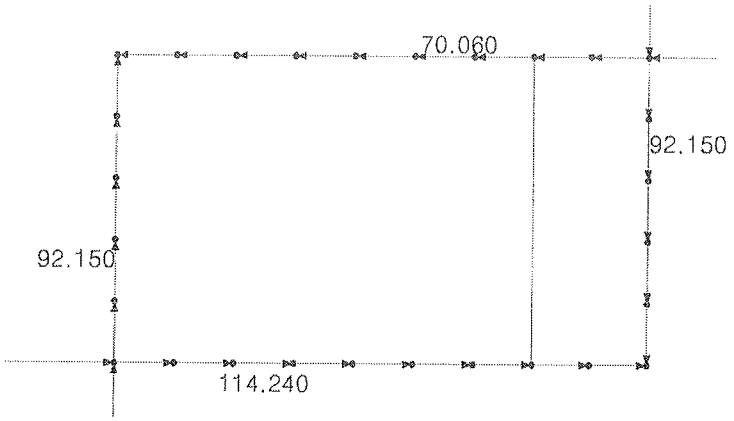
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



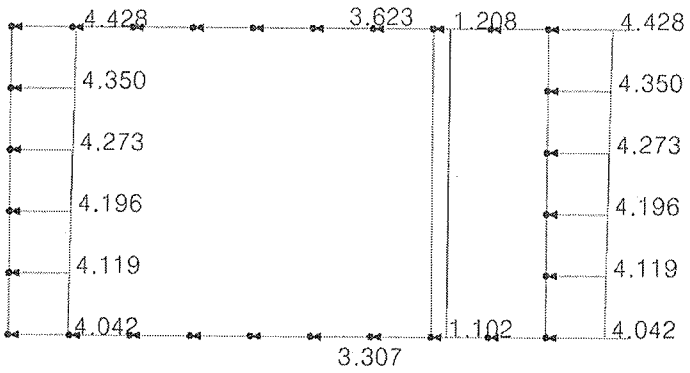
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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 = 7.241 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.400	1.600	1.600	1.200	1.400	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.400	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

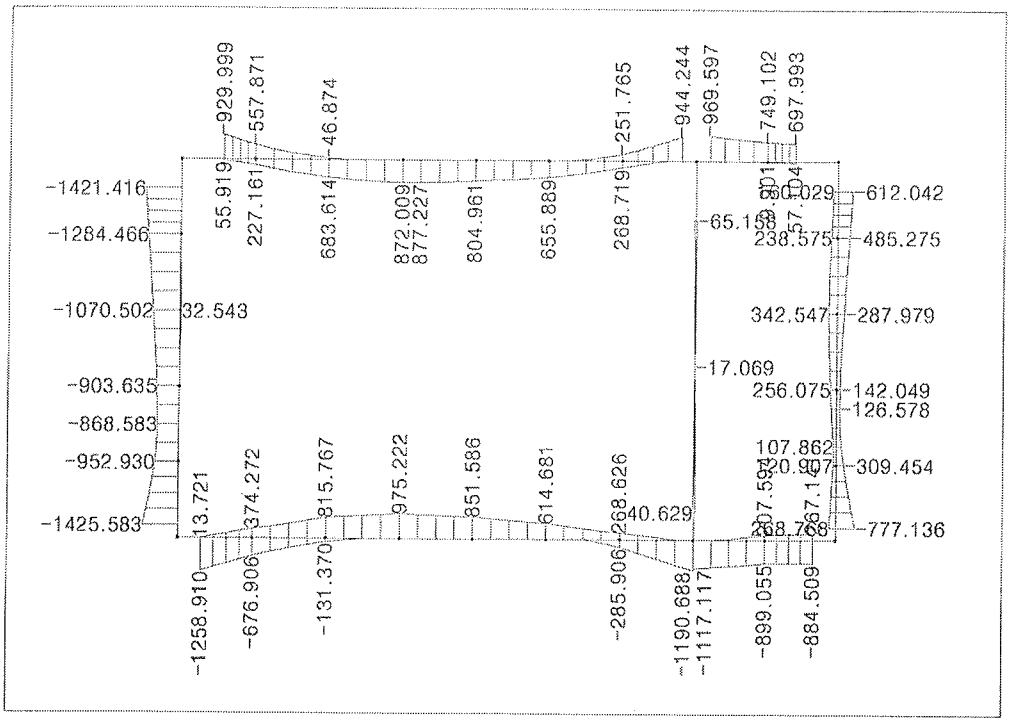
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

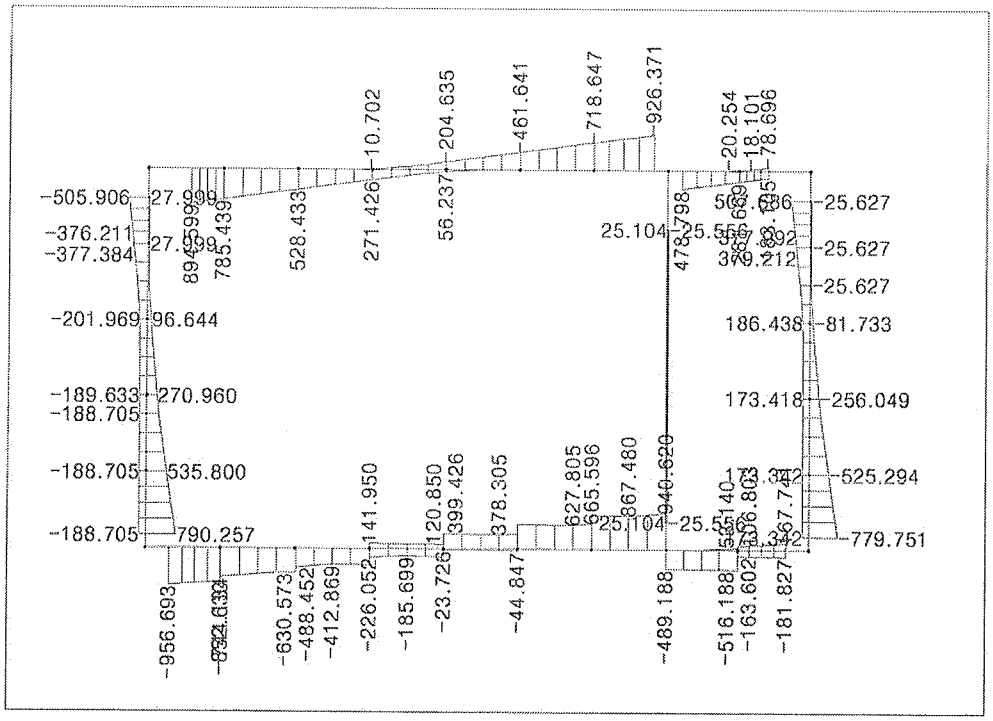
14. 단면력정리

14.1 상시

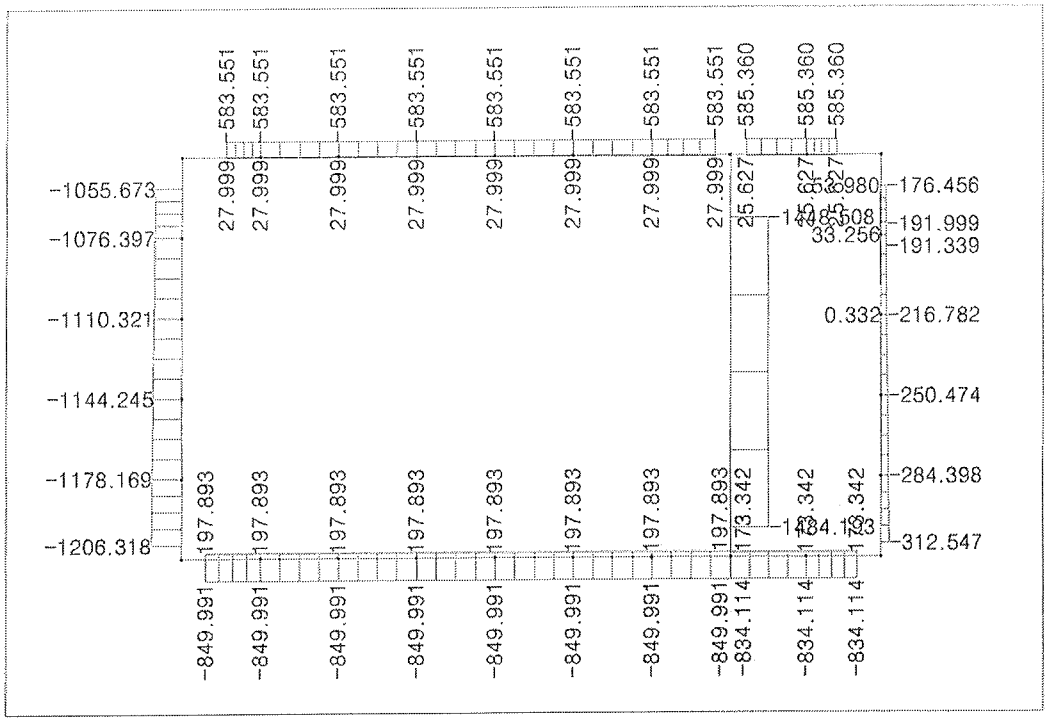
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



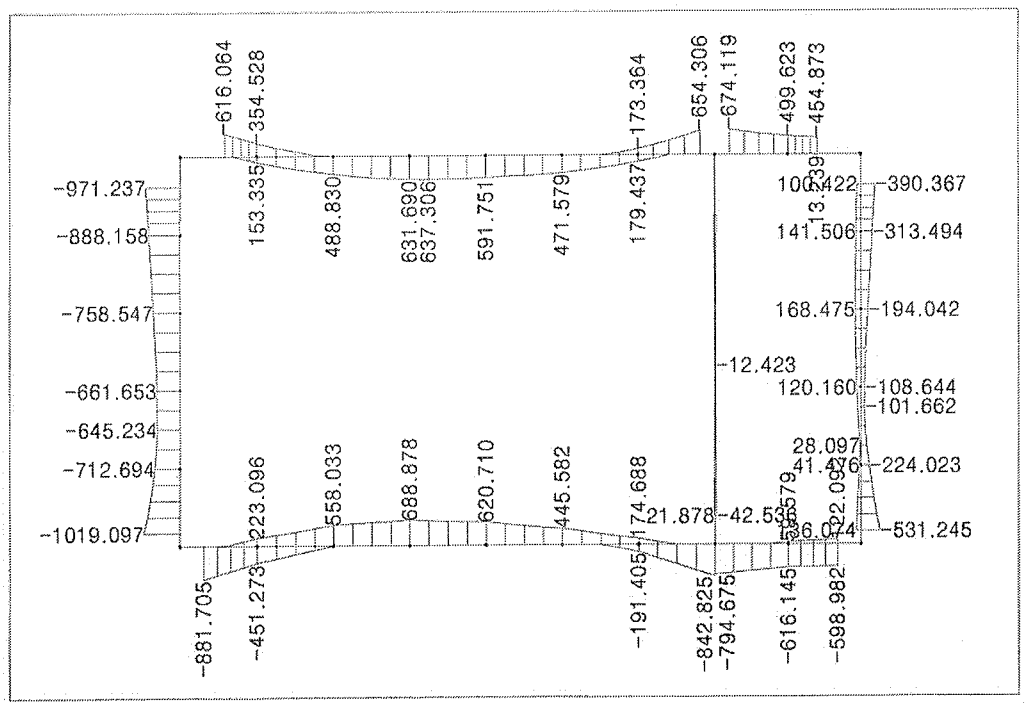
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



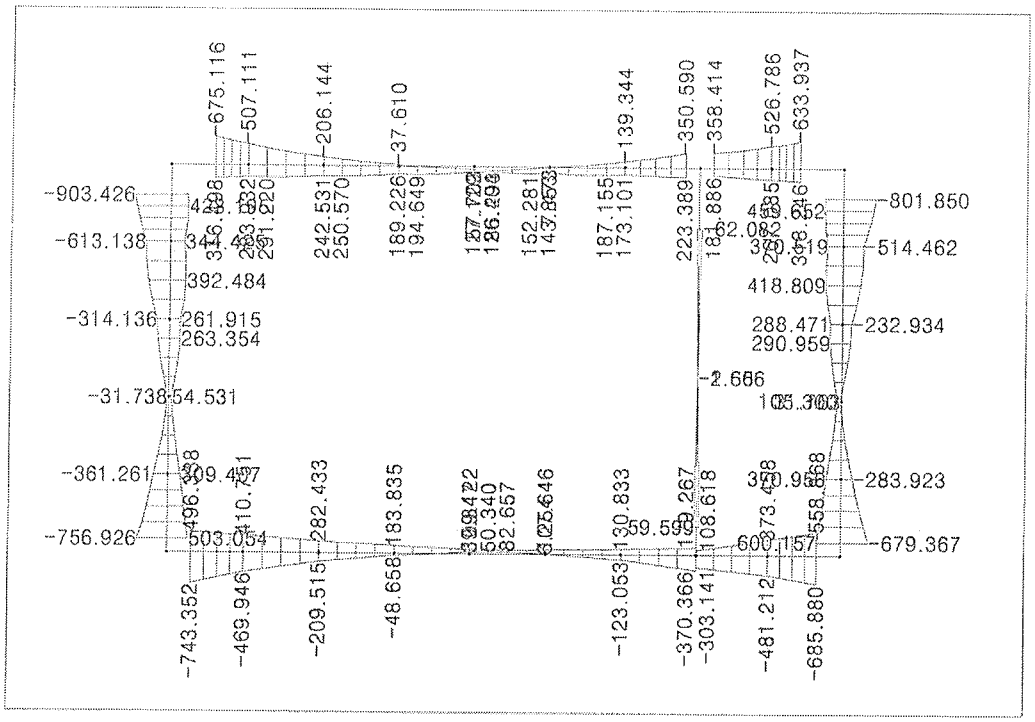
5) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	930.00	709.75	583.55	616.06	1000.00	1050.03	
		좌측 (하면)	2	55.92	709.75	583.55	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	3	0.00	207.24	583.55	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	4	877.23	207.24	583.55	637.31	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	5	944.24	741.53	583.55	654.31	1000.00	1050.01	
		우측 (하면)	6	0.00	741.53	583.55	0.00	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	969.60	293.99	585.36	674.12	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	8	0.00	293.99	585.36	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	9	697.99	183.11	585.36	454.87	1000.00	1050.00	
		중앙부 (하면)	10	57.10	183.11	585.36	13.24	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	11	697.99	367.91	585.36	454.87	1000.00	1050.00	
		우측 (하면)	12	57.10	367.91	585.36	13.24	1000.00	900.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	13.72	699.61	849.99	0.00	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	14	1258.91	699.61	849.99	881.71	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	15	975.22	423.65	849.99	688.88	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	16	0.00	423.65	849.99	0.00	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	17	0.00	879.05	849.99	0.00	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	18	1190.69	879.05	849.99	842.83	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	19	0.00	514.84	834.11	0.00	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	20	1117.12	514.84	834.11	794.68	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	21	251.39	177.27	834.11	105.60	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	22	889.30	177.27	834.11	604.23	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	23	267.14	506.74	834.11	122.09	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	24	884.51	506.74	834.11	598.98	1000.00	900.00	

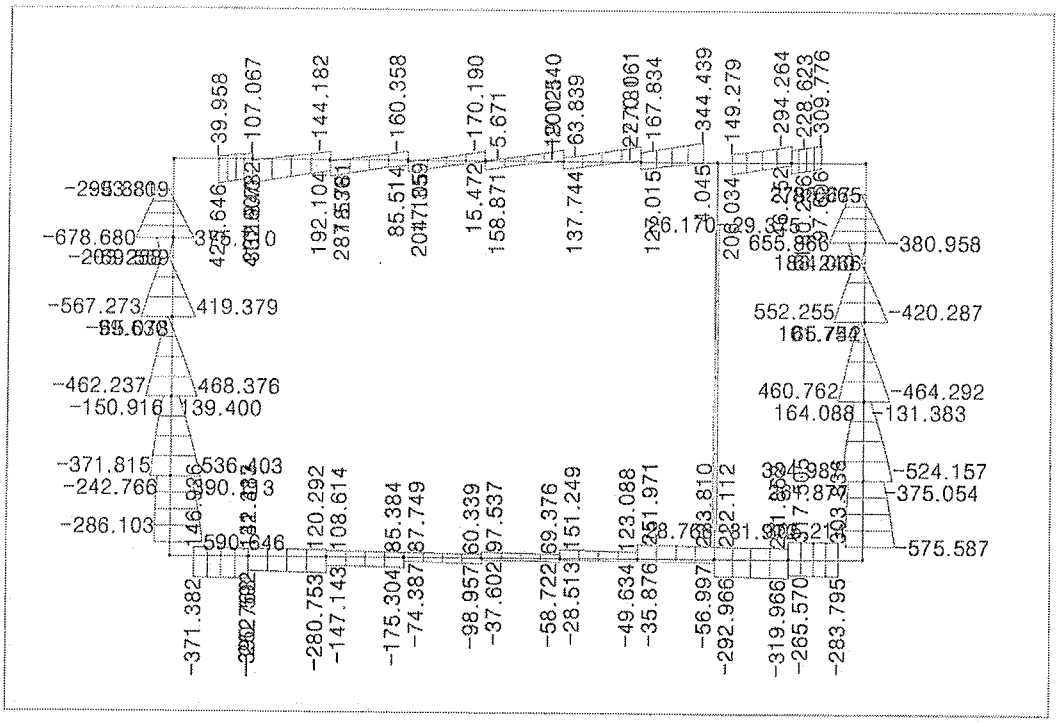
좌측 벽체	1층	상부 (외측)	25	1421.42	309.11	1055.67	971.24	1000.00	1266.67	
		상부 (내측)	26	0.00	309.11	1055.67	0.00	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	27	903.64	321.58	1144.25	661.65	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	28	0.00	321.58	1144.25	0.00	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	29	1425.58	387.90	1206.32	1019.10	1000.00	1100.00	
		하부 (내측)	30	0.00	387.90	1206.32	0.00	1000.00	1100.00	
우측 벽체	1층	상부	31	612.04	309.56	176.46	390.37	1000.00	1266.67	
		중앙부	32	256.08	323.41	250.47	120.16	1000.00	1100.00	
		하부	33	777.14	377.40	312.55	531.25	1000.00	1100.00	
중간 벽체	1련	상부	34	65.16	25.56	1448.51	41.94	1000.00	300.00	
		중앙부	35	17.07	25.56	1466.35	12.42	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	36	40.63	25.56	1484.19	21.88	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	37	64.67	25.56	1484.19	42.54	1000.00	300.00	

14.2 지진시(기능수행)

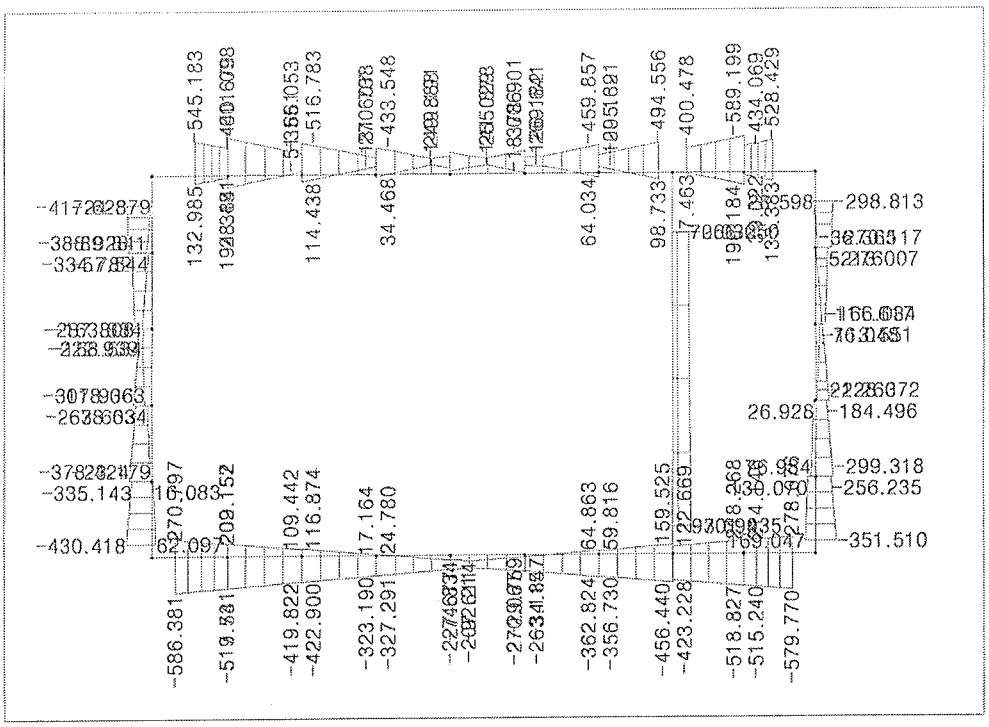
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



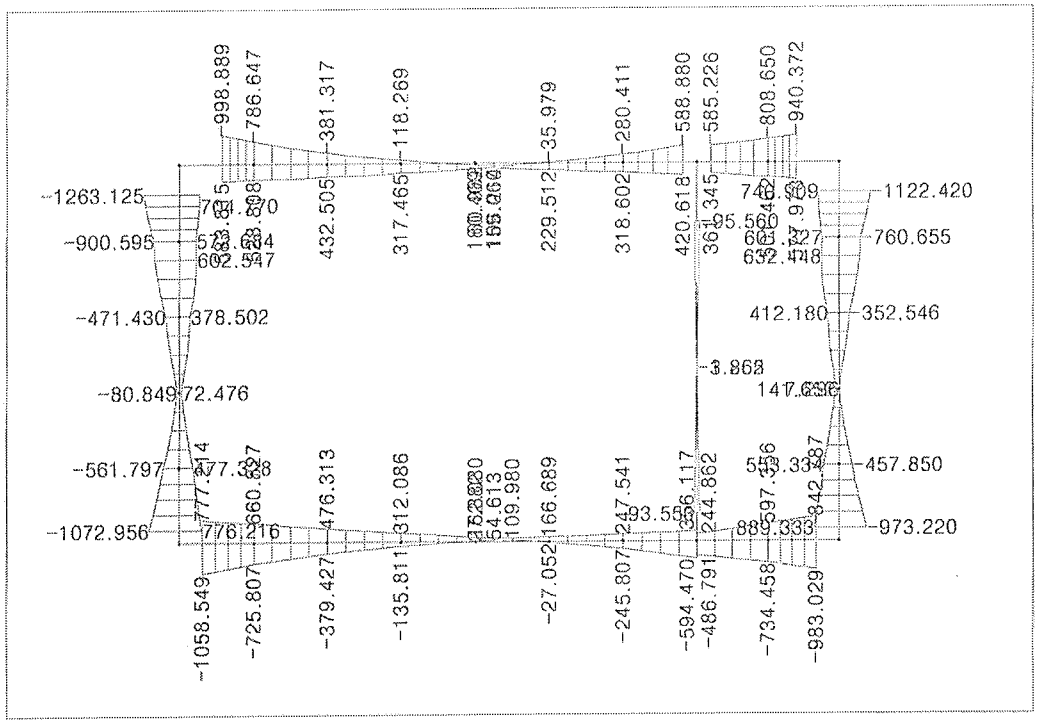
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	675.12	346.25	545.18	1000.00	1050.03	
		좌측 (하면)	2	316.50	346.25	545.18	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	3	0.00	149.53	372.10	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	4	194.65	149.53	372.10	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	5	350.59	187.29	494.56	1000.00	1050.01	
		우측 (하면)	6	223.39	187.29	494.56	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	358.41	283.79	400.48	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	8	181.89	283.79	400.48	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	9	633.94	309.78	528.43	1000.00	1050.00	
		중앙부 (하면)	10	318.25	309.78	528.43	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	11	633.94	220.94	528.43	1000.00	1050.00	
		우측 (하면)	12	318.25	220.94	528.43	1000.00	900.00	

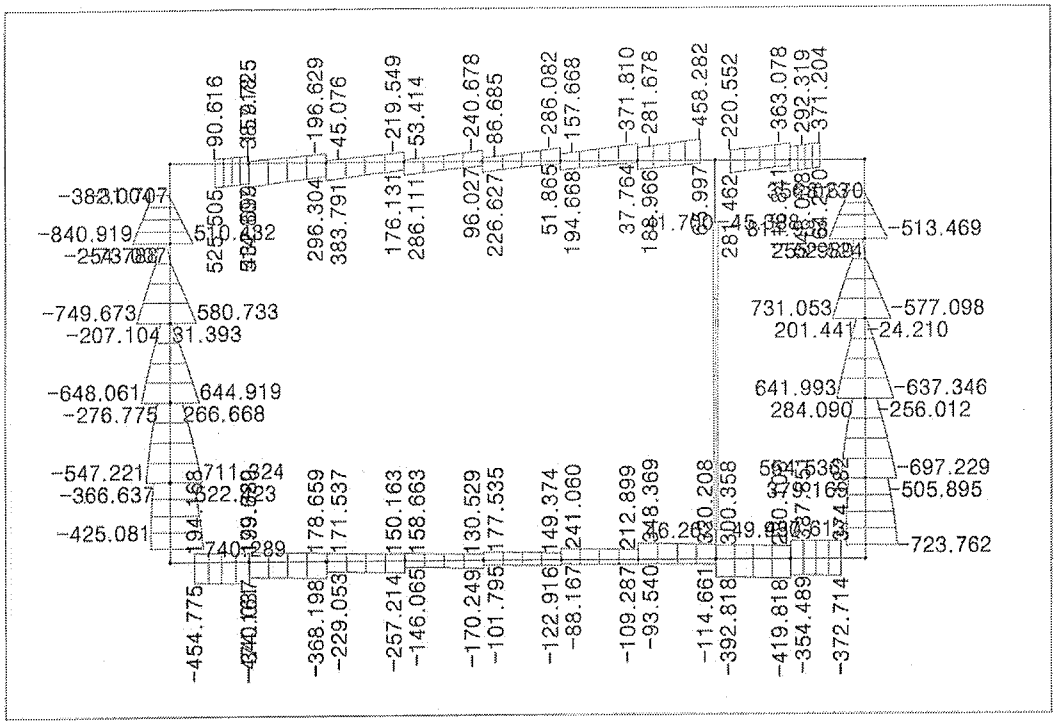
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	496.34	260.89	586.38	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	14	743.35	260.89	586.38	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	15	183.84	175.30	323.19	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	16	48.66	175.30	323.19	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	17	179.27	249.46	456.44	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	18	370.37	249.46	456.44	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	19	108.62	318.62	423.23	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	20	303.14	318.62	423.23	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	21	511.36	307.25	563.64	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	22	635.87	307.25	563.64	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	23	558.87	310.52	579.77	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	24	685.88	310.52	579.77	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	25	903.43	234.89	417.62	1000.00	1266.67	
		상부 (내측)	26	418.39	234.89	417.62	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	27	31.74	203.26	323.04	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	28	54.53	203.26	323.04	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	29	756.93	353.00	430.42	1000.00	1100.00	
		하부 (내측)	30	503.05	353.00	430.42	1000.00	1100.00	
우측 벽체	1 층	상부	31	801.85	219.88	298.81	1000.00	1266.67	
		중앙부	32	105.30	188.24	228.37	1000.00	1100.00	
		하부	33	679.37	343.57	351.51	1000.00	1100.00	
중간 벽체	1 련	상부	34	62.08	29.76	266.25	1000.00	300.00	
		중앙부	35	2.56	31.34	293.01	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	36	59.60	31.21	301.94	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	37	57.38	31.21	301.94	1000.00	300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

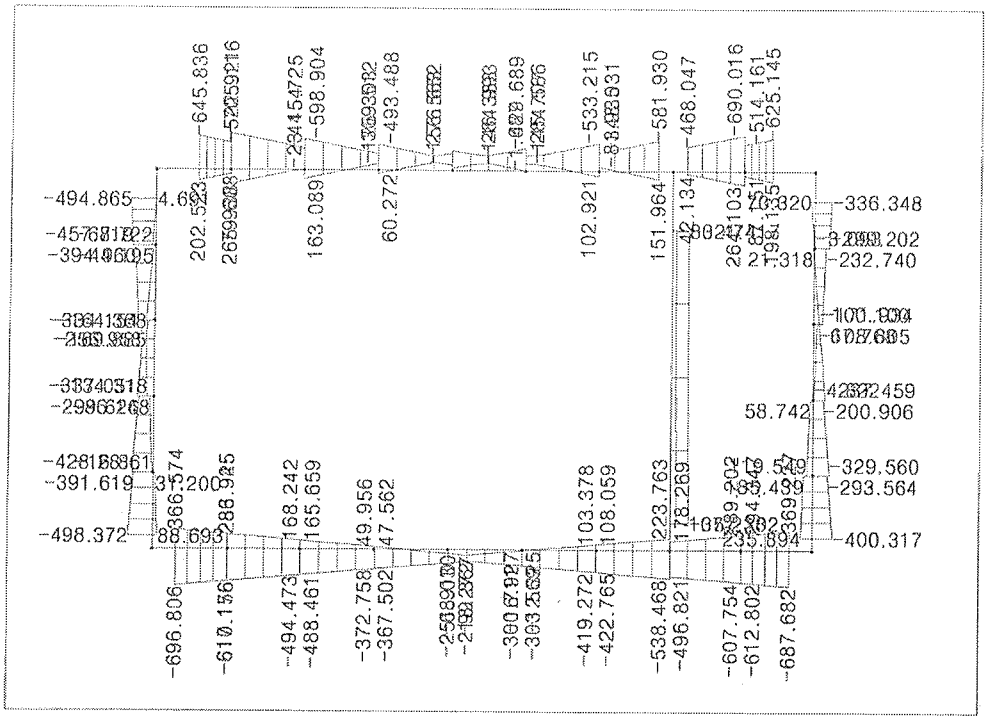
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	998.89	450.45	645.84	1000.00	1050.03	
		좌측 (하면)	2	583.82	450.45	645.84	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	3	58.61	231.54	421.21	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	4	304.53	231.54	421.21	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	5	588.88	301.13	581.93	1000.00	1050.01	
		우측 (하면)	6	420.62	301.13	581.93	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	7	585.23	352.60	468.05	1000.00	1050.00	
		좌측 (하면)	8	361.35	352.60	468.05	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	9	940.37	371.20	625.15	1000.00	1050.00	
		중앙부 (하면)	10	577.98	371.20	625.15	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	11	940.37	289.76	625.15	1000.00	1050.00	
		우측 (하면)	12	577.98	289.76	625.15	1000.00	900.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	777.21	348.33	696.81	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	14	1058.55	348.33	696.81	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	15	312.09	257.21	372.76	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	16	135.81	257.21	372.76	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	17	356.12	345.86	538.47	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	18	594.47	345.86	538.47	1000.00	900.00	
	2 경간	좌측 (상면)	19	244.86	418.47	496.82	1000.00	900.00	
		좌측 (하면)	20	486.79	418.47	496.82	1000.00	900.00	
		중앙부 (상면)	21	780.28	377.60	668.96	1000.00	900.00	
		중앙부 (하면)	22	922.04	377.60	668.96	1000.00	900.00	
		우측 (상면)	23	842.79	410.37	687.68	1000.00	900.00	
		우측 (하면)	24	983.03	410.37	687.68	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	25	1263.13	347.43	494.87	1000.00	1266.67	
		상부 (내측)	26	704.08	347.43	494.87	1000.00	1100.00	
		중앙부 (외측)	27	80.85	309.27	379.76	1000.00	1100.00	
		중앙부 (내측)	28	72.48	309.27	379.76	1000.00	1100.00	
		하부 (외측)	29	1072.96	506.84	498.37	1000.00	1100.00	
		하부 (내측)	30	776.22	506.84	498.37	1000.00	1100.00	
우측 벽체	1 층	상부	31	1122.42	328.81	336.35	1000.00	1266.67	
		중앙부	32	141.65	290.65	237.46	1000.00	1100.00	
		하부	33	973.22	496.18	400.32	1000.00	1100.00	
중간 벽체	1 련	상부	34	95.56	46.06	321.42	1000.00	300.00	
		중앙부	35	3.27	48.84	348.18	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	36	93.55	48.60	357.10	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	37	91.36	48.60	357.10	1000.00	300.00	

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	-930.00	-	-998.89	-675.12	-998.89	
		좌측 (하면)	2	55.92	-	583.82	316.50	583.82	
		중앙부 (상면)	3	-	-	-58.61	-	-58.61	
		중앙부 (하면)	4	877.23	-	304.53	194.65	877.23	
		우측 (상면)	5	-944.24	-	-588.88	-350.59	-944.24	
		우측 (하면)	6	-	-	420.62	223.39	420.62	
	2 경간	좌측 (상면)	7	-969.60	-	-585.23	-358.41	-969.60	
		좌측 (하면)	8	-	-	361.35	181.89	361.35	
		중앙부 (상면)	9	-697.99	-	-940.37	-633.94	-940.37	
		중앙부 (하면)	10	57.10	-	577.98	318.25	577.98	
		우측 (상면)	11	-697.99	-	-940.37	-633.94	-940.37	
		우측 (하면)	12	57.10	-	577.98	318.25	577.98	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	13.72	-	777.21	496.34	777.21	
		좌측 (하면)	14	-1258.91	-	-1058.55	-743.35	-1258.91	
		중앙부 (상면)	15	975.22	-	312.09	183.84	975.22	
		중앙부 (하면)	16	-	-	-135.81	-48.66	-135.81	
		우측 (상면)	17	-	-	356.12	179.27	356.12	
		우측 (하면)	18	-1190.69	-	-594.47	-370.37	-1190.69	
	2 경간	좌측 (상면)	19	-	-	244.86	108.62	244.86	
		좌측 (하면)	20	-1117.12	-	-486.79	-303.14	-1117.12	
		중앙부 (상면)	21	251.39	-	780.28	511.36	780.28	
		중앙부 (하면)	22	-889.30	-	-922.04	-635.87	-922.04	
		우측 (상면)	23	267.14	-	842.79	558.87	842.79	
		우측 (하면)	24	-884.51	-	-983.03	-685.88	-983.03	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	25	-1421.42	-	-1263.13	-903.43	-1421.42	
		상부 (내측)	26	-	-	704.08	418.39	704.08	
		중앙부 (외측)	27	-903.64	-	-80.85	-31.74	-903.64	
		중앙부 (내측)	28	-	-	72.48	54.53	72.48	
		하부 (외측)	29	-1425.58	-	-1072.96	-756.93	-1425.58	
		하부 (내측)	30	-	-	776.22	503.05	776.22	
우측 벽체	1 층	상부	31	-612.04	-	-1122.42	-801.85	-1122.42	
		중앙부	32	256.08	-	141.65	105.30	256.08	
		하부	33	-777.14	-	-973.22	-679.37	-973.22	
중간 벽체	1 련	상부	34	-65.16	-	-95.56	-62.08	-95.56	
		중앙부	35	-17.07	-	-3.27	-2.56	-17.07	
		하부 (좌측)	36	40.63	-	93.55	59.60	93.55	
		하부 (우측)	37	-64.67	-	-91.36	-57.38	-91.36	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	709.75	-	450.45	346.25	709.75	
		좌측 (하면)	2	709.75	-	450.45	346.25	709.75	
		중앙부 (상면)	3	207.24	-	231.54	149.53	231.54	
		중앙부 (하면)	4	207.24	-	231.54	149.53	231.54	
		우측 (상면)	5	-741.53	-	-301.13	-187.29	-741.53	
		우측 (하면)	6	-741.53	-	-301.13	-187.29	-741.53	
	2 경간	좌측 (상면)	7	293.99	-	-352.60	-283.79	-352.60	
		좌측 (하면)	8	293.99	-	-352.60	-283.79	-352.60	
		중앙부 (상면)	9	183.11	-	-371.20	-309.78	-371.20	
		중앙부 (하면)	10	183.11	-	-371.20	-309.78	-371.20	
		우측 (상면)	11	367.91	-	-289.76	-220.94	367.91	
		우측 (하면)	12	367.91	-	-289.76	-220.94	367.91	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	-699.61	-	-348.33	-260.89	-699.61	
		좌측 (하면)	14	-699.61	-	-348.33	-260.89	-699.61	
		중앙부 (상면)	15	-423.65	-	-257.21	-175.30	-423.65	
		중앙부 (하면)	16	-423.65	-	-257.21	-175.30	-423.65	
		우측 (상면)	17	879.05	-	345.86	249.46	879.05	
		우측 (하면)	18	879.05	-	345.86	249.46	879.05	
	2 경간	좌측 (상면)	19	-514.84	-	-418.47	-318.62	-514.84	
		좌측 (하면)	20	-514.84	-	-418.47	-318.62	-514.84	
		중앙부 (상면)	21	-177.27	-	377.60	307.25	377.60	
		중앙부 (하면)	22	-177.27	-	377.60	307.25	377.60	
		우측 (상면)	23	-506.74	-	-410.37	-310.52	-506.74	
		우측 (하면)	24	-506.74	-	-410.37	-310.52	-506.74	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	25	-309.11	-	-347.43	-234.89	-347.43	
		상부 (내측)	26	-309.11	-	-347.43	-234.89	-347.43	
		중앙부 (외측)	27	-321.58	-	-309.27	-203.26	-321.58	
		중앙부 (내측)	28	-321.58	-	-309.27	-203.26	-321.58	
		하부 (외측)	29	387.90	-	506.84	353.00	506.84	
		하부 (내측)	30	387.90	-	506.84	353.00	506.84	
우측 벽체	1층	상부	31	309.56	-	328.81	219.88	328.81	
		중앙부	32	323.41	-	290.65	188.24	323.41	
		하부	33	-377.40	-	-496.18	-343.57	-496.18	
중간 벽체	1련	상부	34	-25.56	-	-46.06	-29.76	-46.06	
		중앙부	35	-25.56	-	-48.84	-31.34	-48.84	
		하부 (좌측)	36	-25.56	-	-48.60	-31.21	-48.60	
		하부 (우측)	37	-25.56	-	-48.60	-31.21	-48.60	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-583.55	-	-645.84	-545.18	-645.84	
		좌측 (하면)	2	-583.55	-	-645.84	-545.18	-645.84	
		중앙부 (상면)	3	-583.55	-	-421.21	-372.10	-583.55	
		중앙부 (하면)	4	-583.55	-	-421.21	-372.10	-583.55	
		우측 (상면)	5	-583.55	-	-581.93	-494.56	-583.55	
		우측 (하면)	6	-583.55	-	-581.93	-494.56	-583.55	
	2 경간	좌측 (상면)	7	-585.36	-	-468.05	-400.48	-585.36	
		좌측 (하면)	8	-585.36	-	-468.05	-400.48	-585.36	
		중앙부 (상면)	9	-585.36	-	-625.15	-528.43	-625.15	
		중앙부 (하면)	10	-585.36	-	-625.15	-528.43	-625.15	
		우측 (상면)	11	-585.36	-	-625.15	-528.43	-625.15	
		우측 (하면)	12	-585.36	-	-625.15	-528.43	-625.15	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	-849.99	-	-696.81	-586.38	-849.99	
		좌측 (하면)	14	-849.99	-	-696.81	-586.38	-849.99	
		중앙부 (상면)	15	-849.99	-	-372.76	-323.19	-849.99	
		중앙부 (하면)	16	-849.99	-	-372.76	-323.19	-849.99	
		우측 (상면)	17	-849.99	-	-538.47	-456.44	-849.99	
		우측 (하면)	18	-849.99	-	-538.47	-456.44	-849.99	
	2 경간	좌측 (상면)	19	-834.11	-	-496.82	-423.23	-834.11	
		좌측 (하면)	20	-834.11	-	-496.82	-423.23	-834.11	
		중앙부 (상면)	21	-834.11	-	-668.96	-563.64	-834.11	
		중앙부 (하면)	22	-834.11	-	-668.96	-563.64	-834.11	
		우측 (상면)	23	-834.11	-	-687.68	-579.77	-834.11	
		우측 (하면)	24	-834.11	-	-687.68	-579.77	-834.11	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	25	-1055.67	-	-494.87	-417.62	-1055.67	
		상부 (내측)	26	-1055.67	-	-494.87	-417.62	-1055.67	
		중앙부 (외측)	27	-1144.25	-	-379.76	-323.04	-1144.25	
		중앙부 (내측)	28	-1144.25	-	-379.76	-323.04	-1144.25	
		하부 (외측)	29	-1206.32	-	-498.37	-430.42	-1206.32	
		하부 (내측)	30	-1206.32	-	-498.37	-430.42	-1206.32	
우측 벽체	1 층	상부	31	-176.46	-	-336.35	-298.81	-336.35	
		중앙부	32	-250.47	-	-237.46	-228.37	-250.47	
		하부	33	-312.55	-	-400.32	-351.51	-400.32	
중간 벽체	1 련	상부	34	-1448.51	-	-321.42	-266.25	-1448.51	
		중앙부	35	-1466.35	-	-348.18	-293.01	-1475.27	
		하부 (좌측)	36	-1484.19	-	-357.10	-301.94	-1484.19	
		하부 (우측)	37	-1484.19	-	-357.10	-301.94	-1484.19	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-616.06	-	-	-	-616.06	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	3	-	-	-	-	-	
		중앙부 (하면)	4	637.31	-	-	-	637.31	
		우측 (상면)	5	-654.31	-	-	-	-654.31	
		우측 (하면)	6	-	-	-	-	-	
	2 경간	좌측 (상면)	7	-674.12	-	-	-	-674.12	
		좌측 (하면)	8	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	9	-454.87	-	-	-	-454.87	
		중앙부 (하면)	10	13.24	-	-	-	13.24	
		우측 (상면)	11	-454.87	-	-	-	-454.87	
		우측 (하면)	12	13.24	-	-	-	13.24	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	13	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	14	-881.71	-	-	-	-881.71	
		중앙부 (상면)	15	688.88	-	-	-	688.88	
		중앙부 (하면)	16	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	17	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	18	-842.83	-	-	-	-842.83	
	2 경간	좌측 (상면)	19	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	20	-794.68	-	-	-	-794.68	
		중앙부 (상면)	21	105.60	-	-	-	105.60	
		중앙부 (하면)	22	-604.23	-	-	-	-604.23	
		우측 (상면)	23	122.09	-	-	-	122.09	
		우측 (하면)	24	-598.98	-	-	-	-598.98	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	25	-971.24	-	-	-	-971.24	
		상부 (내측)	26	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	27	-661.65	-	-	-	-661.65	
		중앙부 (내측)	28	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	29	-1019.10	-	-	-	-1019.10	
		하부 (내측)	30	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1층	상부	31	-390.37	-	-	-	-390.37	
		중앙부	32	120.16	-	-	-	120.16	
		하부	33	-531.25	-	-	-	-531.25	
중간 벽체	1련	상부	34	-41.94	-	-	-	-41.94	
		중앙부	35	-12.42	-	-	-	-12.42	
		하부 (좌측)	36	21.88	-	-	-	21.88	
		하부 (우측)	37	-42.54	-	-	-	-42.54	

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	950	998.89	1422.08	3185.53	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.42
		좌측(하면)	1	1000	820	583.82	958.89	2142.83	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.64
		중앙부(상면)	2	1000	800	58.61	679.37	215.98	H29 - 4.0EA	2569.60	11.59
		중앙부(하면)	2	1000	820	877.23	958.89	3259.34	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.09
		우측(상면)	3	1000	950	944.24	1260.64	3006.22	H25 - 8.0EA	4053.60	1.34
		우측(하면)	3	1000	820	420.62	958.89	1533.67	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.28
	2경간	좌측(상면)	4	1000	950	969.60	1260.63	3089.40	H25 - 8.0EA	4053.60	1.30
		좌측(하면)	4	1000	820	361.34	958.89	1314.43	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.65
		중앙부(상면)	5	1000	950	940.37	1260.63	2993.58	H25 - 8.0EA	4053.60	1.34
		중앙부(하면)	5	1000	820	577.98	958.89	2120.89	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.66
		우측(상면)	6	1000	950	940.37	1260.63	2993.58	H25 - 8.0EA	4053.60	1.34
		우측(하면)	6	1000	820	577.98	958.89	2120.89	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.66
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	820	777.21	1218.88	2875.59	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.57
		좌측(하면)	7	1000	800	1258.91	1465.18	4888.69	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.16
		중앙부(상면)	8	1000	820	975.22	1218.88	3638.63	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.25
		중앙부(하면)	8	1000	800	135.81	1465.18	502.05	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	10.79
		우측(상면)	9	1000	820	356.12	1218.88	1295.15	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	3.42
		우측(하면)	9	1000	800	1190.69	1465.18	4608.93	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.23

하부슬래브	2경간	좌측(상면)	10	1000	820	244.86	1218.88	886.63	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	4.98
		좌측(하면)	10	1000	800	1117.12	1465.18	4309.34	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.31
		중앙부(상면)	11	1000	820	780.28	1218.88	2887.29	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.56
		중앙부(하면)	11	1000	800	922.04	1465.18	3525.22	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.59
		우측(상면)	12	1000	820	842.79	1218.88	3126.81	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.45
		우측(하면)	12	1000	800	983.03	1465.18	3768.81	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.49
좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	1167	1421.42	2932.79	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	2.06
		상부(내측)	13	1000	1020	704.08	1665.21	-	H16 - 8.0EA	6185.20	2.37
		중앙부(외측)	14	1000	1000	903.63	3401.22	-	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6792.40	3.76
		중앙부(내측)	14	1000	1020	72.48	1103.70	-	H16 - 8.0EA	6792.40	15.23
		하부(외측)	15	1000	1000	1425.58	2954.12	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	2.07
		하부(내측)	15	1000	1020	776.22	1726.07	-	H16 - 8.0EA	7335.20	2.22
우측벽체	1층	상부	16	1000	1167	1122.42	1873.58	-	H25 - 8.0EA	7150.40	1.67
		중앙부	17	1000	1020	256.08	1887.83	-	H22 - 8.0EA	6672.00	7.37
		하부	18	1000	1000	973.22	2306.93	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8843.20	2.37

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	519.6	709.7	925.06	2.00	118.83	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	519.6	231.5	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	519.6	741.5	925.06	2.00	138.70	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	519.6	352.6	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	519.6	371.2	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	519.6	367.9	722.34	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	532.6	699.6	948.18	2.00	101.83	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	532.6	423.6	740.39	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	532.6	879.1	948.18	2.00	211.25	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	10	532.6	514.8	740.39	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	532.6	377.6	740.39	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	532.6	506.7	740.39	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	694.0	347.4	947.44	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	697.8	321.6	951.18	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	700.4	506.8	953.80	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	663.7	328.8	917.11	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	673.3	323.4	931.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	666.4	496.2	919.80	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	1050.03	950.03	100.00	998.89	709.75

* 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 (950.03 - 94.249) / 94.249 = 0.02724

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3185.528 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.443]

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 = 0.00484

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 (950.03 - a/2) = 1422.083 kN.m

≥ Mu (= 998.889 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.424]

* 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 (= 709.746 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (709.746-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 118.831 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 540.587 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 540.587) = 925.055 kN ≥ 709.746 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	583.82	709.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03056

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2142.827 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.668]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00436

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 958.893 kN.m

≥ Mu (= 583.815 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.642]

* 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 (= 709.746 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (709.746-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 108.012 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 554.101) = 948.182 kN ≥ 709.746 kN ∴ O.K

▣ 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	900.00	800.00	100.00	58.61	231.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

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 = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (800.00 - 52.689) / 52.689 = 0.04255

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 215.979 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 11.897]

1단 : 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 = 0.00321

ρmax ≥ ρuse, As ≥ As(req) x 4/3 → 철근비 만족, ∴ O.K (콘.설 6.3.2)

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (800.00 - a/2) = 679.367 kN.m

≥ Mu (= 58.608 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.592]

* 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 (= 231.537 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	900.00	820.00	80.00	877.23	231.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03056

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3259.338 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.097]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00436

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 958.893 kN.m

≥ Mu (= 877.227 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.093]

* 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 (= 231.537 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	1050.01	950.01	100.00	944.24	741.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.01 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3006.224 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.348]

1단 : 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 = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.01 - a/2) = 1260.641 kN.m

≥ Mu (= 944.244 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.335]

* 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 (= 741.532 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (741.532-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 138.698 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 540.587 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 540.587) = 925.055 kN ≥ 741.532 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	900.00	820.00	80.00	420.62	741.53

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03056

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1533.669 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.331]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00436

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 958.893 kN.m

≥ Mu (= 420.618 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.280]

* 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 (= 741.532 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (741.532-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 127.394 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 554.101) = 948.182 kN ≥ 741.532 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	950.00	100.00	969.60	352.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3089.403 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.312]

1단 : 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 = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.00 - a/2) = 1260.626 kN.m

≥ Mu (= 969.597 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.300]

* 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 (= 352.604 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	361.35	352.60

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03056

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1314.432 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.720]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00436

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 958.893 kN.m

≥ Mu (= 361.345 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.654]

* 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 (= 352.604 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	1050.00	950.00	100.00	940.37	371.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2993.575 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.354]

1단 : 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 = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.00 - a/2) = 1260.626 kN.m

≥ Mu (= 940.372 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.341]

* 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 (= 371.204 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	577.98	371.20

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03056

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2120.895 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 1.686]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00436

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 958.893 kN.m

≥ Mu (= 577.978 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.659]

* 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 (= 371.204 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	940.37	367.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (950.00 - 83.119) / 83.119 = 0.03129

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2993.575 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.354]

1단 : 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 = 0.00427

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (950.00 - a/2) = 1260.626 kN.m

≥ Mu (= 940.372 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.341]

* 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 (= 367.913 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	577.98	367.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (820.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03056

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2120.895 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.686]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00436

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (820.00 - a/2) = 958.893 kN.m

≥ Mu (= 577.978 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.659]

* 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 (= 367.913 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	900.00	820.00	80.00	777.21	699.61

* 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 (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2875.590 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.598]

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 = 0.00561

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 (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 777.214 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.568]

* 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 (= 699.612 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (699.612-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 101.833 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 554.101) = 948.182 kN ≥ 699.612 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	900.00	800.00	100.00	1258.91	699.61

* 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 (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4888.686 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.175]

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 = 0.00718

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 (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 1258.910 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.164]

* 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 (= 699.612 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (699.612-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 112.498 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 540.587 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 540.587) = 925.055 kN ≥ 699.612 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	900.00	820.00	80.00	975.22	423.65

* 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 (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3638.633 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.263]

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 = 0.00561

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 (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 975.222 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.250]

* 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 (= 423.648 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	900.00	800.00	100.00	135.81	423.65

* 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 (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 502.052 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 11.446]

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 = 0.00718

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 (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 135.811 kN.m) ∴ O.K [안전률 10.788]

* 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 (= 423.648 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	900.00	820.00	80.00	356.12	879.05

* 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 (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1295.149 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.549]

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 = 0.00561

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 (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 356.117 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.423]

* 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 (= 879.053 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (879.053-532.606) x 150.00 / (400x820.00xΦ) x 1000 = 211.249 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 820.00 / 150.00 x 1000 = 554.101 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 820.00 / 1000 = 2840.563 kN ≥ 554.101 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (710.141 + 554.101) = 948.182 kN ≥ 879.053 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	900.00	800.00	100.00	1190.69	879.05

* 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 (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4608.926 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.247]

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 = 0.00718

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 (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 1190.688 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.231]

* 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 (= 879.053 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (879.053-519.615) x 150.00 / (400x800.00xΦ) x 1000 = 224.649 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 800.00 / 150.00 x 1000 = 540.587 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 / 1000 = 2771.281 kN ≥ 540.587 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (692.820 + 540.587) = 925.055 kN ≥ 879.053 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	900.00	820.00	80.00	244.86	514.84

* 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 (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 886.626 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 5.184]

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 = 0.00561

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 (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 244.862 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.978]

* 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 (= 514.838 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	900.00	800.00	100.00	1117.12	514.84

* 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 (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4309.340 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.333]

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 = 0.00718

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 (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 1117.117 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.312]

* 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 (= 514.838 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	900.00	820.00	80.00	780.28	377.60

* 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 (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2887.289\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.592]

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 = 0.00561

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 (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 780.276 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.562]

* 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 (= 377.599 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	900.00	800.00	100.00	922.04	377.60

* 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 (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3525.225 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.630]

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 = 0.00718

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 (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 922.040 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.589]

* 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 (= 377.599 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	900.00	820.00	80.00	842.79	506.74

* 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 (820.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02310

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3126.813 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 1.470]

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 = 0.00561

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 (820.00 - a/2) = 1218.878 kN.m

≥ Mu (= 842.787 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.446]

* 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 (= 506.738 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	900.00	800.00	100.00	983.03	506.74

* 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 (800.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01737

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3768.805\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.525]

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 = 0.00718

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 (800.00 - a/2) = 1465.180 kN.m

≥ Mu (= 983.029 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.490]

* 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 (= 506.738 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	1,267	100	1,167	1055.673	1421.416	1346.5

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, 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 1266.7 x 1000.0 = 29070000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (29070000.0 x 633.33 + 1838560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1186.667) / 31544080.0

= 613.396 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 13655.250 + 599.057 - 1838.560 = 12415.747 kN

Mb = Cc x 355.771 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6145.471 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 494.974 mm, e = Mu/Pu = 1346.455 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 198.32 mm, a = k1 x c = 168.58 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 168575.843 = 3868.816 kN

∑Csi = 532.284 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3868.816 + 532.284 - 1838.560 = 2562.539 kN

Mn = Cc x 529.108 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3450.342 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1346.454) | = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1266.67 - 100.00 = 1166.667 mm

c = 198.325 mm, a = k1 x c = 168.576 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1166.67-198.32) / 198.32 = 0.01465

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} = 25121.704 kN ≥ Pn = 2562.539 kN

ΦPn = 0.85 x 2562.539 = 2178.158 kN ≥ Pu = 1055.673 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.346 = 2932.792 kN.m ≥ Mu = 1421.416 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 = 694.044 kN

≥ Vu (= 347.433 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	1,100	80	1,020	1055.673	704.081	667

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0056) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 635520.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1000.000) / 27719080.0

= 569.072 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 = 1733.073 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 11938.590 + 1733.073 - 635.520 = 13036.143 kN

Mb = Cc x 270.828 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4290.949 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 329.158 mm, e = Mu/Pu = 666.950 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 144.81 mm, a = k1 x c = 123.09 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 123091.021 = 2824.939 kN

∑Csi = 747.938 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 2824.939 + 747.938 - 635.520 = 2937.356 kN

Mn = Cc x 507.526 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1959.099 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=666.960) | = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 144.813 mm, a = k1 x c = 123.091 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-144.81) / 144.81 = 0.01813

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} = 22061.704 kN ≥ Pn = 2937.356 kN

ΦPn = 0.85 x 2937.356 = 2496.753 kN ≥ Pu = 1055.673 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.667 = 1665.210 kN.m ≥ Mu = 704.081 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 1020.00 = 707.925 kN

≥ Vu (= 347.433 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	1,100	100	1,000	1144.245	903.635	789.7

㉯ 철근비 검토

As = 5203.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0062) ≤ 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 = 2081440.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2081440.0 x 100.000 + 635520.0 x 1020.000) / 27961960.0

= 527.185 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pb = 11704.500 + 599.057 - 2081.440 = 10222.117 kN

Mb = Cc x 317.815 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4904.250 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 479.769 mm, e = Mu/Pu = 789.721 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 335.73 mm, a = k1 x c = 285.37 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 285371.780 = 6549.282 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2081.440 kN

Pn = 6549.282 + 599.057 - 2081.440 = 5066.899 kN

Mn = Cc x 384.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4001.421 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=789.718) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 335.732 mm, a = k1 x c = 285.372 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-335.73) / 335.73 = 0.00594

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} = 22244.860 kN ≥ Pn = 5066.899 kN

ΦPn = 0.85 x 5066.899 = 4306.864 kN ≥ Pu = 1144.245 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.790 = 3401.222 kN.m ≥ Mu = 903.635 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 = 697.779 kN

≥ Vu (= 321.579 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	1.100	80	1.020	1144.245	72.476	63.3

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5203.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0062) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2081440.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 635520.0 x 80.000 + 2081440.0 x 1000.000) / 27961960.0

= 572.815 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 = 1962.017 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 11938.590 + 1962.017 - 635.520 = 13265.087 kN

Mb = Cc x 267.085 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4339.956 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 327.171 mm, e = Mu/Pu = 63.340 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복사산법을 이용하여 c = 1159.05 mm, a = k1 x c = 985.19 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 985191.193 = 22610.138 kN

∑Csi = 2076.380 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 22610.138 + 2076.380 - 0.000 = 24686.518 kN

Mn = Cc x 80.219 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1563.855 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=63.349) | = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 1159.048 mm, a = k1 x c = 985.191 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-1159.05) / 1159.05 = -0.00036

→ 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} = 22244.860 kN < Pn = 24686.518 kN

ΦPn = 0.78 x 22244.860 = 17425.140 kN ≥ Pu = 1144.245 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.063 = 1103.700 kN.m ≥ Mu = 72.476 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 = 711.735 kN

≥ Vu (= 321.579 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	1,100	100	1,000	1206.318	1425.583	1181.8

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 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 1100.0 x 1000.0 = 25245000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1020.000) / 28179080.0

= 523.893 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 11704.500 + 599.057 - 2298.560 = 10004.997 kN

Mb = Cc x 321.107 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5029.932 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 502.742 mm, e = Mu/Pu = 1181.764 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 238.01 mm, a = k1 x c = 202.31 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 202311.277 = 4643.044 kN

∑Csi = 596.405 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4643.044 + 596.405 - 2298.560 = 2940.888 kN

Mn = Cc x 422.738 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3475.443 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1181.766)| = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 238.013 mm, a = k1 x c = 202.311 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-238.01) / 238.01 = 0.00960

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} = 22408.590 kN ≥ Pn = 2940.888 kN

ΦPn = 0.85 x 2940.888 = 2499.755 kN ≥ Pu = 1206.318 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.182 = 2954.120 kN.m ≥ Mu = 1425.583 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 = 700.397 kN

≥ Vu (= 506.839 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	1,100	80	1,020	1206.318	776.216	643.5

㉯ 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 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1000.000) / 28179080.0

= 576.107 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 = 635.520 kN

Pb = 11938.590 + 2166.680 - 635.520 = 13469.750 kN

Mb = Cc x 263.793 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4383.049 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 325.399 mm, e = Mu/Pu = 643.459 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 145.69 mm, a = k1 x c = 123.84 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 123835.173 = 2842.017 kN

∑Csi = 949.376 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 2842.017 + 949.376 - 635.520 = 3155.873 kN

Mn = Cc x 514.189 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2030.663 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=643.455) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 145.688 mm, a = k1 x c = 123.835 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-145.69) / 145.69 = 0.01800

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} = 22408.590 kN ≥ Pn = 3155.873 kN

ΦPn = 0.85 x 3155.873 = 2682.492 kN ≥ Pu = 1206.318 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.643 = 1726.073 kN.m ≥ Mu = 776.216 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 = 714.405 kN

≥ Vu (= 506.839 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 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	1.267	100	1.167	336.348	1122.42	3337.1

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0056) ≤ 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 = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (29070000.0 x 633.33 + 1621440.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1186.667) / 31930160.0

= 627.717 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 = 1621.440 kN

Pb = 13655.250 + 1167.648 - 1621.440 = 13201.458 kN

Mb = Cc x 341.450 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6170.904 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 467.441 mm, e = Mu/Pu = 3337.082 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 100.90 mm, a = k1 x c = 85.76 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 85761.318 = 1968.222 kN

∑Csi = 313.740 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 1968.222 + 313.740 - 1621.440 = 660.522 kN

Mn = Cc x 584.836 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2204.223 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=3337.091) | = 0.0091 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1266.67 - 100.00 = 1166.667 mm

c = 100.896 mm, a = k1 x c = 85.761 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1166.67-100.90) / 100.90 = 0.03169

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} = 25412.847 kN ≥ Pn = 660.522 kN

ΦPn = 0.85 x 660.522 = 561.444 kN ≥ Pu = 336.348 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 3.337 = 1873.584 kN.m ≥ Mu = 1122.420 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 = 663.705 kN

≥ Vu (= 328.813 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 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	1,100	80	1,020	250.474	256.075	1022.4

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0061) ≤ 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 = 1430080.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 1238720.0 x 80.000 + 1430080.0 x 1000.000) / 27913800.0

= 552.197 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 = 1348.029 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 11938.590 + 1348.029 - 1238.720 = 12047.899 kN

Mb = Cc x 287.703 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4623.335 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 383.746 mm, e = Mu/Pu = 1022.364 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 144.96 mm, a = k1 x c = 123.22 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 123217.113 = 2827.833 kN

∑Csi = 583.281 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 2827.833 + 583.281 - 1238.720 = 2172.394 kN

Mn = Cc x 490.589 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2220.991 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1022.370) | = 0.0064 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 144.961 mm, a = k1 x c = 123.217 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-144.96) / 144.96 = 0.01811

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} = 22208.542 kN ≥ Pn = 2172.394 kN

ΦPn = 0.85 x 2172.394 = 1846.535 kN ≥ Pu = 250.474 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.022 = 1887.830 kN.m ≥ Mu = 256.075 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 = 673.285 kN

≥ Vu (= 323.407 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 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	1,100	100	1,000	400.317	973.22	2431.1

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0080) ≤ 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 = 1238720.0 N

Xp = (25245000.0 x 550.00 + 2298560.0 x 100.000 + 1238720.0 x 1020.000) / 28782280.0

= 534.291 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 = 2298.560 kN

Pb = 11704.500 + 1167.648 - 2298.560 = 10573.588 kN

Mb = Cc x 310.709 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5202.079 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 491.988 mm, e = Mu/Pu = 2431.127 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 138.48 mm, a = k1 x c = 117.71 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 117706.031 = 2701.353 kN

∑Csi = 713.576 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 2701.353 + 713.576 - 2298.560 = 1116.370 kN

Mn = Cc x 475.438 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2714.032 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2431.123) | = 0.0041 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 100.00 = 1000.000 mm

c = 138.478 mm, a = k1 x c = 117.706 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1000.00-138.48) / 138.48 = 0.01866

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} = 22863.463 kN ≥ Pn = 1116.370 kN

ΦPn = 0.85 x 1116.370 = 948.914 kN ≥ Pu = 400.317 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.431 = 2306.931 kN.m ≥ Mu = 973.220 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 = 666.403 kN

≥ Vu (= 496.183 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 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 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 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 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 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 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

5) 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 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 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 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 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

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 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 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 - 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 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 - 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 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

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 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 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 - 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 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 - 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 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

14) 좌측벽체 : 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

15) 좌측벽체 : 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

16) 우측벽체 : 상부

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) 우측벽체 : 중앙부

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

18) 우측벽체 : 하부

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 내측벽체 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
W1	1.00	0.30	3.75	-	1484.19	28.82	1484.19	28.82	상시	29
					321.42	95.56	321.42	95.56	지진(붕괴)	3

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

$0.4Agfck = 0.4 \times 1000 \times 300 \times 27$

$= 3240000\ N = 3240.00\ kN \quad \geq 1484.19\ kN$

∴ 벽체로 검토한다

(1) 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	300	80	220	1484.193	28.821	19.4

* 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 244.572 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 2574.990 + 244.572 - 458.400 = 2361.162 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 291.000 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 123.244 mm, e = Mu/Pu = 19.418 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 309.74 mm, a = k1 x c = 263.28 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 263282.623 = 6042.336 kN

∑Csi = 605.022 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 6042.336 + 605.022 - 0.000 = 6647.358 kN

Mn = Cc x 18.359 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 129.072 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=19.417)| = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 309.744 mm, a = k1 x c = 263.283 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-309.74) / 309.74 = -0.00087

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} = 6199.359 kN < Pn = 6647.358 kN

ΦPn = 0.65 x 6199.359 = 4029.583 kN ≥ Pu = 1484.193 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.019 = 78.248 kN.m ≥ Mu = 28.821 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 220.00 = 193.390 kN

≥ Vu (= 49.950 kN) , 전단보강 불필요.

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	300	80	220	321.417	95.56	297.3

* 철근비 검토

As = 1146.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1146.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 132.00 mm, ab = k1 x cb = 112.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 112200.000 = 2574.990 kN, ∑Csi = 244.572 kN, ∑Tsi = 458.400 kN

Pb = 2574.990 + 244.572 - 458.400 = 2361.162 kN

Mb = Cc x 93.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 291.000 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 123.244 mm, e = Mu/Pu = 297.310 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 62.52 mm, a = k1 x c = 53.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 53142.672 = 1219.624 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 650.635 kN

Pn = 1219.624 + 0.000 - 650.635 = 568.989 kN

Mn = Cc x 123.429 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 169.168 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=297.314)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 80.00 = 220.000 mm

c = 62.521 mm, a = k1 x c = 53.143 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (220.00-62.52) / 62.52 = 0.00756

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} = 6199.359 kN ≥ Pn = 568.989 kN

ΦPn = 0.85 x 568.989 = 483.641 kN ≥ Pu = 321.417 kN ∴ O.K

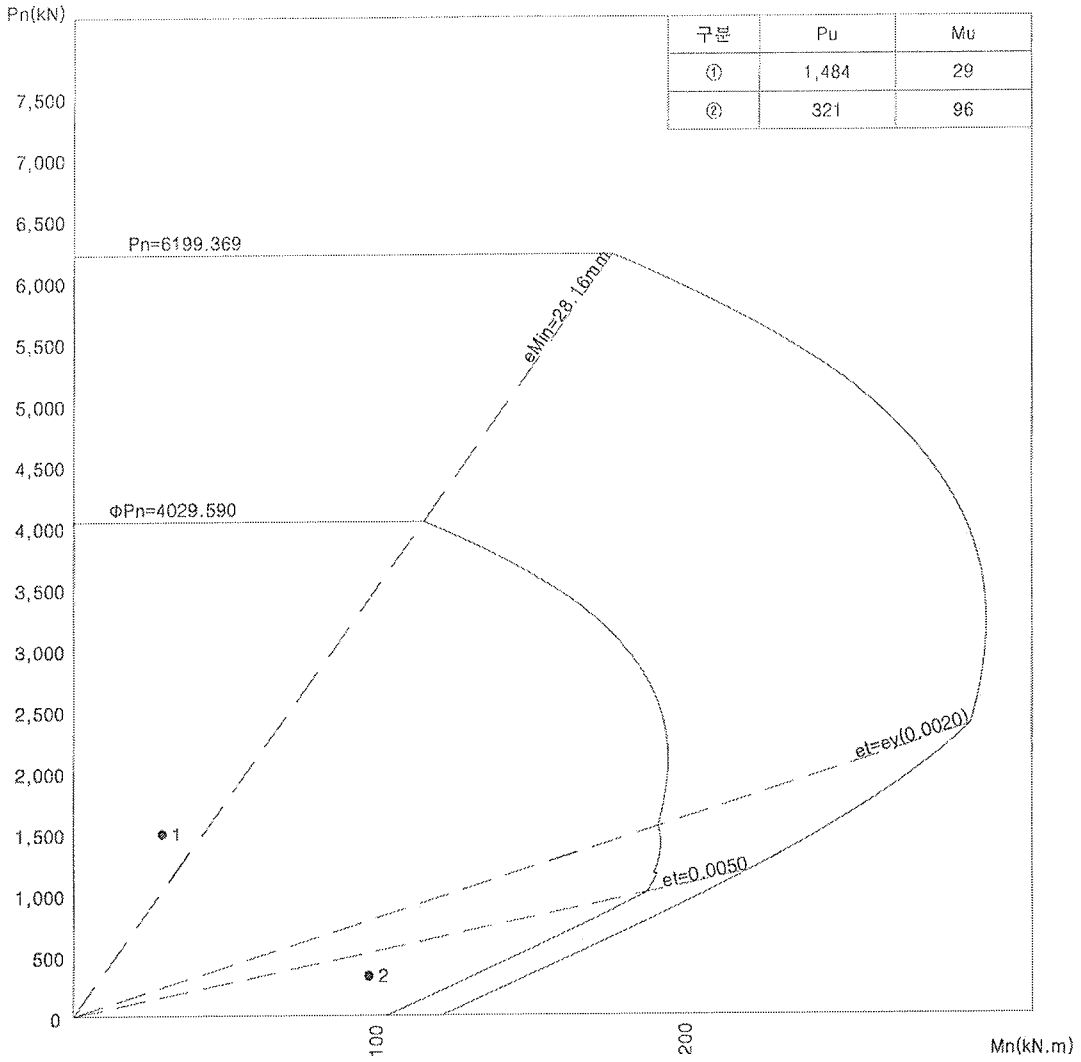
ΦMn = ΦPn x 0.297 = 143.791 kN.m ≥ Mu = 95.560 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 220.00 = 153.830 kN

≥ Vu (= 49.950 kN) , 전단보강 불필요.

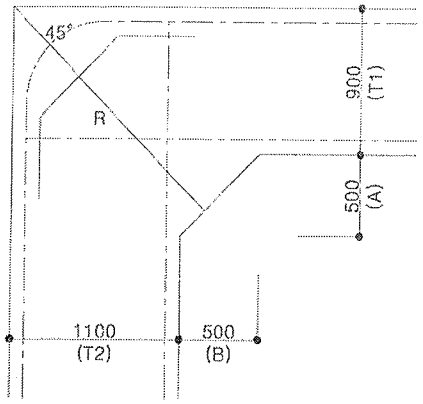
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	1,484	29
②	321	96

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 971.237 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 971.237 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

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 971.24 \times 10^6}{1767.767^2 \times 1000} = 1.554 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 971.24 \times 10^6}{1767.767 \times 180} = 6104.607 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6104.607 mm² - 2026.800 mm²

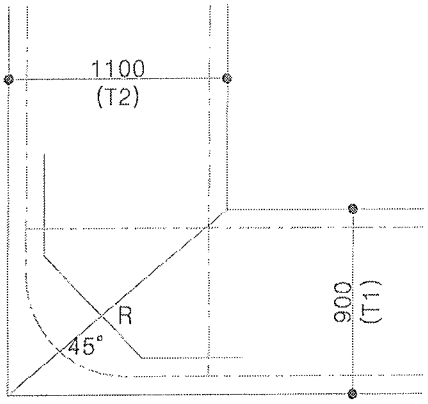
= 4077.807 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 4077.807 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1019.097 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1019.097 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1421.267$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1019.10 \times 10^6}{1421.267^2 \times 1000} = 2.523 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1019.10 \times 10^6}{1421.267 \times 180} = 7967.046 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 7967.046 mm² - 2569.600 mm²

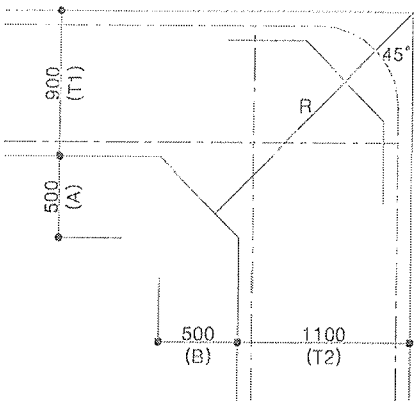
= 5397.446 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA

∴ Total As = 6353.600 mm² > Req'd As (= 5397.446 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 454.873 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 454.873 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$= 1767.767$ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 454.87 \times 10^6}{1767.767^2 \times 1000} = 0.728 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 454.87 \times 10^6}{1767.767 \times 180} = 2859.056 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 2859.056 mm² - 2026.800 mm²

= 832.256 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 832.256 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 3575.2 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0043600 + \sqrt{(2 \times 0.0305 + (0.0305)^2)} = 0.218$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.218 / 3 = 0.927$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 100421665.000 / (3575.200 \times 820.000 \times 0.927)$

$= 36.944$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 36.944 \times 3575.200 = 132081.920$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 3096.8 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0030361 + \sqrt{(2 \times 0.0213 + (0.0213)^2)} = 0.186$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.186 / 3 = 0.938$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 100421665.000 / (3096.800 \times 1020.000 \times 0.938)$

$= 33.893$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 33.893 \times 3096.800 = 104960.425$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

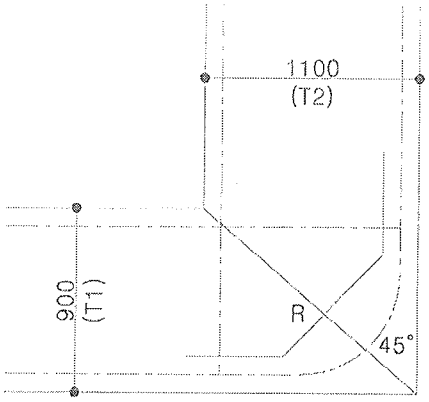
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(132081.920^2 + 104960.425^2)} / 180.0$

$As = 937.266$ ㎟

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 598.982 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 598.982 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1421.267$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 598.98 \times 10^6}{1421.267^2 \times 1000} = 1.483 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 598.98 \times 10^6}{1421.267 \times 180} = 4682.694 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 4682.694 mm² - 2569.600 mm²
= 2113.094 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2113.094 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 4596.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0056054 + \sqrt{(2 \times 0.0392 + (0.0392)^2)} = 0.244$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.244 / 3 = 0.919$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 136073805.000 / (4596.400 \times 820.000 \times 0.919)$

  $= 39.294$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 39.294 \times 4596.400 = 180611.167$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 3096.8 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0030361 + \sqrt{(2 \times 0.0213 + (0.0213)^2)} = 0.186$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.186 / 3 = 0.938$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 136073805.000 / (3096.800 \times 1020.000 \times 0.938)$

  $= 45.926$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 45.926 \times 3096.800 = 142223.935$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(180611.167^2 + 142223.935^2)} / 180.0$

  $As = 1277.150$ ㎟

  사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ 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	950	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	301.905	O.K	2.415
		중앙부 (하면)	2	820	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	167.132	O.K	1.337
		우측 (상면)	3	950	H25 - 8.0EA	125	211.312	O.K	1.690
	2경간	좌측 (상면)	4	950	H25 - 8.0EA	125	198.667	O.K	1.589
		중앙부 (상면)	5	950	H25 - 8.0EA	125	399.859	O.K	3.199
		중앙부 (하면)	5	820	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	12935.265	O.K	103.482
		우측 (상면)	6	950	H25 - 8.0EA	125	399.859	O.K	3.199
		우측 (하면)	6	820	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	12935.265	O.K	103.482
하부슬래브	1경간	좌측 (하면)	7	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	163.532	O.K	1.308
		중앙부 (상면)	8	820	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	232.123	O.K	1.857
		우측 (하면)	9	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	180.763	O.K	1.446
	2경간	좌측 (하면)	10	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	204.440	O.K	1.636
		중앙부 (상면)	11	820	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	2065.997	O.K	16.528
		중앙부 (하면)	11	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	335.062	O.K	2.680
		우측 (상면)	12	820	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1786.904	O.K	14.295
		우측 (하면)	12	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	339.841	O.K	2.719
좌측벽체	1층	상부	13	1167	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	190.775	O.K	1.526
		중앙부	14	1000	H32 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	360.626	O.K	2.885
		하부	15	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	197.600	O.K	1.581
우측벽체	1층	상부	16	1167	H25 - 8.0EA	125	672.458	O.K	5.380
		중앙부	17	1020	H22 - 8.0EA	125	1553.445	O.K	12.428
		하부	18	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	571.906	O.K	4.575

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 616.064 x 1000000 / [4596.400 x (950.028 - 217.163/3)]
= 152.718 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.163 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 (210 / 152.72) - 2.5 x 85.50 = 301.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 152.72) = 412.52 mm
Sa는 작은 값인 301.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 301.91 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 637.306 x 1000000 / [3575.200 x (820.000 - 179.105/3)]
= 234.457 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3575.200)]
= 179.105 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 234.46) - 2.5 x 67.50 = 167.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 234.46) = 268.71 mm
Sa는 작은 값인 167.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 167.13 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 654.306 x 1000000 / [4053.600 x (950.011 - 205.545/3)]
= 183.113 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.545 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 183.11) - 2.5 x 87.50 = 211.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.11) = 344.05 mm
Sa는 작은 값인 211.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 211.31 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 674.119 x 1000000 / [4053.600 x (950.000 - 205.544/3)]
= 188.660 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.544 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 188.66) - 2.5 x 87.50 = 198.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 188.66) = 333.93 mm
Sa는 작은 값인 198.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 198.67 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 454.873 x 1000000 / [4053.600 x (950.000 - 205.544/3)]
= 127.302 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.544 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.30) - 2.5 x 87.50 = 399.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.30) = 494.89 mm
Sa는 작은 값인 399.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.86 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13.239 x 1000000 / [3575.200 x (820.000 - 179.105/3)]
= 4.870 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3575.200)]
= 179.105 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 4.87) - 2.5 x 67.50 = 16000.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 4.87) = 12935.26 mm
Sa는 작은 값인 12935.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 12935.26 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 454.873 x 1000000 / [4053.600 x (950.000 - 205.544/3)]
= 127.302 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4053.600)]
= 205.544 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.30) - 2.5 x 87.50 = 399.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.30) = 494.89 mm
Sa는 작은 값인 399.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.86 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13.239 x 1000000 / [3575.200 x (820.000 - 179.105/3)]
= 4.870 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3575.200)]
= 179.105 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 4.87) - 2.5 x 67.50 = 16000.33 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 4.87) = 12935.26 mm
Sa는 작은 값인 12935.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 12935.26 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 881.705 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 210.825 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 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 (210 / 210.83) - 2.5 x 84.00 = 163.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.83) = 298.83 mm
Sa는 작은 값인 163.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.53 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 688.878 x 1000000 / [4596.400 x (820.000 - 199.778/3)]
= 198.927 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4596.400)]
= 199.778 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 (210 / 198.93) - 2.5 x 65.50 = 232.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 198.93) = 316.70 mm
Sa는 작은 값인 232.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 232.12 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 842.825 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 201.529 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 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 (210 / 201.53) - 2.5 x 84.00 = 180.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.53) = 312.61 mm
Sa는 작은 값인 180.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 180.76 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 794.675 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 190.015 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 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 (210 / 190.02) - 2.5 x 84.00 = 204.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 190.02) = 331.55 mm
Sa는 작은 값인 204.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 204.44 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 105.599 x 1000000 / [4596.400 x (820.000 - 199.778/3)]
= 30.494 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4596.400)]
= 199.778 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 (210 / 30.49) - 2.5 x 65.50 = 2418.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 30.49) = 2066.00 mm
Sa는 작은 값인 2066.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2066.00 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 604.234 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 144.479 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 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 (210 / 144.48) - 2.5 x 84.00 = 335.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 144.48) = 436.05 mm
Sa는 작은 값인 335.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 335.06 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.092 x 1000000 / [4596.400 x (820.000 - 199.778/3)]
= 35.257 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4596.400)]
= 199.778 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 (210 / 35.26) - 2.5 x 65.50 = 2069.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 35.26) = 1786.90 mm
Sa는 작은 값인 1786.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1786.90 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 598.982 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 143.223 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5746.400)]
= 216.636 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 (210 / 143.22) - 2.5 x 84.00 = 339.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 143.22) = 439.87 mm
Sa는 작은 값인 339.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 339.84 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 971.237 x 1000000 / [4596.400 x (1166.667 - 243.705/3)]
= 194.673 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4596.400)]
= 243.705 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 (210 / 194.67) - 2.5 x 85.50 = 190.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.67) = 323.62 mm
Sa는 작은 값인 190.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.78 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 661.653 x 1000000 / [5203.600 x (1000.000 - 235.930/3)]
= 138.006 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5203.600/1000.0 + 7x5203.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1000.0/(7x5203.600)]
= 235.930 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 (210 / 138.01) - 2.5 x 84.00 = 360.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 138.01) = 456.50 mm
Sa는 작은 값인 360.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 360.63 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1019.097 x 1000000 / [5746.400 x (1000.000 - 246.250/3)]
= 193.204 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 (210 / 193.20) - 2.5 x 84.00 = 197.60 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 193.20) = 326.08 mm
Sa는 작은 값인 197.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 197.60 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 390.367 x 1000000 / [4053.600 x (1166.667 - 230.495/3)]
= 88.363 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1166.7/(7x4053.600)]
= 230.495 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 88.36) - 2.5 x 87.50 = 672.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 88.36) = 712.97 mm
Sa는 작은 값인 672.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 672.46 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 120.160 x 1000000 / [3096.800 x (1020.000 - 189.728/3)]
= 40.555 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 (210 / 40.56) - 2.5 x 69.00 = 1769.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 40.56) = 1553.45 mm
Sa는 작은 값인 1553.45 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1553.45 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 531.245 x 1000000 / [5746.400 x (1000.000 - 246.250/3)]
= 100.715 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 (210 / 100.72) - 2.5 x 84.00 = 571.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 100.72) = 625.52 mm
Sa는 작은 값인 571.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 571.91 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 2.000 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 = 2.000 / 28

T = 0.071 m < 0.900 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

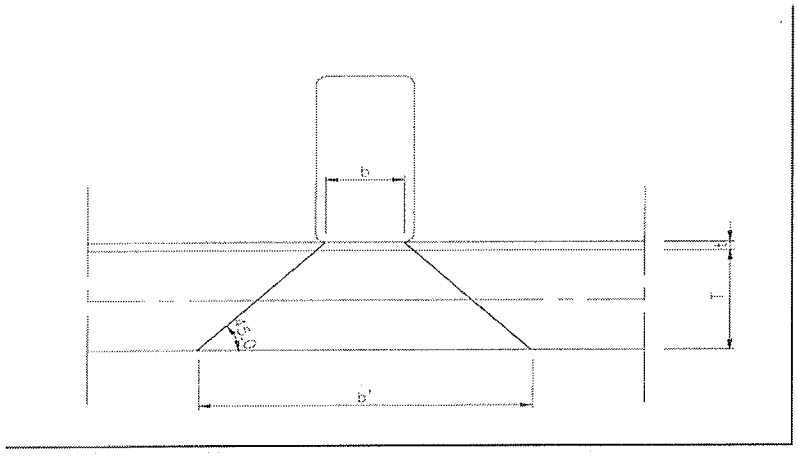
1) 고정하중

- 구체자중 = 745.500 / 10.400 = 71.683 kN/m²
- 상부연직하중 = 139.579 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

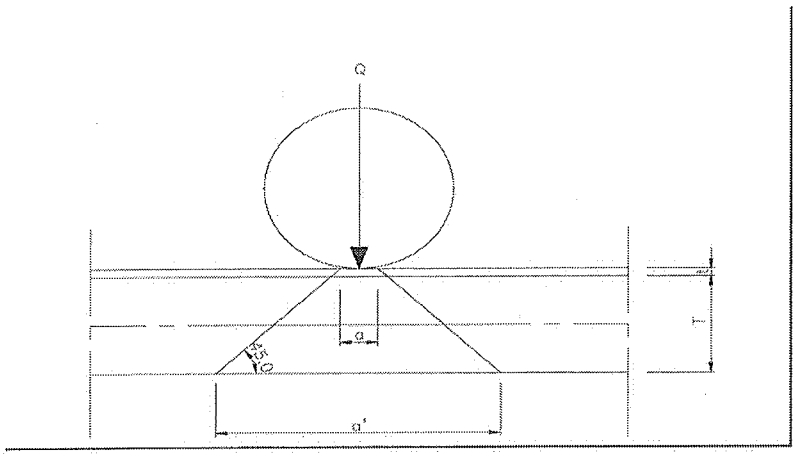


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 900 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°

= 2.380 m



a' = 0.200 + 2 × (0.900 + 0.040) × cot 45°

= 2.080 m

Qz = 96.0 / (2.380 × 2.080)= 19.392 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$$Qmax = 71.68 + 139.58 + 15.00 + 0.92 + 19.39$$
$$= 246.574 \ kN/m^2$$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 538.32 \ kN/m^2 \geq Qmax = 246.574 \ kN/m^2$ ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.400	×	0.900	×	25.000		=	234.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.400	×	0.900	×	25.000		=	234.000	kN/m
- 벽체	:	1.100	×	2.120	×	25.000	× 2	=	116.600	kN/m
	:	1.100	×	2.120	×	25.000	× 2	=	116.600	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	× 2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	× 2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000		=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.800	×	0.040	×	23.000		=	5.336	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.400	×	1.000	×	19.000		=	197.600	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.400	×	6.243	×	10.000		=	649.272	kN/m
- 수직수압	:	10.400	×	6.243	×	10.000		=	649.272	kN/m
							∴ Σ	=	2278.780	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

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 6.243 \times 19.000 + 6.243^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 114.102$ kN/m

∴ Σ = 3.458 + 114.102 = 117.560 kN/m

(3) 저항력

R = 2278.780 + 117.560 = 2396.340 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.400 × 12.283 × 10.000

= 1277.432 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2396.340 / 1277.432

= 1.876 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -7.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.400	×	0.900	×	25.000			=	234.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.400	×	0.900	×	25.000			=	234.000	kN/m
- 벽체	:	1.100	×	2.120	×	25.000	×	2	=	116.600	kN/m
	:	1.100	×	2.120	×	25.000	×	2	=	116.600	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.800	×	0.040	×	23.000			=	5.336	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.400	×	7.600	×	19.000			=	1501.760	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.400	×	-0.357	×	10.000			=	-37.128	kN/m
- 수직수압	:	10.400	×	-0.357	×	10.000			=	-37.128	kN/m
							∴ Σ		=	2210.140	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 7.600^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 199.718$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 7.600 \times -0.357 \times 19.000 + -0.357^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -18.531$ kN/m

∴ Σ = 199.718 + -18.531 = 181.187 kN/m

(3) 저항력

R = 2210.140 + 181.187 = 2391.327 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.400 × 5.683 × 10.000

= 591.032 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 2391.327 / 591.032

= 4.046 > 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

$$H = \frac{234.000}{10.400 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{382.400}{10.400 \times 10.000 \times 1.100} = 3.343 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.343 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{394.900}{10.400 \times 10.000 \times 1.100} = 3.452 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.452 m 이하유지

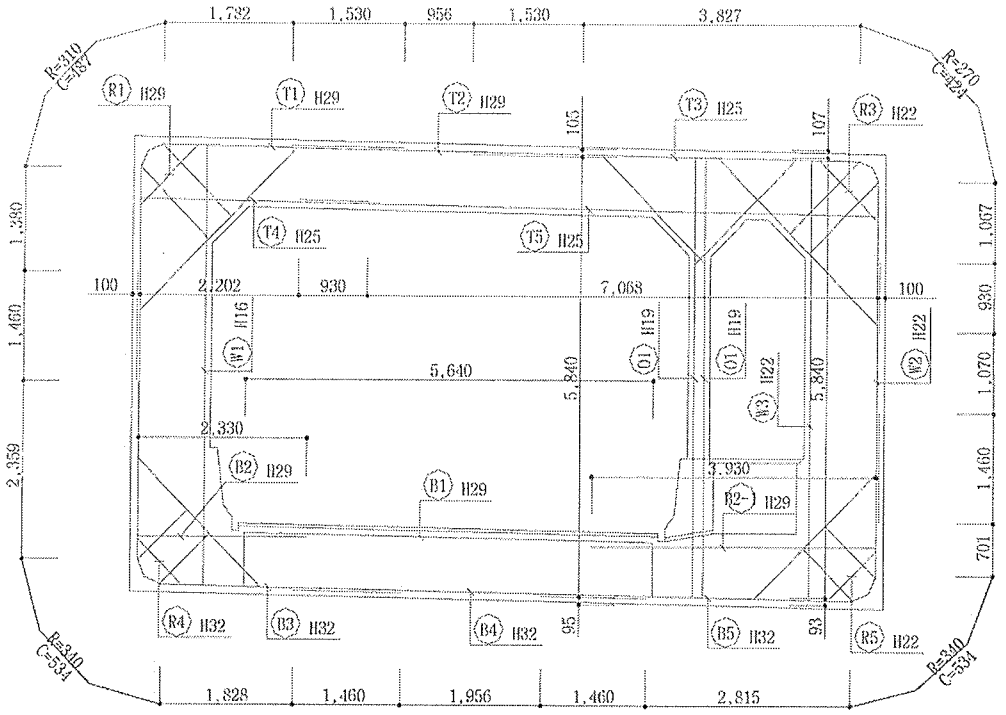
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{777.300}{10.400 \times 10.000 \times 1.100} = 6.795 \text{ m}$$

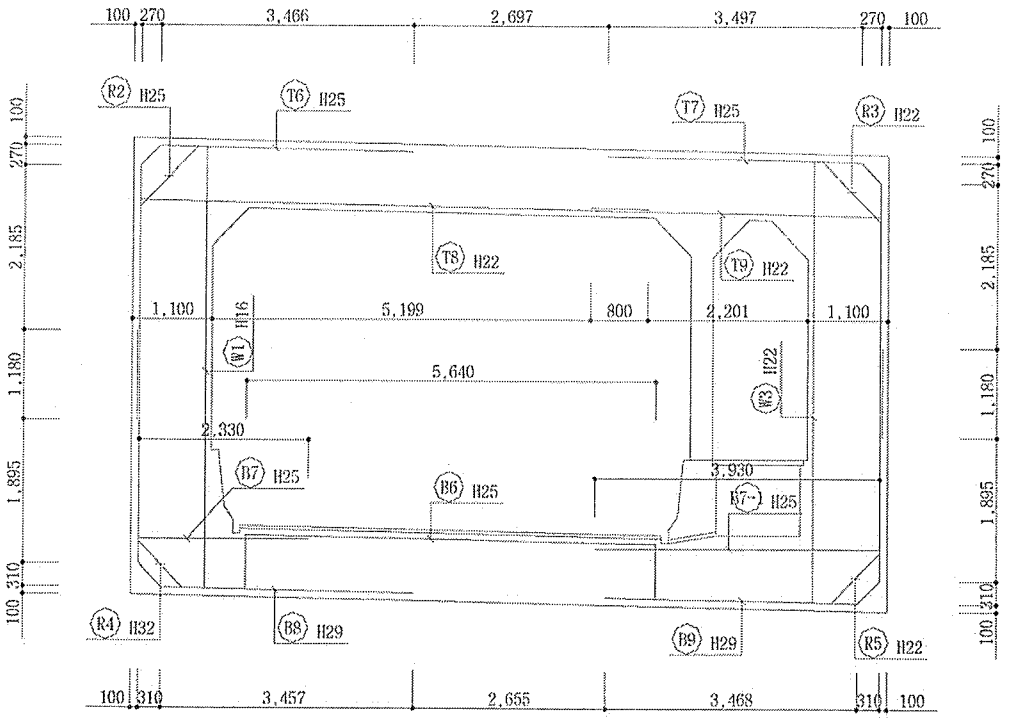
∴ 구조물 저면으로 부터 6.795 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1[@250]



CYCLE - 2[@250]

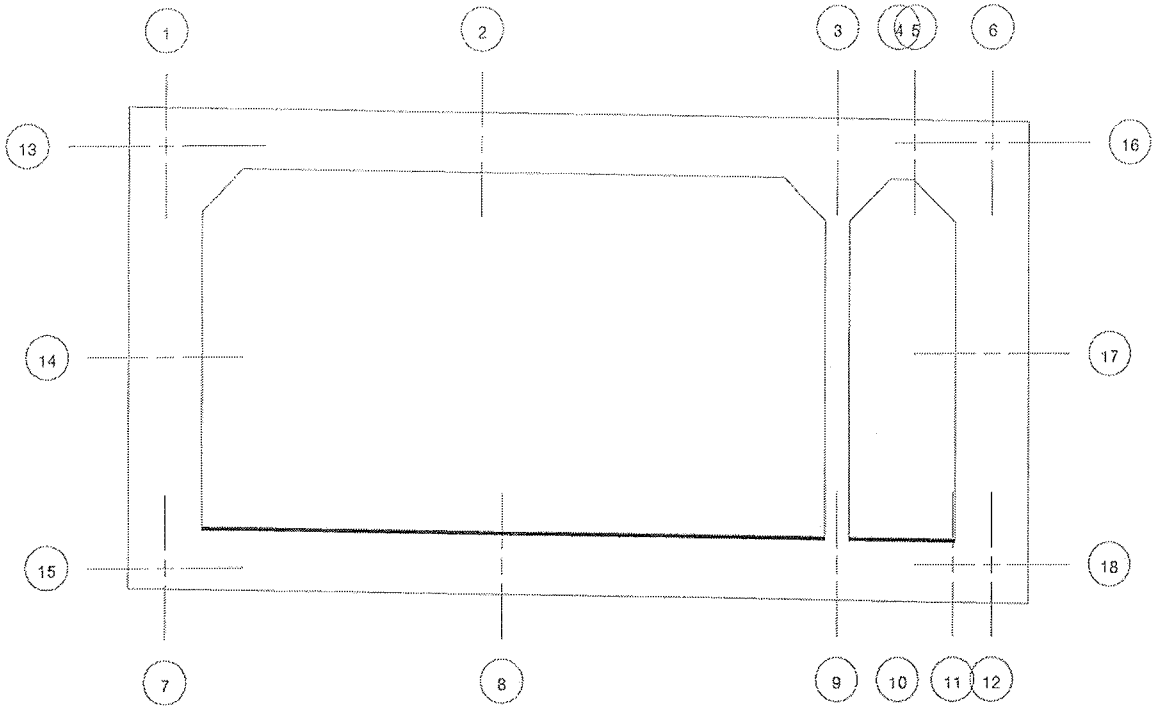


B3

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	717	821.11	1057.39	3520.51	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.29
		좌측 (하면)	1	1000	620	252.75	415.08	1219.56	H25 - 4.0EA	2026.80	1.64
		중앙부	2	1000	620	691.25	805.81	3446.11	H25 - 8.0EA	4053.60	1.17
		우측 (상면)	3	1000	717	870.55	1057.39	3743.05	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.21
		우측 (하면)	3	1000	620	166.46	805.81	798.61	H25 - 8.0EA	4053.60	4.84
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	767	990.35	1135.53	3979.29	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.15
		좌측 (하면)	4	1000	620	75.01	805.81	357.65	H25 - 8.0EA	4053.60	10.74
		중앙부 (상면)	5	1000	600	695.12	875.07	3595.17	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.26
		중앙부 (하면)	5	1000	620	189.73	805.81	911.71	H25 - 8.0EA	4053.60	4.25
		우측 (상면)	6	1000	717	476.22	1057.39	2003.20	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.22
		우측 (하면)	6	1000	620	265.05	415.08	1279.96	H25 - 4.0EA	2026.80	1.57
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	620	391.97	522.11	1909.33	H29 - 4.0EA	2569.60	1.33
		좌측 (하면)	7	1000	600	1072.60	1176.52	5735.64	H32 - 8.0EA	6353.60	1.10
		중앙부	8	1000	620	772.49	906.32	3875.70	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.17
		우측 (상면)	9	1000	620	139.70	906.32	668.99	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	6.49
		우측 (하면)	9	1000	600	1081.42	1176.52	5787.58	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
	2경간	좌측 (상면)	10	1000	620	45.97	906.32	218.72	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	19.72
		좌측 (하면)	10	1000	600	991.61	1176.52	5263.19	H32 - 8.0EA	6353.60	1.19
		중앙부 (상면)	11	1000	620	336.69	906.32	1634.76	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.69
		중앙부 (하면)	11	1000	600	654.08	1176.52	3371.33	H32 - 8.0EA	6353.60	1.80
		우측 (상면)	12	1000	620	451.41	522.11	2207.88	H29 - 4.0EA	2569.60	1.16
		우측 (하면)	12	1000	600	544.78	1176.52	2782.98	H32 - 8.0EA	6353.60	2.16

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	13	1000	944	1218.96	2025.05	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	1.66
		상부 (내측)	13	1000	820	382.25	1647.43	-	H16 - 8.0EA	6185.20	4.31
		중앙부 (외측)	14	1000	800	920.18	1636.68	-	H25 - 8.0EA	5642.40	1.78
		중앙부 (내측)	14	1000	820	142.81	1905.03	-	H16 - 8.0EA	5642.40	13.34
		하부 (외측)	15	1000	800	1217.66	2219.35	-	H32 - 8.0EA	7942.40	1.82
		하부 (내측)	15	1000	820	403.27	1838.44	-	H16 - 8.0EA	7942.40	4.56
우측 벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	956	612.73	1717.89	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	2.80
		상부 (내측)	16	1000	820	400.78	694.61	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.73
		중앙부 (외측)	17	1000	800	66.21	2282.54	-	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	4283.20	34.48
		중앙부 (내측)	17	1000	820	276.94	762.58	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	4283.20	2.75
		하부 (외측)	18	1000	800	528.13	1989.50	-	H32 - 8.0EA	8294.00	3.77
		하부 (내측)	18	1000	820	496.13	689.74	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	8294.00	1.39

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1400.0	2865.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1400.0	2865.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1400.0	2865.0	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	4	1400.0	1911.0	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1400.0	1911.0	O.K	-	-	-
		우측	6	1400.0	2865.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		중앙부	8	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		우측	9	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
	2 경간	좌측	10	1400.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		중앙부	11	1400.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		우측	12	1400.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		하부	15	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	16	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		하부	18	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	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	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	633.7	693.79	2.00	203.31	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	128.9	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	660.8	693.79	2.00	225.92	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	4	389.7	446.3	693.79	2.00	47.18	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	389.7	343.9	693.79	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		우측	6	389.7	427.7	693.79	2.00	31.66	H13	150	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	402.7	617.4	895.23	2.00	173.12	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	402.7	203.6	648.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	402.7	721.5	895.23	2.00	257.13	H16	150	397.20	O.K
	2 경간	좌측	10	402.7	423.4	895.23	2.00	16.66	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	402.7	429.3	895.23	2.00	21.45	H16	150	397.20	O.K
		우측	12	402.7	421.6	895.23	2.00	15.21	H16	150	397.20	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	554.1	507.6	756.78	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	556.4	501.6	759.09	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	559.0	442.8	761.70	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	상부	16	528.8	492.8	731.51	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	528.1	486.8	730.82	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	530.9	431.9	733.59	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	1	717	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	229.270	O.K	1.834
		중앙부	2	620	H25 - 8.0EA	125	209.209	O.K	1.674
		우측	3	717	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	190.678	O.K	1.525
	2경간	좌측	4	767	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	163.731	O.K	1.310
		중앙부	5	600	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	213.046	O.K	1.704
		우측	6	717	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	571.941	O.K	4.576
하부슬래브	1경간	좌측	7	600	H32 - 8.0EA	125	152.479	O.K	1.220
		중앙부	8	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	216.970	O.K	1.736
		우측	9	600	H32 - 8.0EA	125	150.666	O.K	1.205
	2경간	좌측	10	600	H32 - 8.0EA	125	182.064	O.K	1.457
		중앙부	11	600	H32 - 8.0EA	125	392.236	O.K	3.138
		우측	12	600	H32 - 8.0EA	125	519.812	O.K	4.158
좌측벽체	1층	상부	13	944	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	176.271	O.K	1.410
		중앙부	14	800	H25 - 8.0EA	125	152.818	O.K	1.223
		하부	15	800	H32 - 8.0EA	125	218.901	O.K	1.751
우측벽체	1층	상부	16	956	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1529.630	O.K	12.237
		중앙부(외측)	17	800	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	4527.125	O.K	36.217
		중앙부(내측)	17	820	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	499.863	O.K	3.999
		하부(외측)	18	800	H32 - 8.0EA	125	995.621	O.K	7.965
		하부(내측)	18	820	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	729.675	O.K	5.837

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(7.6M × 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) = 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) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 4.678 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

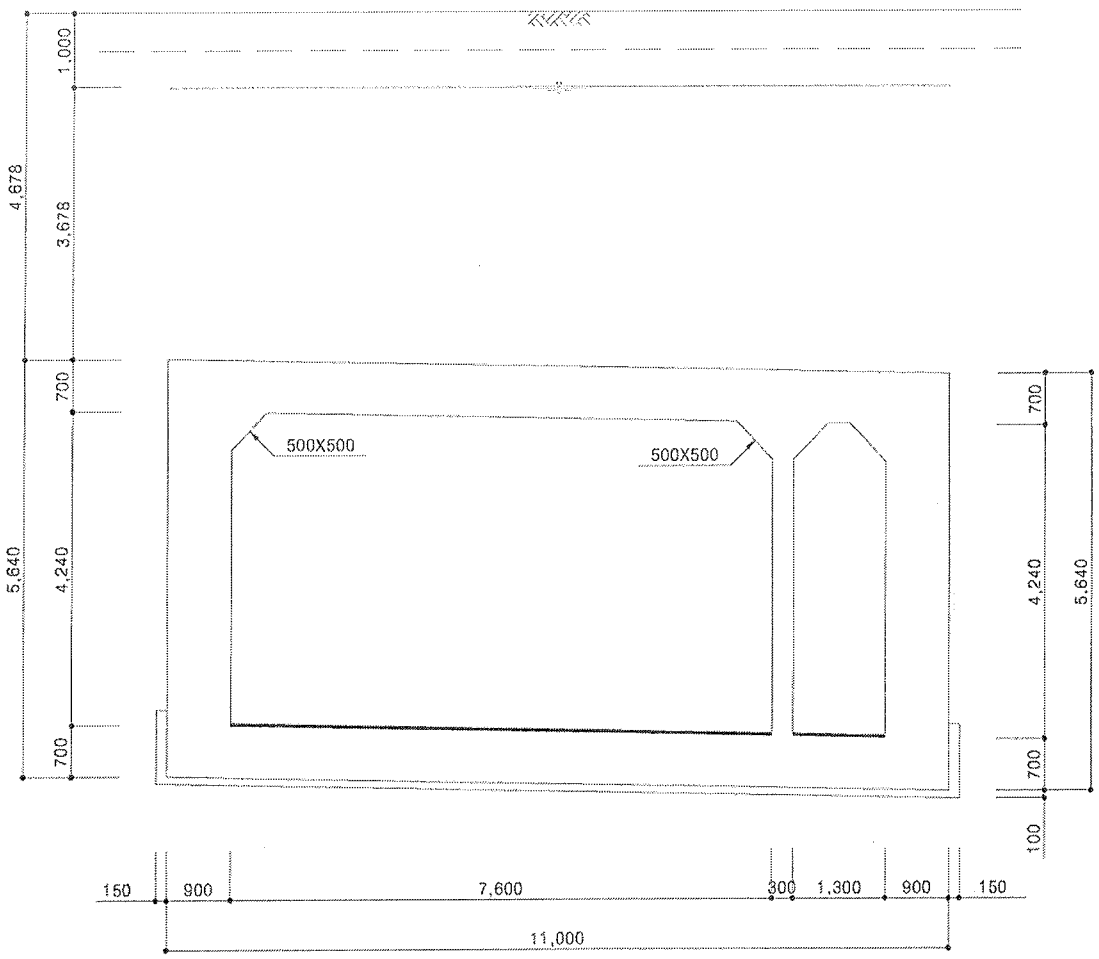
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
4,678
3,678
700
5,640
4,240
700
500X500
500X500
700
4,240
5,640
700
100
150
900
7,600
300
1,300
900
150
11,000

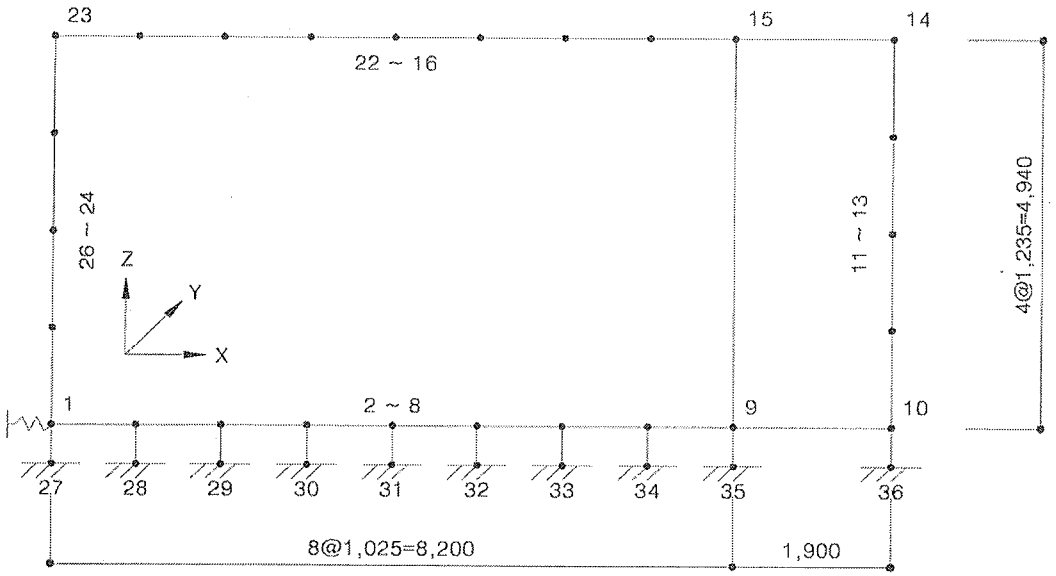
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

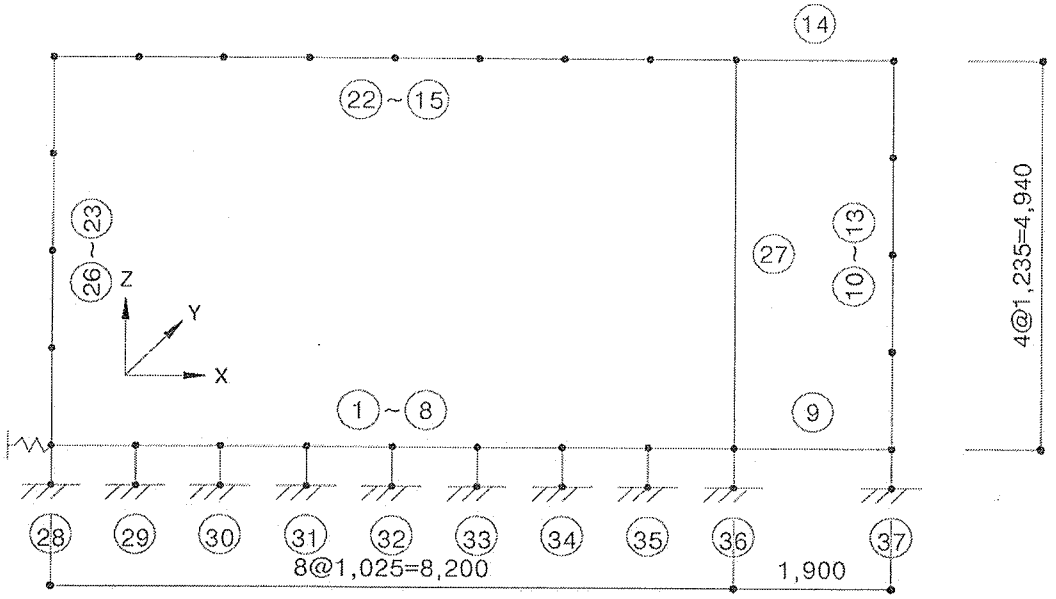
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

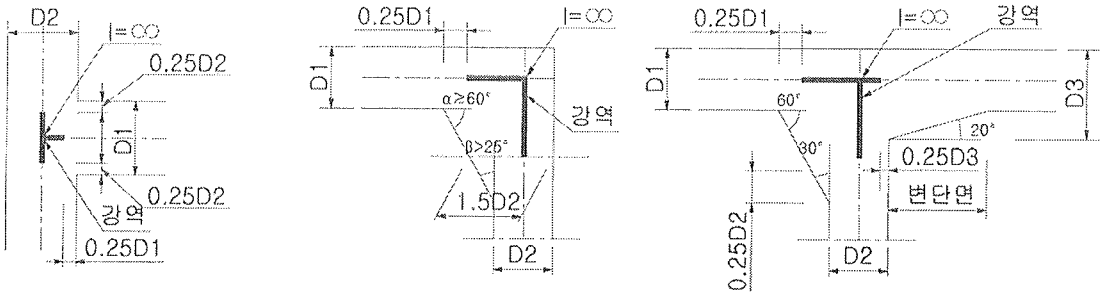
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~9,14~22
2	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	10~13,23~26
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	27

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	19	4.100	5.440
2	1.025	0.500	20	3.075	5.440
3	2.050	0.500	21	2.050	5.440
4	3.075	0.500	22	1.025	5.440
5	4.100	0.500	23	0.000	5.440
6	5.125	0.500	24	0.000	4.205
7	6.150	0.500	25	0.000	2.970
8	7.175	0.500	26	0.000	1.735
9	8.200	0.500	27	0.000	0.000
10	10.100	0.500	28	1.025	0.000
11	10.100	1.735	29	2.050	0.000
12	10.100	2.970	30	3.075	0.000
13	10.100	4.205	31	4.100	0.000
14	10.100	5.440	32	5.125	0.000
15	8.200	5.440	33	6.150	0.000
16	7.175	5.440	34	7.175	0.000
17	6.150	5.440	35	8.200	0.000
18	5.125	5.440	36	10.100	0.000

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 15 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(4) 15 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm

(5) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm

(6) 14 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(10) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(11) 9 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(12) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(13) 10 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

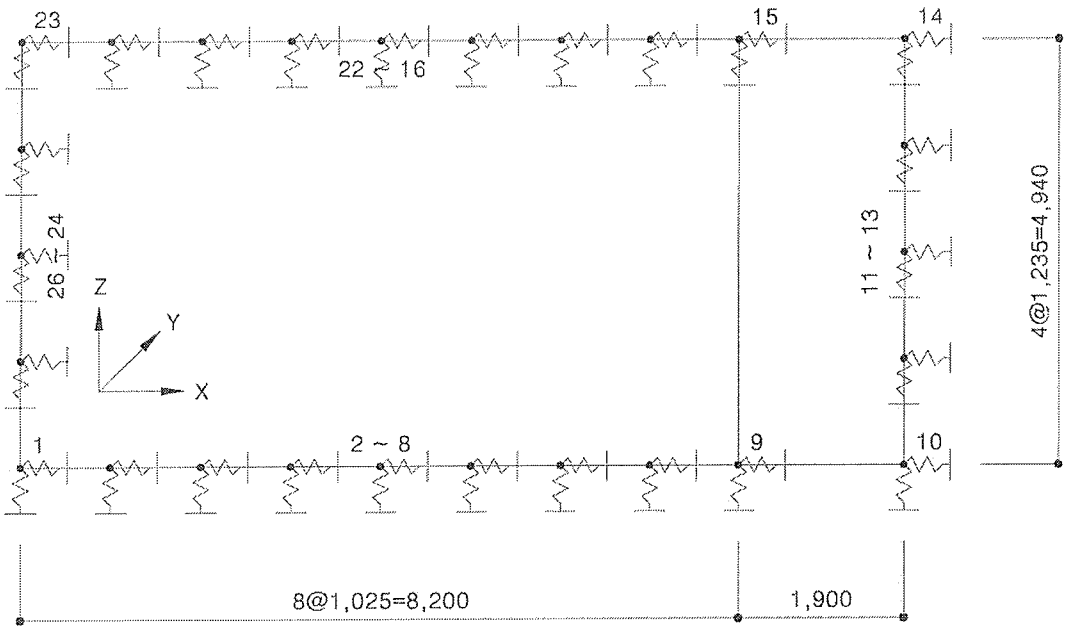
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

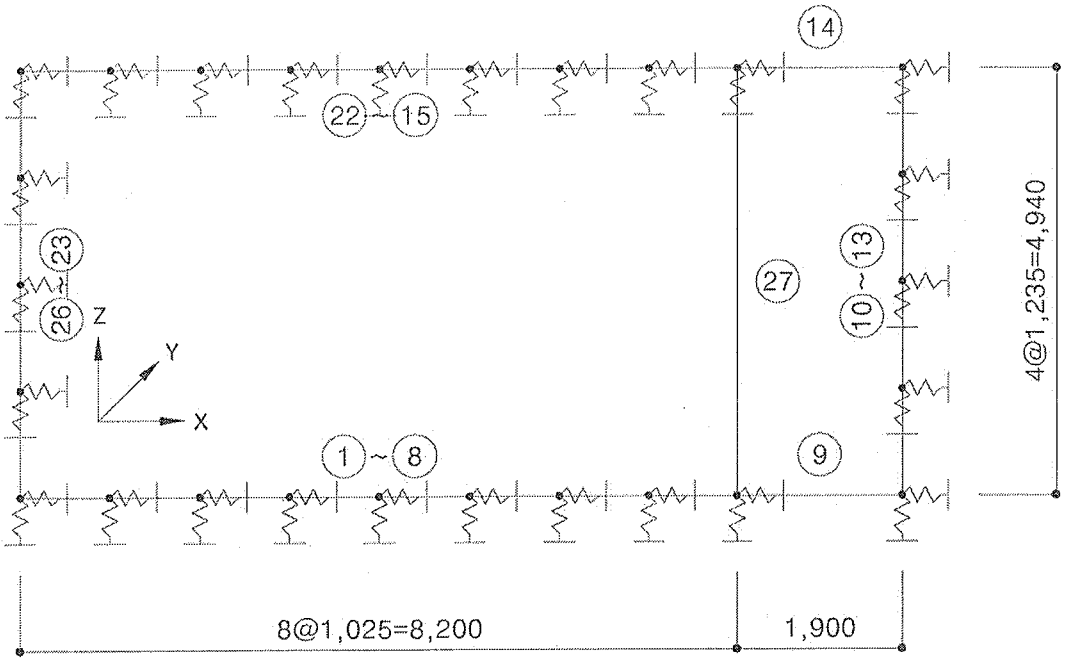
1) Modeling

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

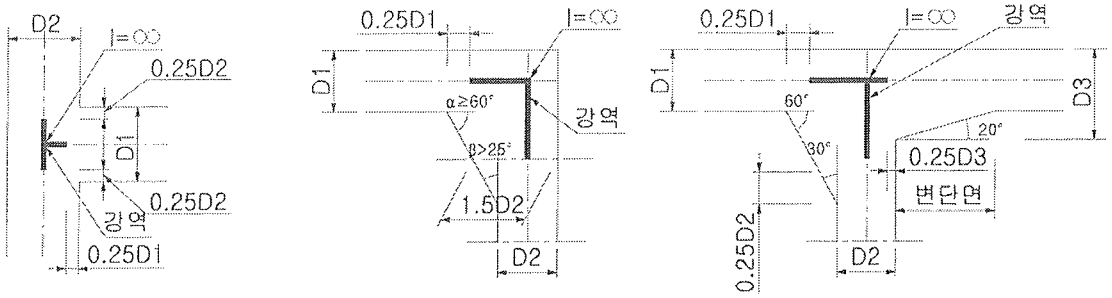
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~9,14~22
2	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	10~13,23~26
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	27

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	14	10.100	4.940
2	1.025	0.000	15	8.200	4.940
3	2.050	0.000	16	7.175	4.940
4	3.075	0.000	17	6.150	4.940
5	4.100	0.000	18	5.125	4.940
6	5.125	0.000	19	4.100	4.940
7	6.150	0.000	20	3.075	4.940
8	7.175	0.000	21	2.050	4.940
9	8.200	0.000	22	1.025	4.940
10	10.100	0.000	23	0.000	4.940
11	10.100	1.235	24	0.000	3.705
12	10.100	2.470	25	0.000	2.470
13	10.100	3.705	26	0.000	1.235

8) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 23 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(2) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(3) 15 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(4) 15 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(5) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm
(6) 14 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(7) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(8) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm
(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm
(10) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(11) 9 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(12) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(13) 10 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm
(14) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 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) = √(11.000 × 11.000) = 11.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (11.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 6263.51 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 6029 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 6420 kN/m	2~8
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 9160 kN/m	9
Kv4	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 8769 kN/m	10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 자갈 (EL. : 10.060 ~ -5.716, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.000 × 11.000) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (11.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 174250.77 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 174250.770 = 58083.59 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.000 × 11.000) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (11.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 174250.77 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 174250.770 = 58083.59 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 287580.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 287580.810 = 95860.27 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.900/2 + 1.025/2) = 254842 kN/m	15
Ksb1	Ksb x (1.900/2 + 1.025/2) = 84947 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 178607 kN/m	16~22
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 59536 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 355162 kN/m	11~13,24~26
Kss1	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 118387 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 178607 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 59536 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 254842 kN/m	9
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.900/2) = 84947 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 167716 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv2	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 243951 kN/m	10
Ksb2	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv3	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 243951 kN/m	14
Ksb3	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 167716 kN/m	23
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 278234 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 .자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.000 × 11.000) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (11.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 111520.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 111520.480 = 37173.49 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 . 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.000 × 11.000) = 11.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (11.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 111520.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 111520.480 = 37173.49 kN/m³

(3) 측벽 : 제3토층 . 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 184051.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 184051.690 = 61350.56 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.900/2 + 1.025/2) = 163099 kN/m	15
Ksb1	Ksb x (1.900/2 + 1.025/2) = 54366 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 114308 kN/m	16~22
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 38103 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 227304 kN/m	11~13,24~26
Kss1	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 75768 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 114308 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 38103 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.900/2) = 163099 kN/m	9
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.900/2) = 54366 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 107338 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv2	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 156129 kN/m	10
Ksb2	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv3	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 156129 kN/m	14
Ksb3	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 107338 kN/m	23
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 178070 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	: 4.178 × 19.00	=	79.382 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	90.882 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)	: 3.678 × 10.00	=	36.780 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	57.780 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 4.678m

- 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 + 4.528 × 19.000) × 0.500 = 48.766 kN/m²

Wh2 = 48.766 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 60.499 kN/m²

Wh3 = 60.499 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 72.231 kN/m²

Wh4 = 72.231 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 83.963 kN/m²

Wh5 = 83.963 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 95.696 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 4.028 × 10.000 = 30.640 kN/m²

Wh2 = 30.640 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 36.815 kN/m²

Wh3 = 36.815 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 42.990 kN/m²

Wh4 = 42.990 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 49.165 kN/m²

Wh5 = 49.165 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 55.340 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 3.678 × 10.000 = 36.780 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.028 × 10.000 = 40.280 kN/m²

Ww3 = 40.280 + 1.235 × 10.000 = 52.630 kN/m²

Ww4 = 52.630 + 1.235 × 10.000 = 64.980 kN/m²

Ww5 = 64.980 + 1.235 × 10.000 = 77.330 kN/m²

Ww6 = 77.330 + 1.235 × 10.000 = 89.680 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (4.678 + 5.640 - 1.000) × 10.000 = 93.180 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	0.076	248.600	198.900	19.000	0.001	0.002
매립토	2.600	160.000	128.000	18.000	0.065	0.081
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.324	294.700	235.800	20.000	0.072	0.090
계					0.461	0.577

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.461 = 0.576	1.25 Tg' = 1.25 × 0.577 = 0.721

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)

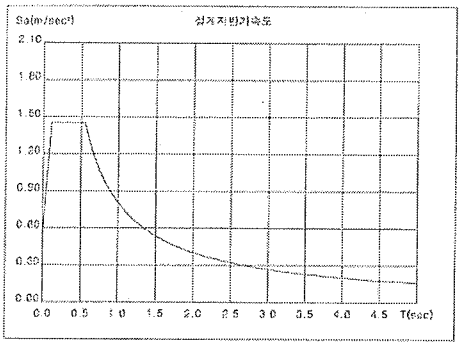
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.398 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.287 m/s²

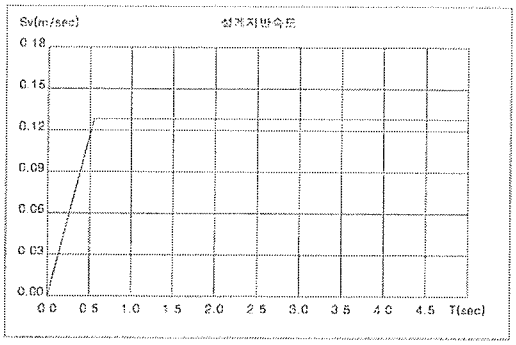
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.576 / 2π × 1.398 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.721 / 2π × 2.287 = 0.262 m/s

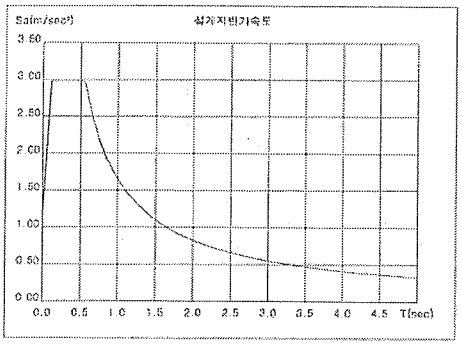
6) 설계응답 응답스펙트럼

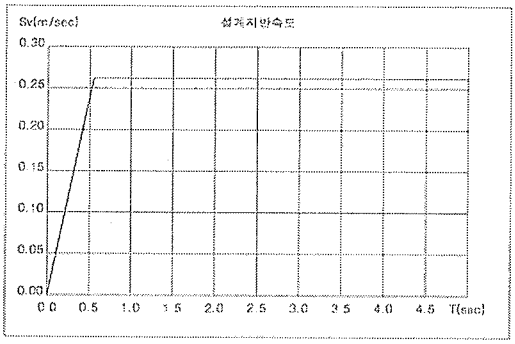
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　5.028 m
- 하부슬래브 EL.　　=　9.968 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 5.028 / (2 \times 30.000)) = 0.014426$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 9.968 / (2 \times 30.000)) = 0.012951$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 5.028 / (2 \times 30.000)) = 0.036961$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 9.968 / (2 \times 30.000)) = 0.033183$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 58083.590 × (0.014426 - 0.012951) = 85.673 kN/m²	Po = 37173.490 × (0.036961 - 0.033183) = 140.441 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)
5.028	287580.810	0.014426	0.001475	424.182
6.263	287580.810	0.014144	0.001193	343.084
7.498	287580.810	0.013804	0.000853	245.306
8.733	287580.810	0.013406	0.000455	130.849
9.968	287580.810	0.012951	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
5.028	184051.690	0.036961	0.003778	695.347
6.263	184051.690	0.036240	0.003057	562.646
7.498	184051.690	0.035367	0.002184	401.969
8.733	184051.690	0.034347	0.001164	214.236
9.968	184051.690	0.033183	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	147525.000 × 0.000190 = 28.030	94416.000 × 0.000486 = 45.890
Vb	147525.000 × 0.000378 = 55.760	94416.000 × 0.000967 = 91.300
Vs	(28.030 + 55.760) / 2 = 41.890	(45.890 + 91.300) / 2 = 68.600

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×4.678) = 1.204	fu = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×4.678) = 2.962

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×9.618) = 1.108	fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×9.618) = 2.726

③ 중간벽체

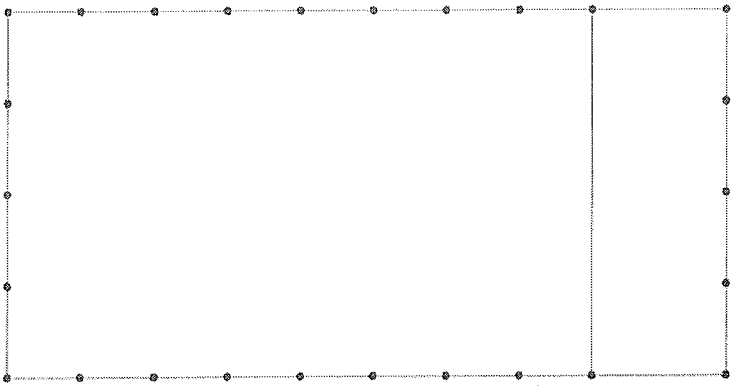
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×4.678) = 0.516	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×4.678) = 1.269
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×9.618) = 0.475	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×9.618) = 1.168

④ 측벽

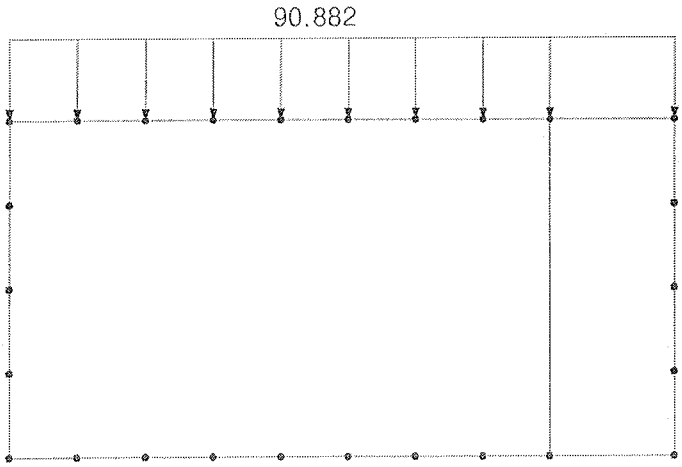
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×4.678) = 1.548	f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×4.678) = 3.808
f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×5.913) = 1.517	f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×5.913) = 3.732
f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.148) = 1.486	f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.148) = 3.656
f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×8.383) = 1.456	f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×8.383) = 3.580
f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×9.618) = 1.425	f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×9.618) = 3.504

10. 하 중 재 하 (상시)

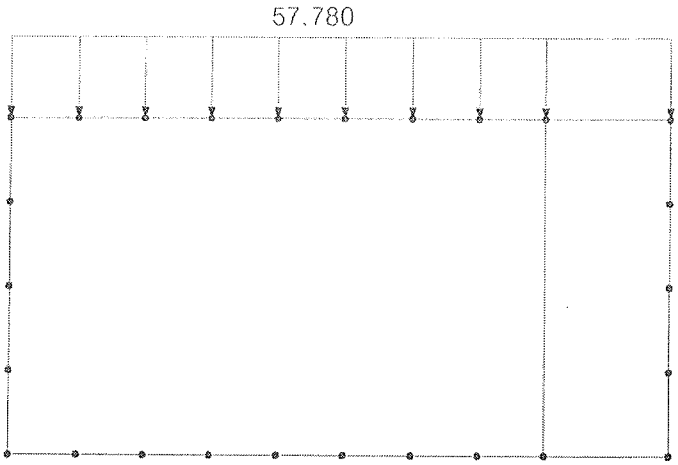
1) CASE1 - 구체자중(SW)



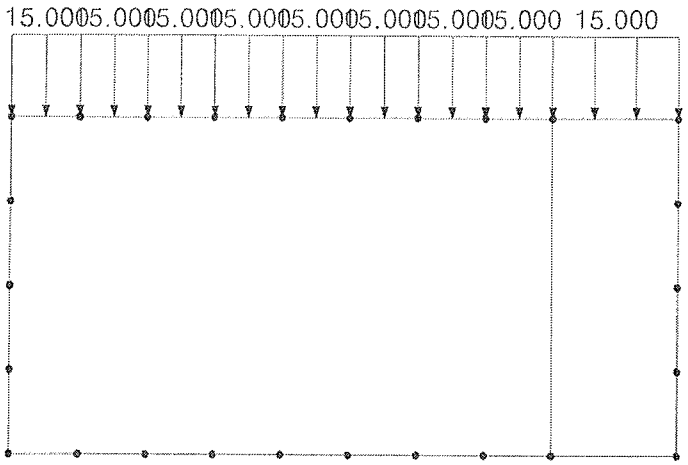
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



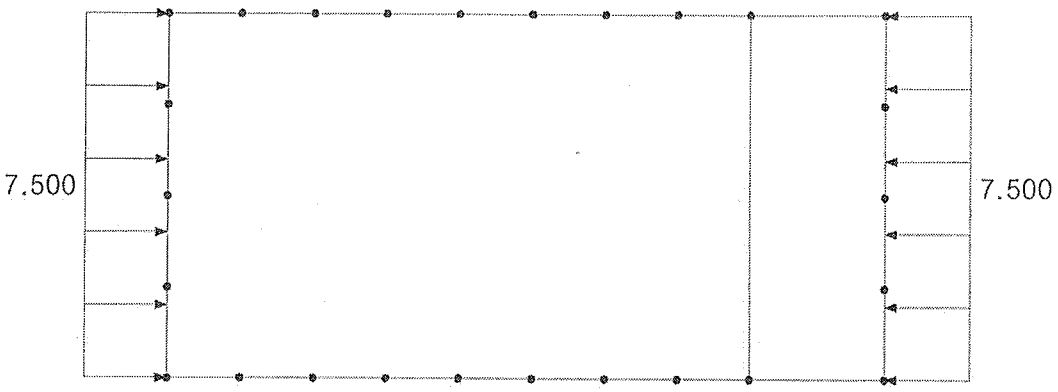
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



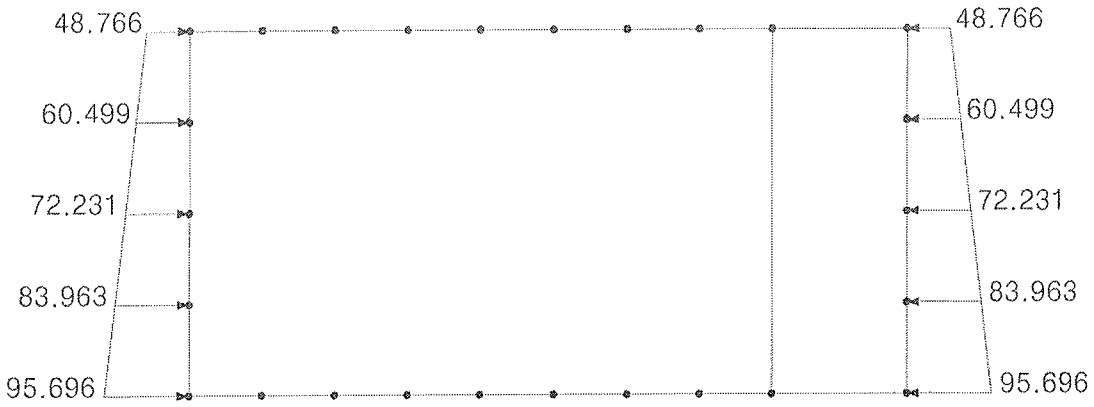
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



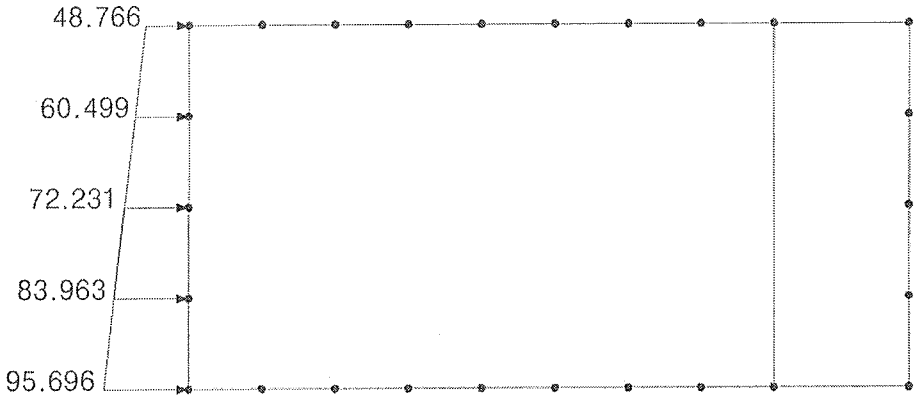
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



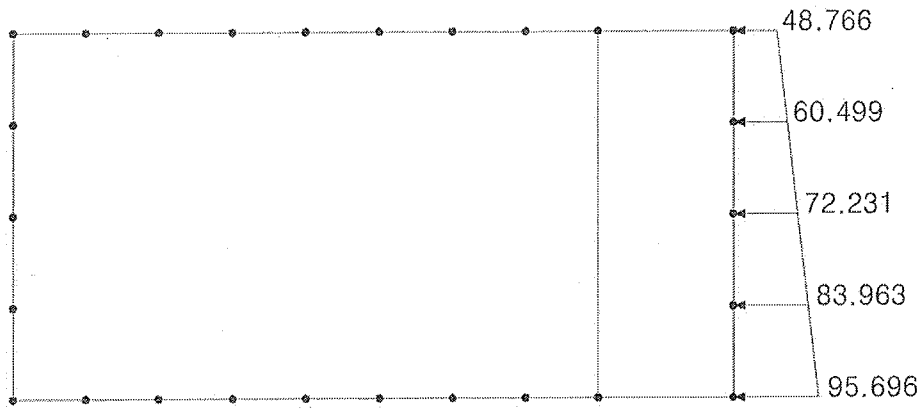
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



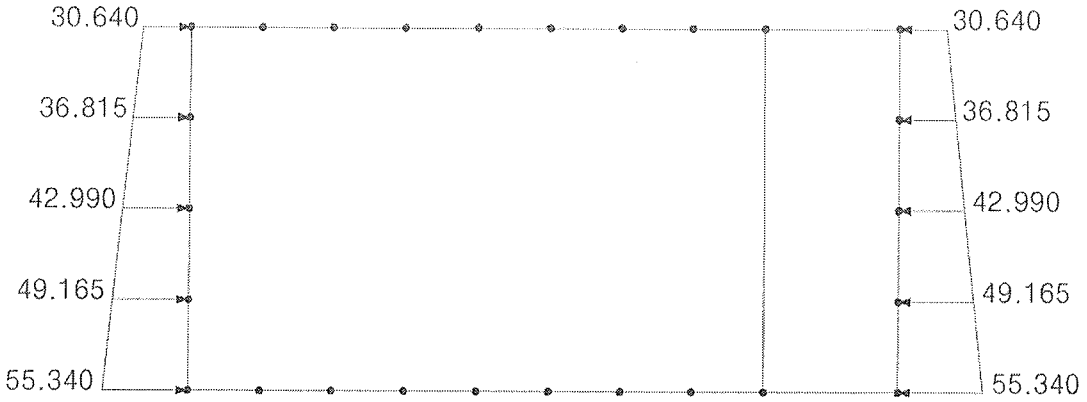
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



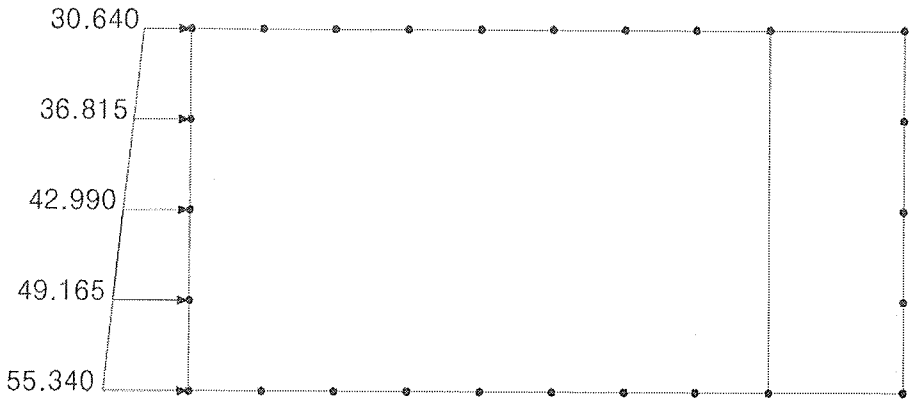
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



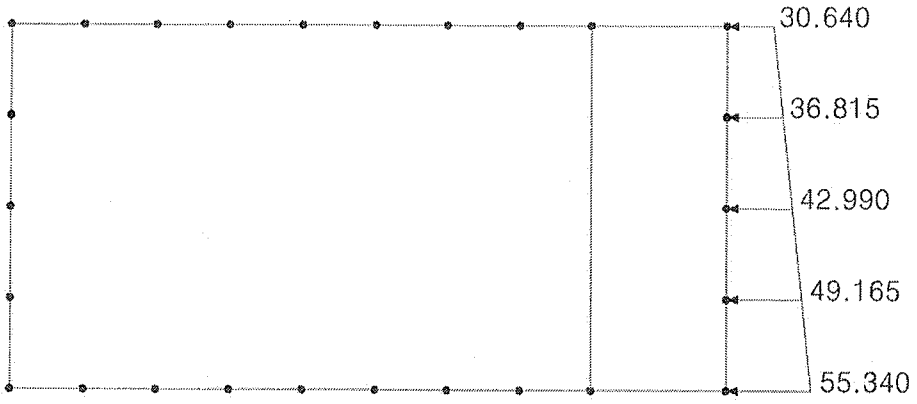
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



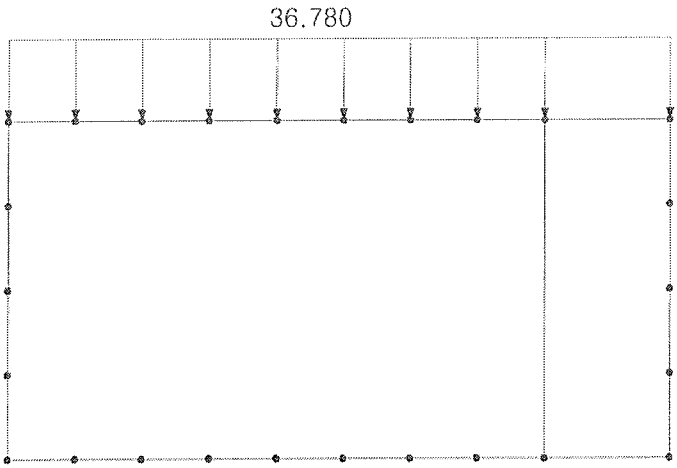
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



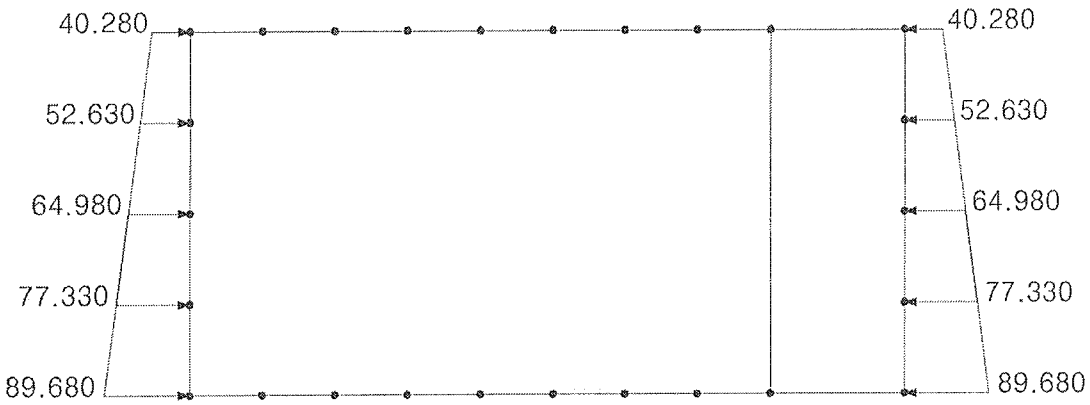
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



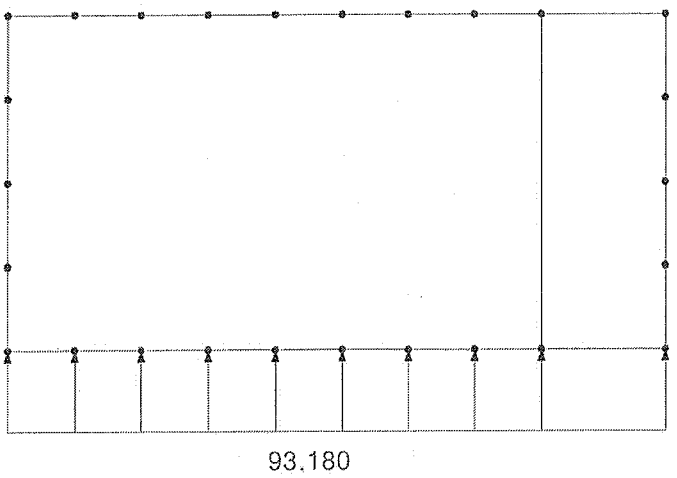
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



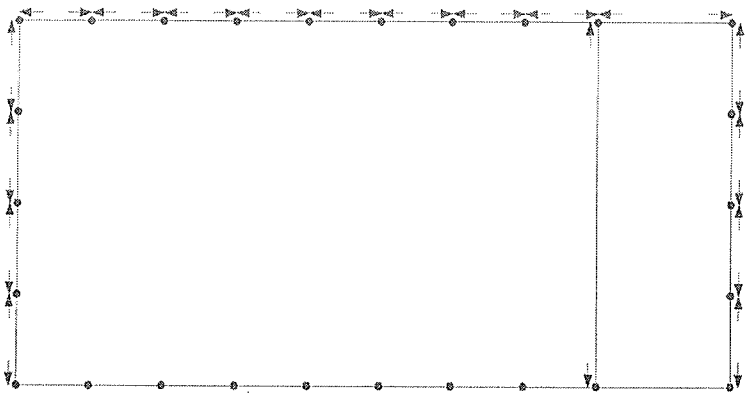
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



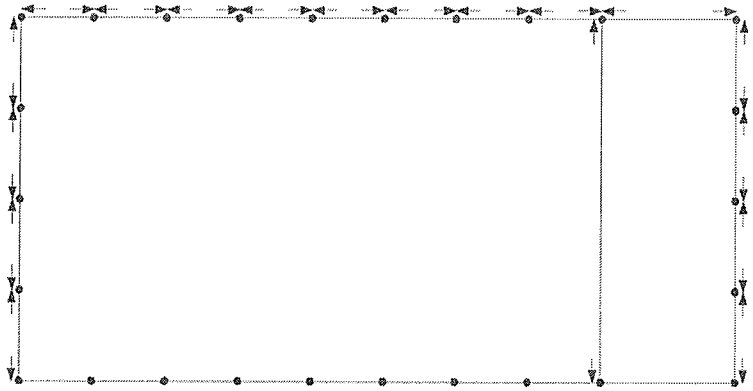
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



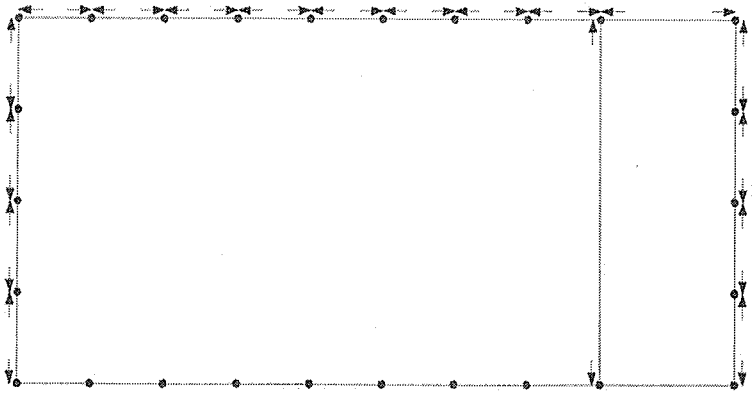
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

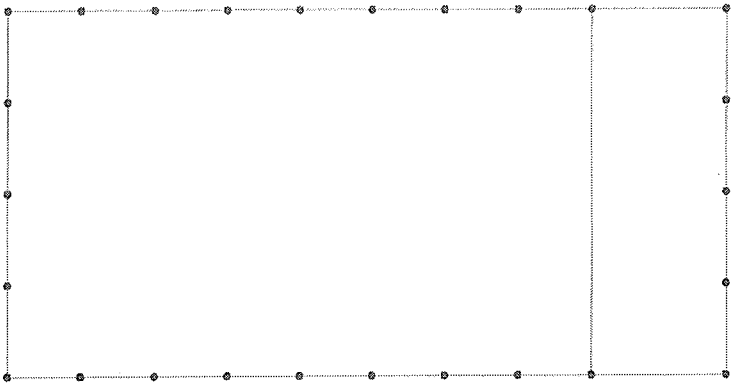


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

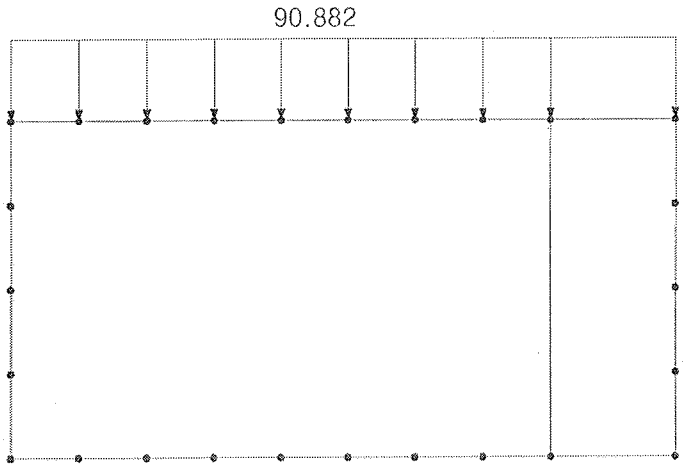


11. 하중 재하 (기능수행)

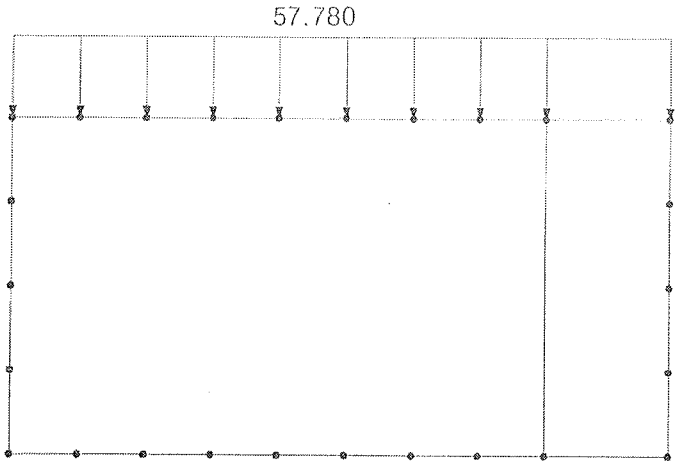
1) CASE1 - 구체자중(SW)



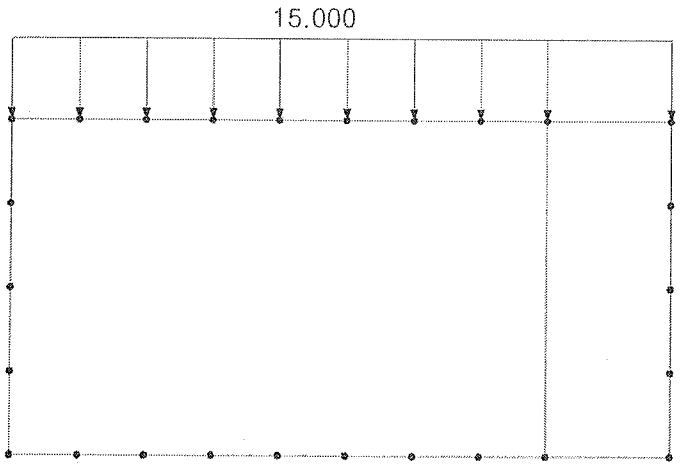
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



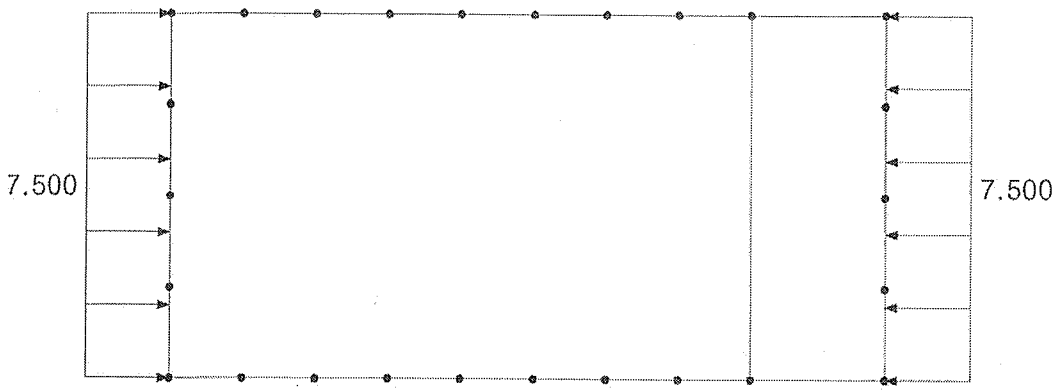
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



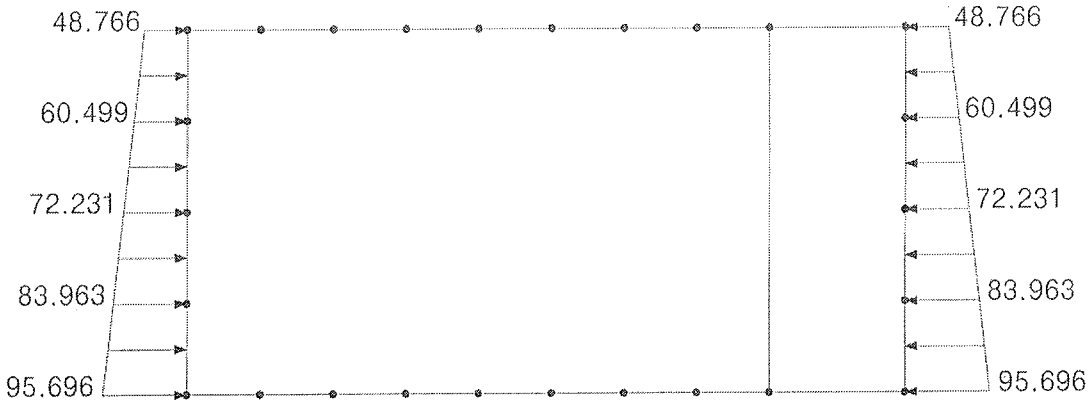
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



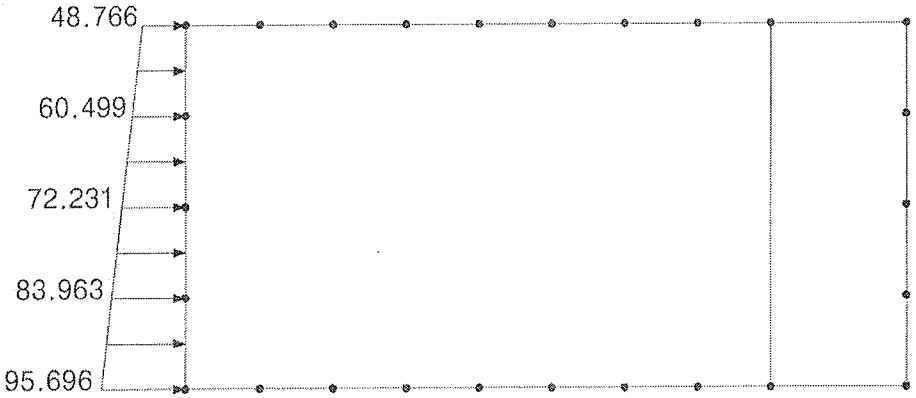
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



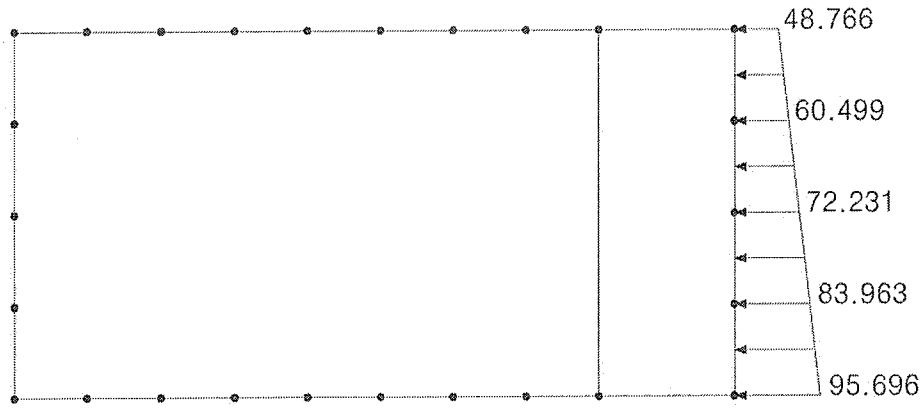
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



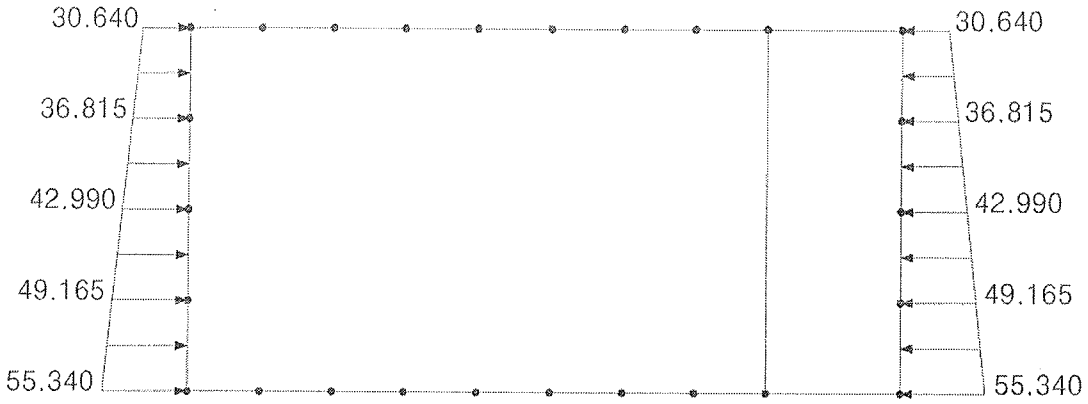
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



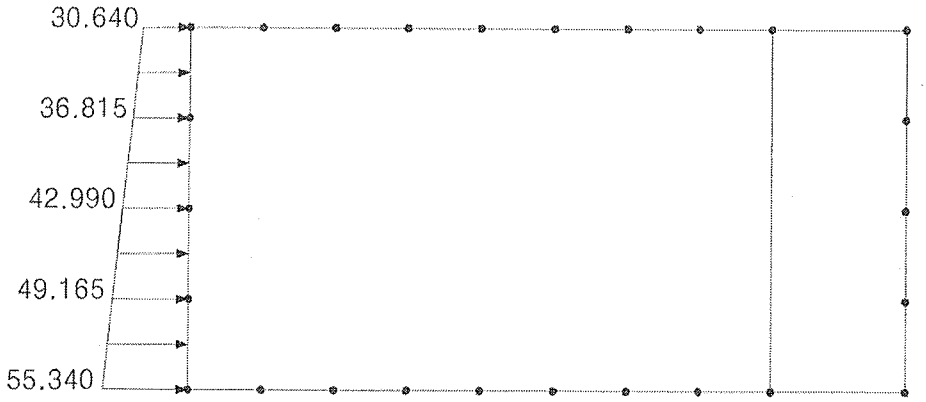
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



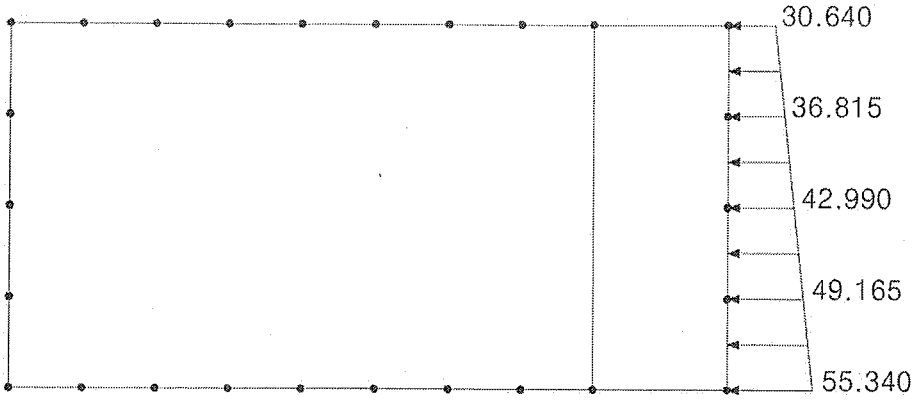
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



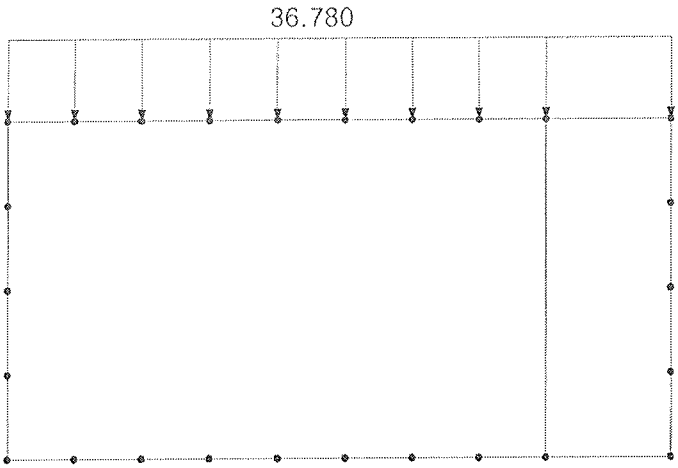
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



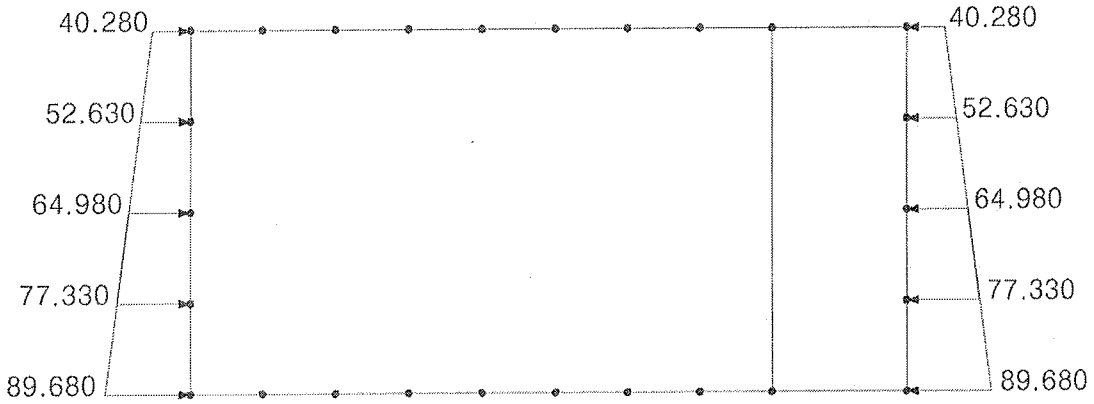
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



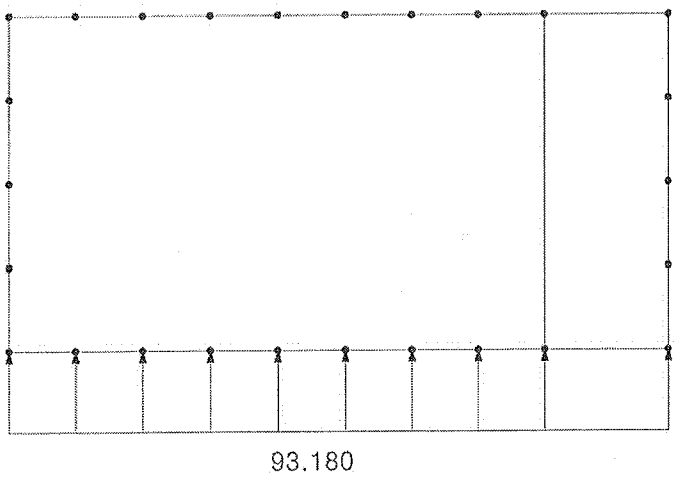
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

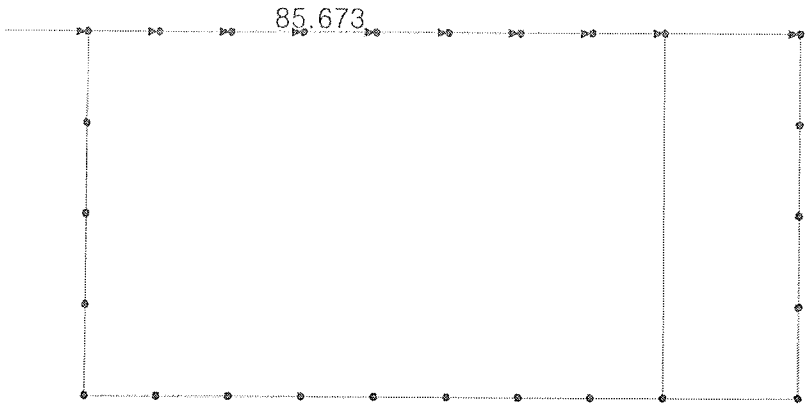


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

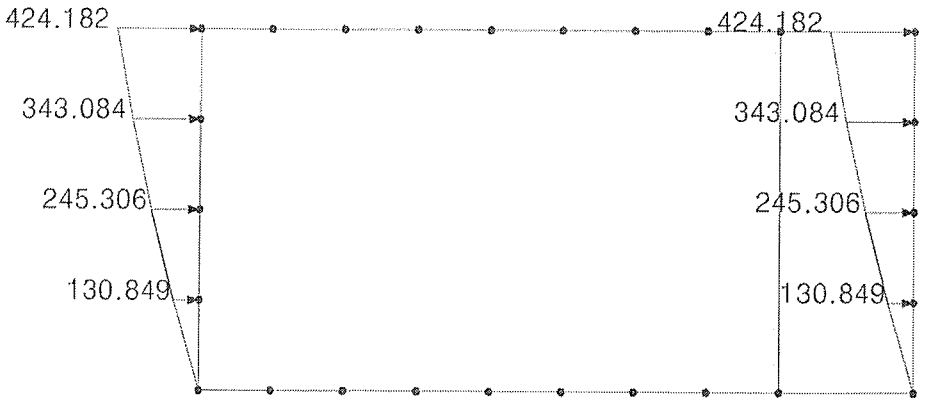


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

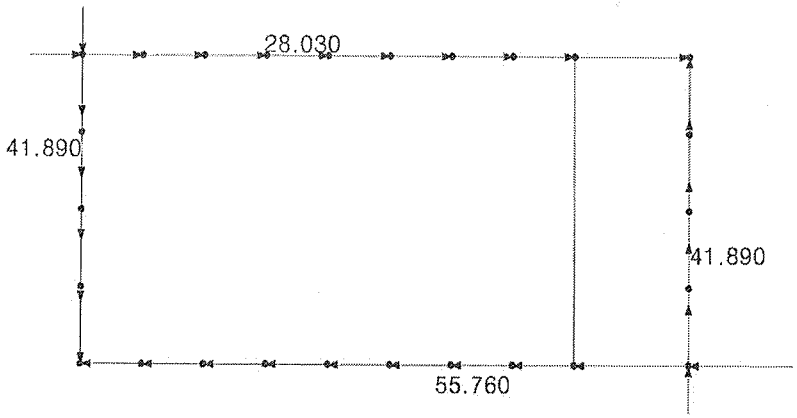
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



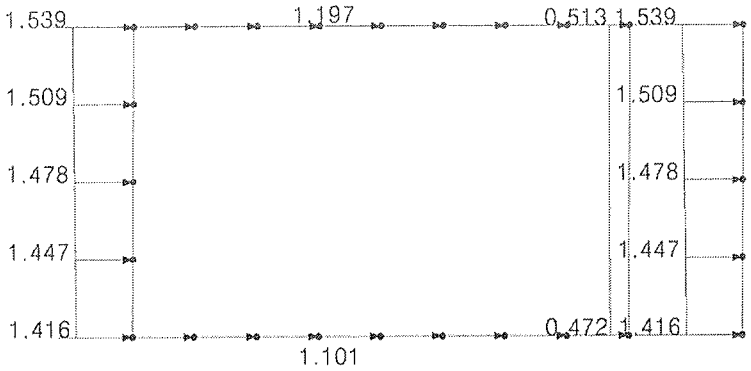
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

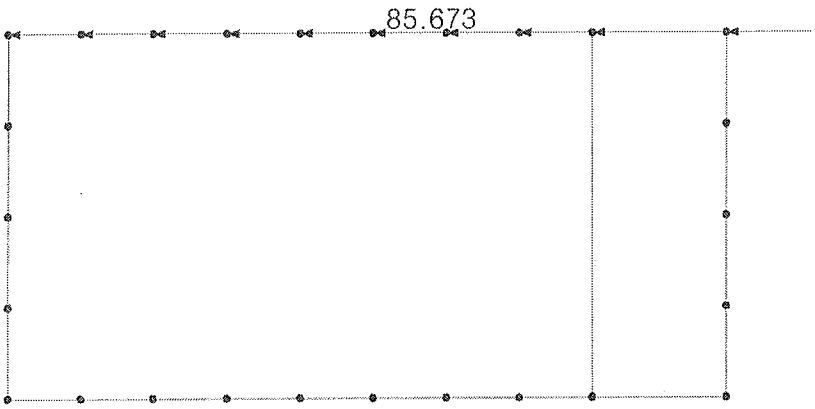


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

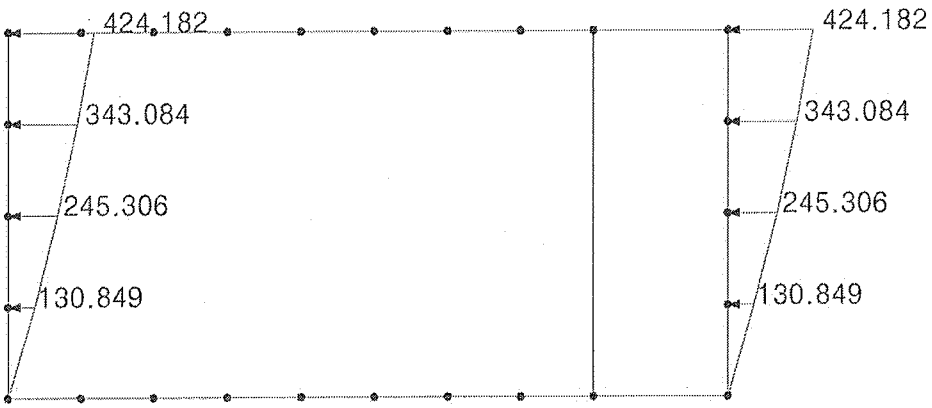


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

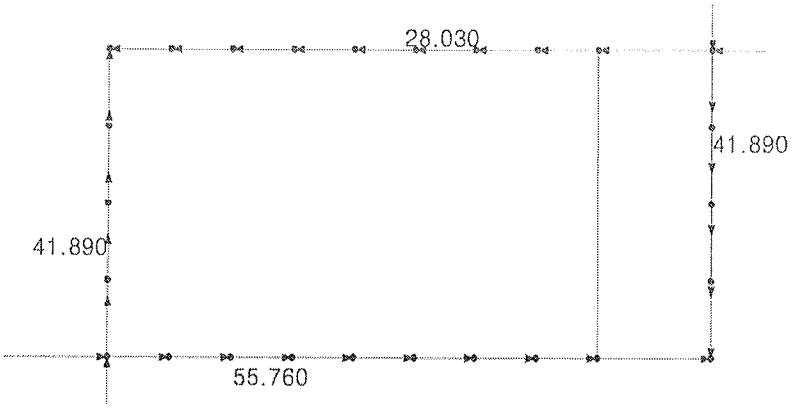
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



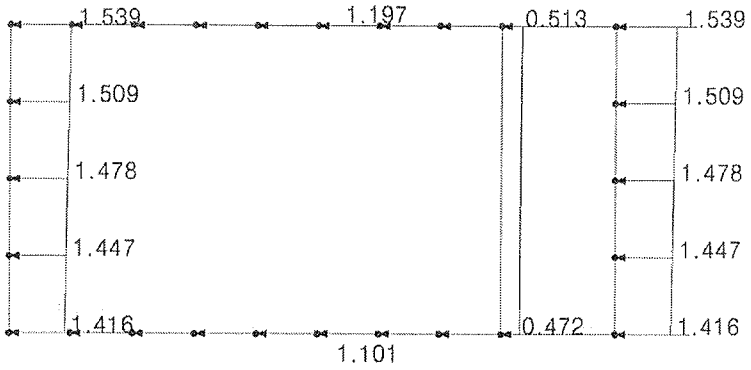
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

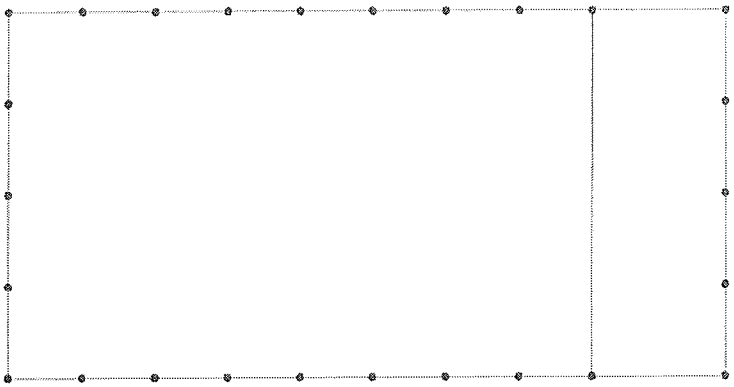


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

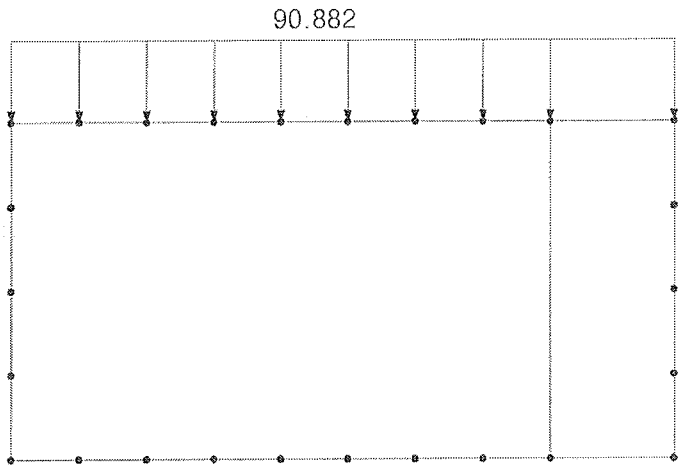


12. 하중 재하 (붕괴방지)

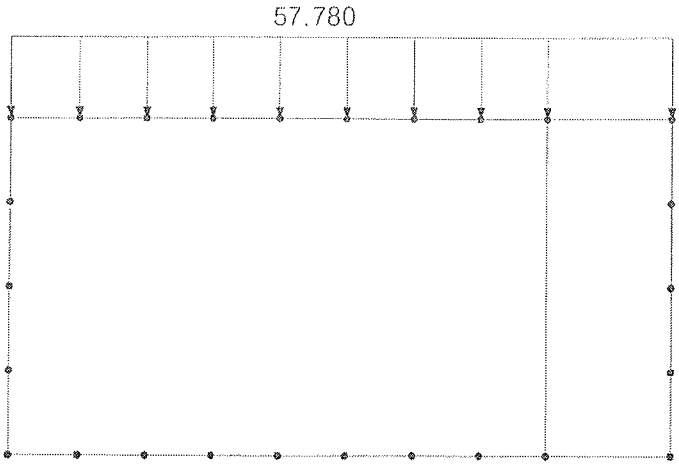
1) CASE1 - 구체자중(SW)



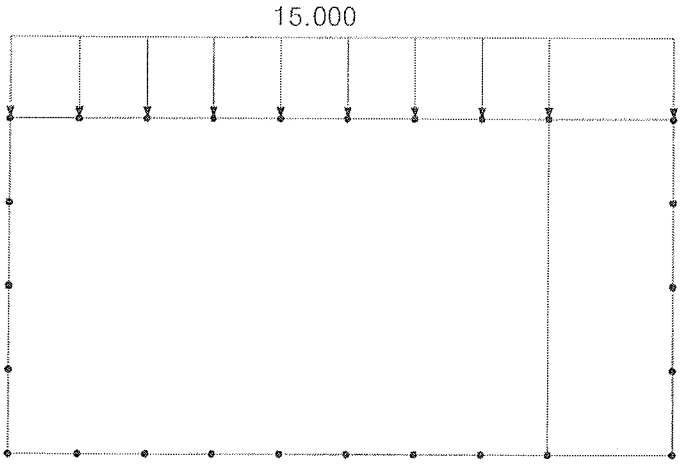
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



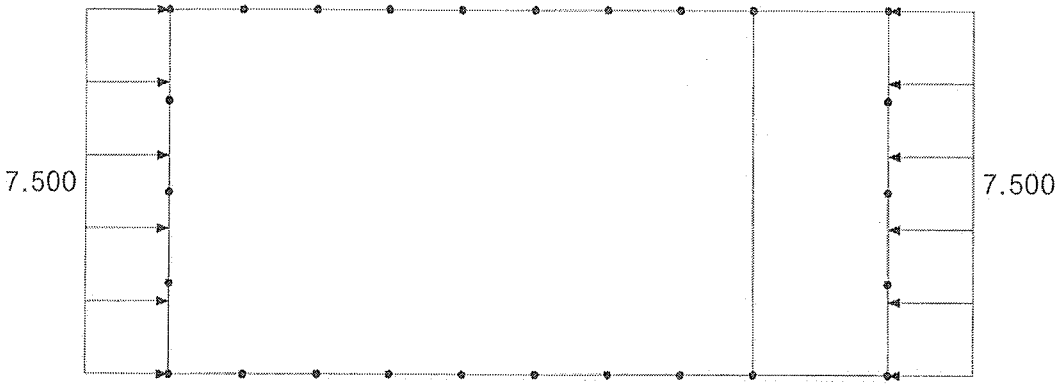
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



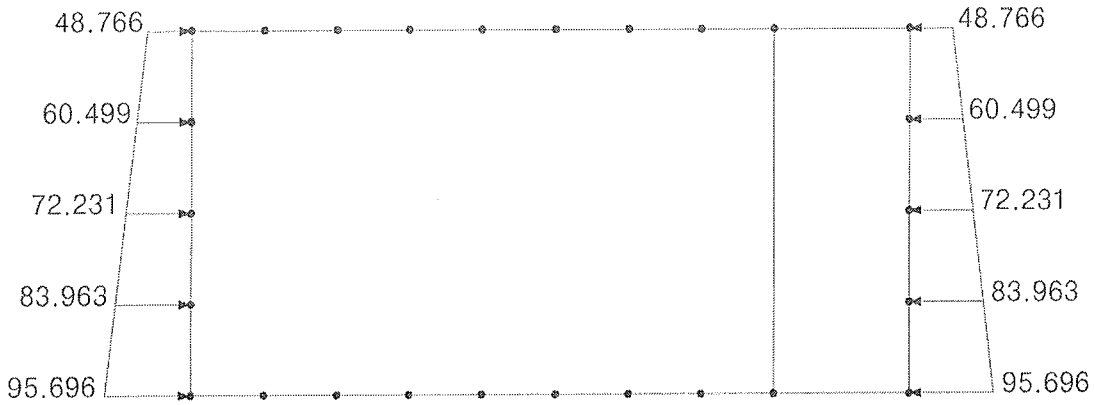
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



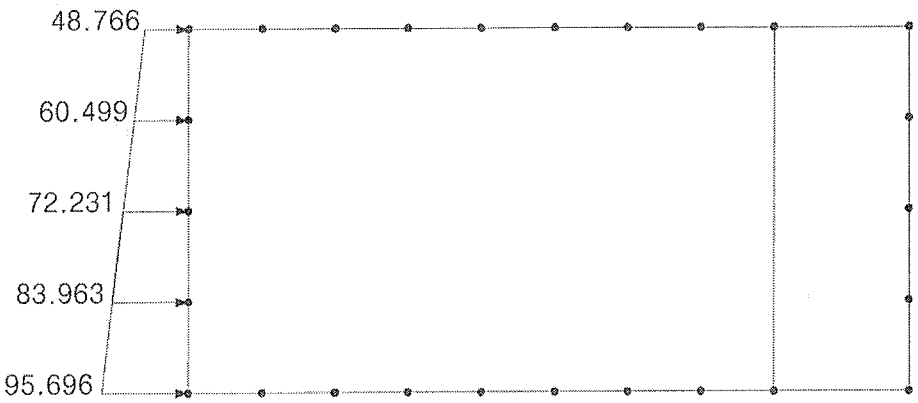
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



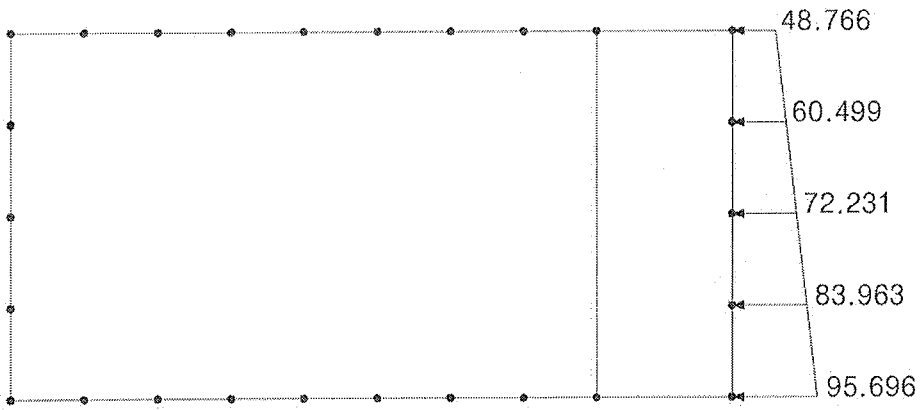
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



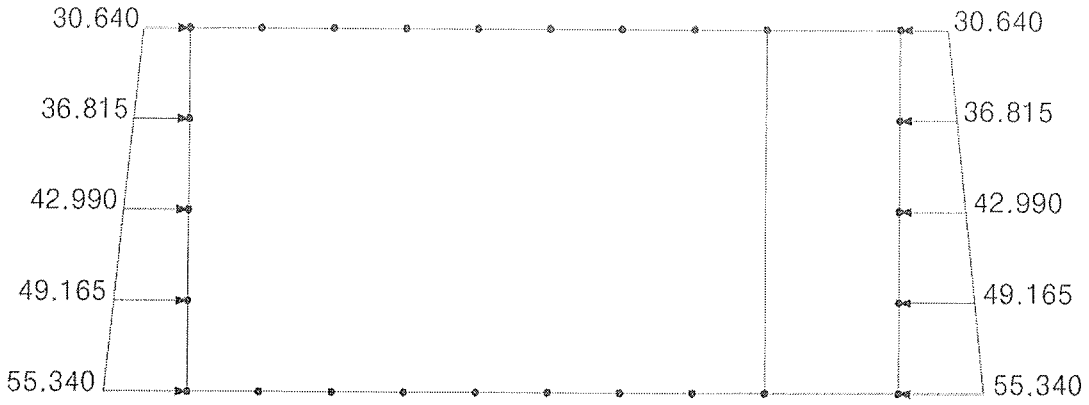
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



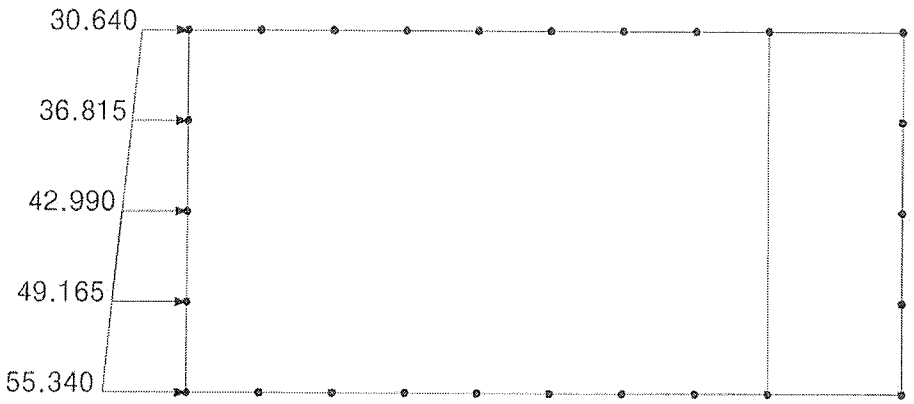
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



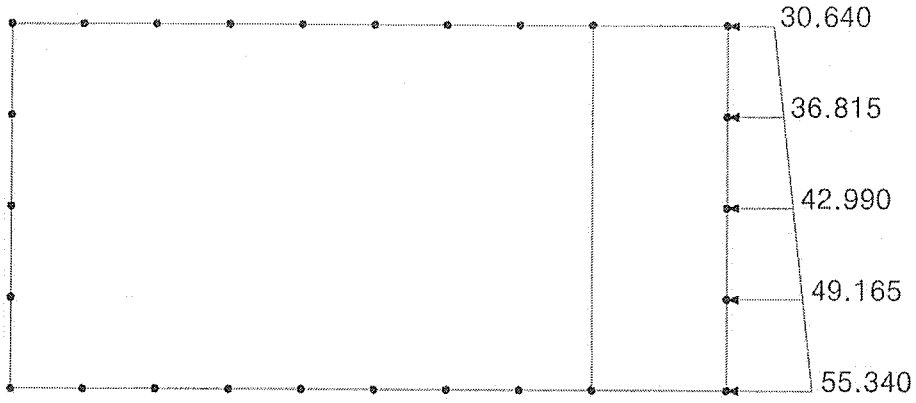
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



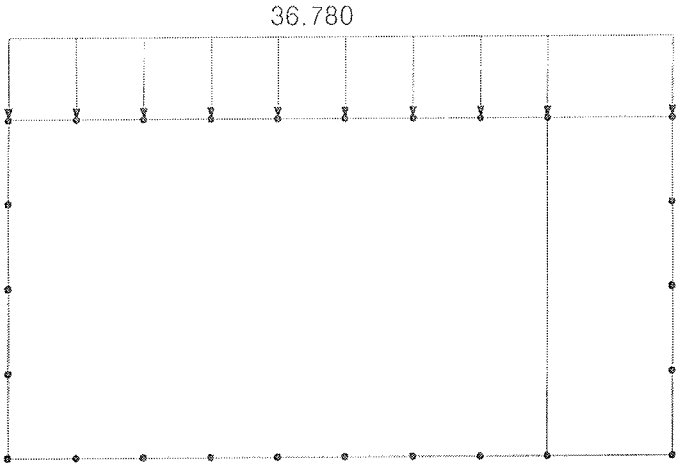
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



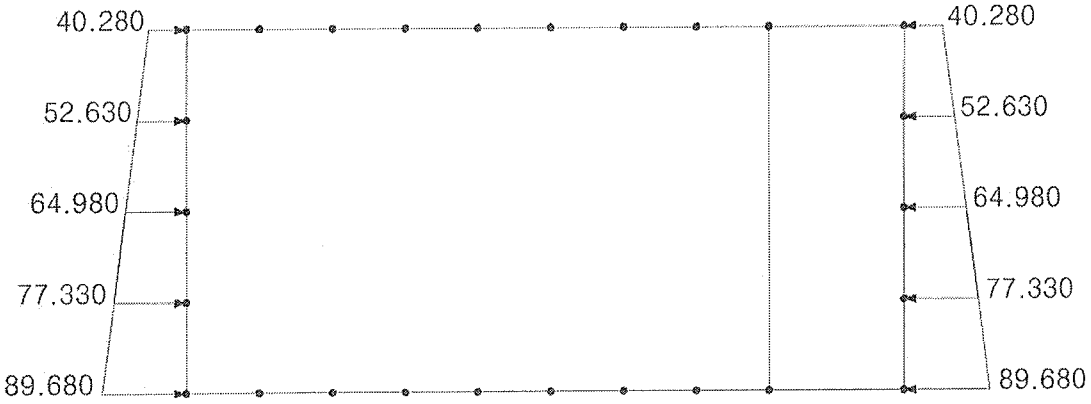
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



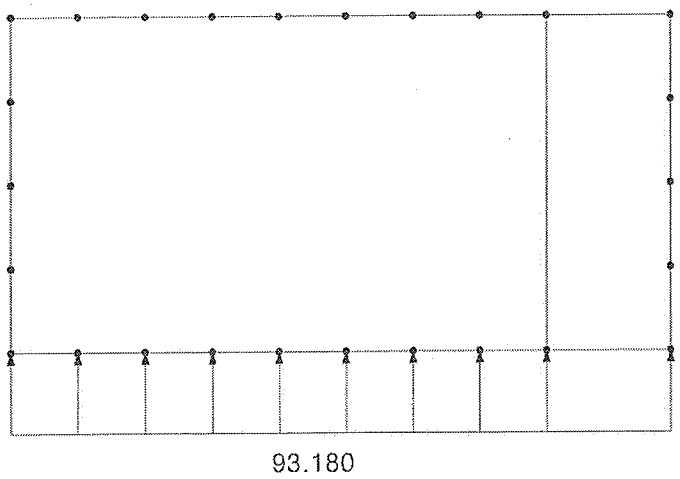
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

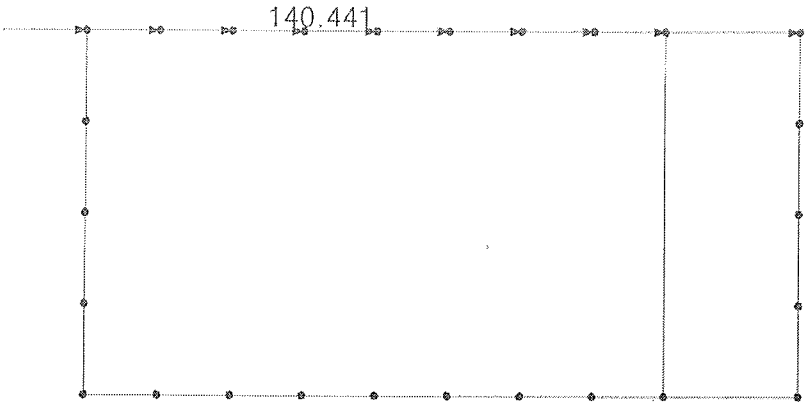


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

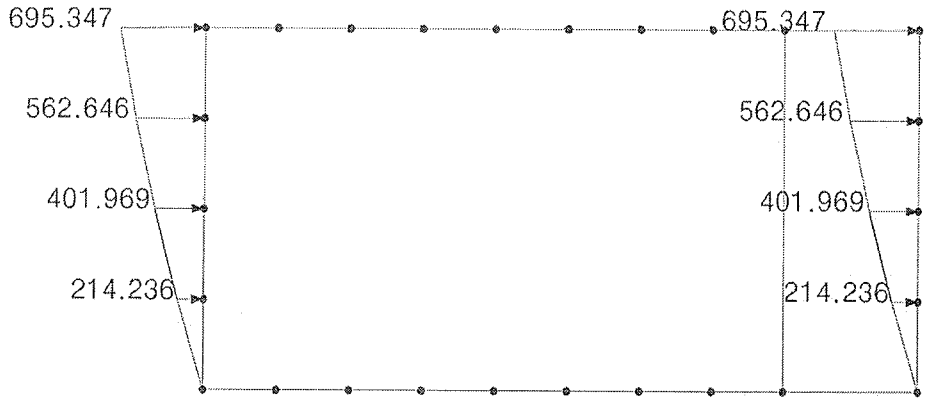


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

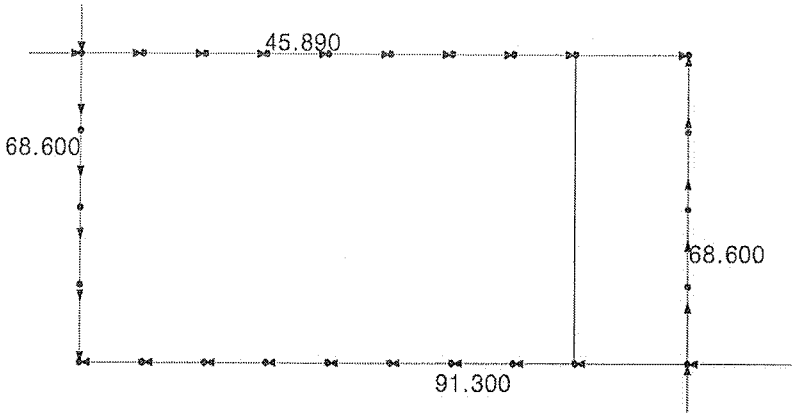
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



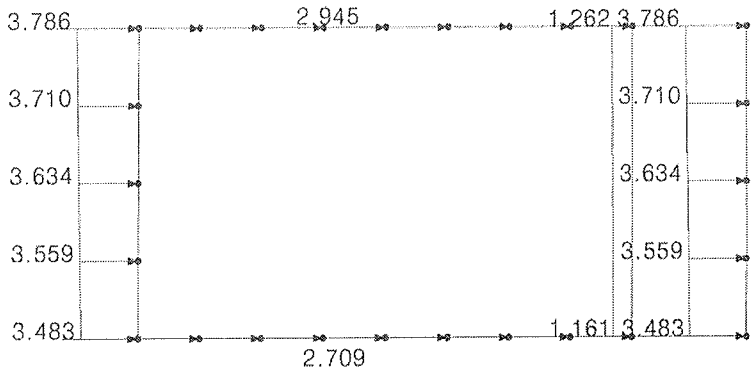
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

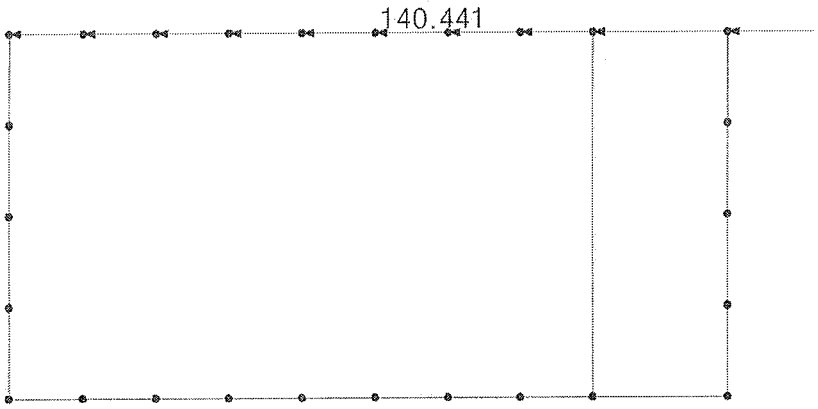


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

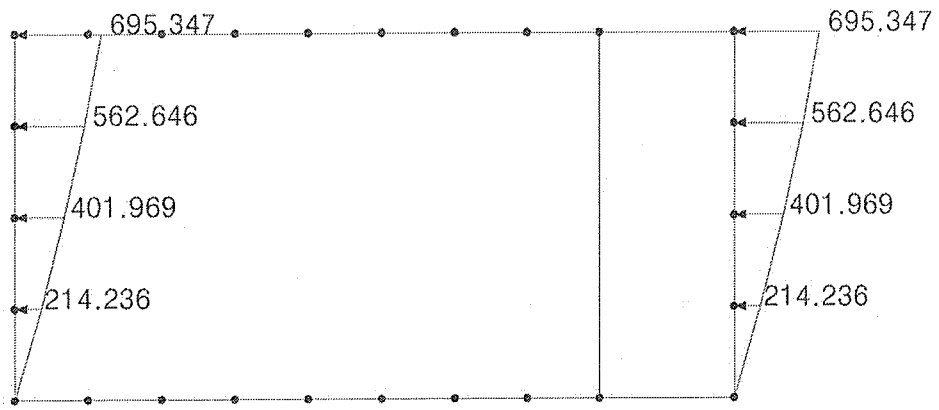


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

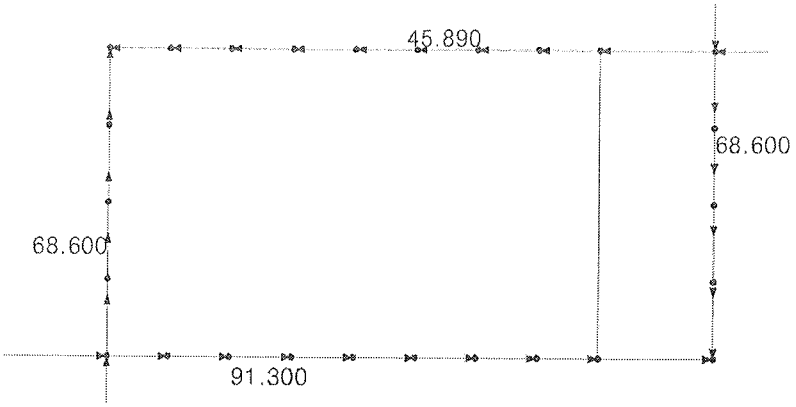
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



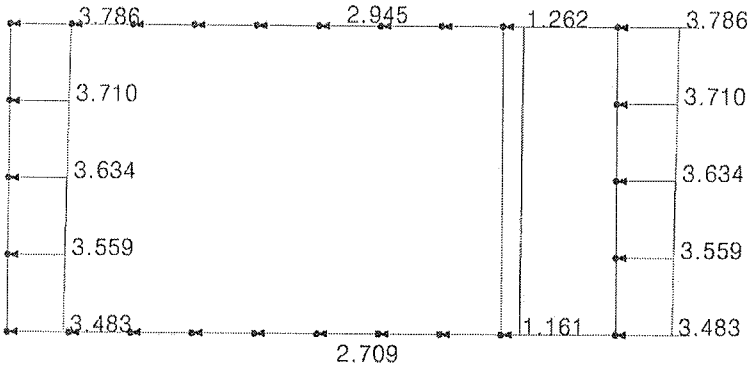
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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) = 0.933, h = 4.678 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.493	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.493	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.493	1.600	1.600	1.200	1.493	●
LC7	1.200	1.493	1.600	0.800	1.200	1.493	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

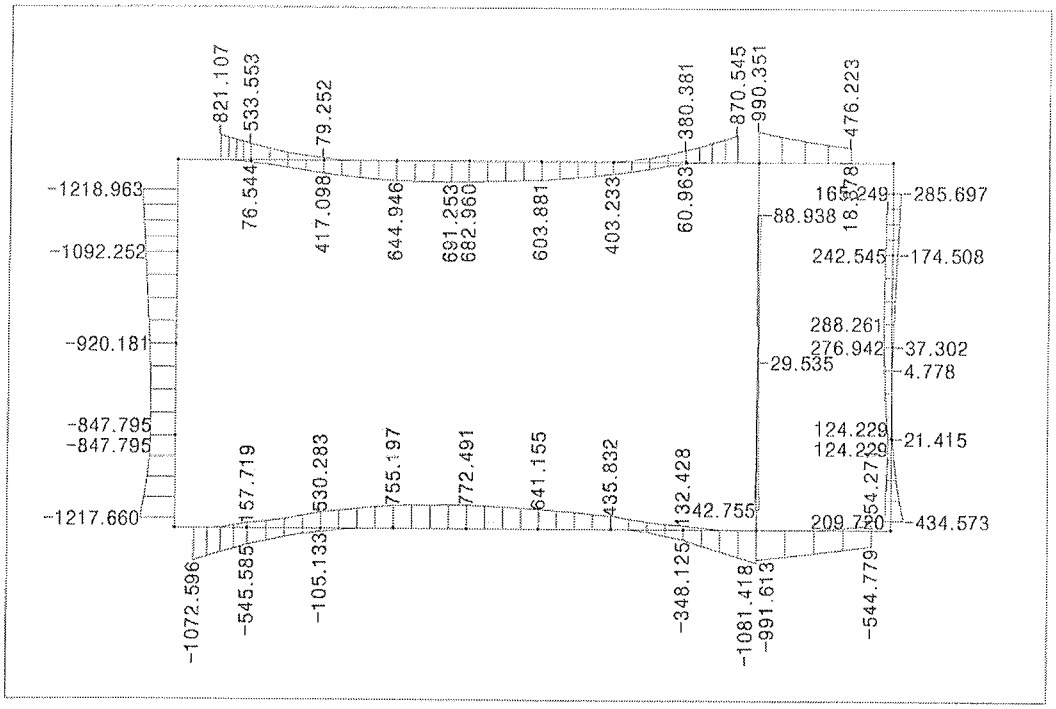
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

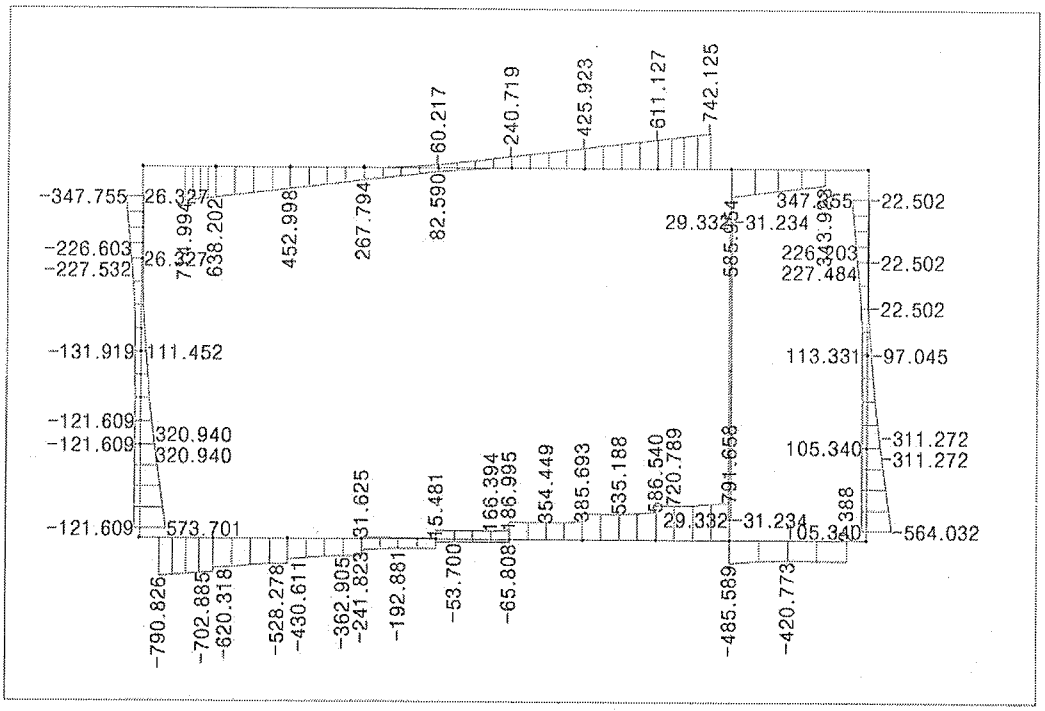
14. 단면력정리

14.1 상시

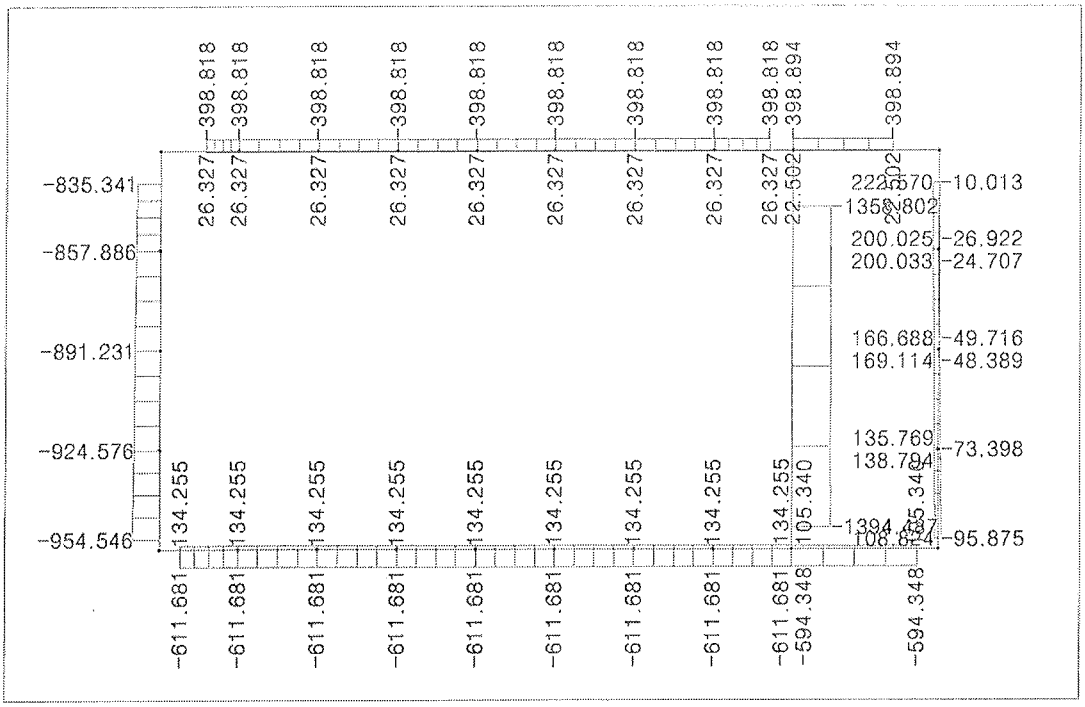
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



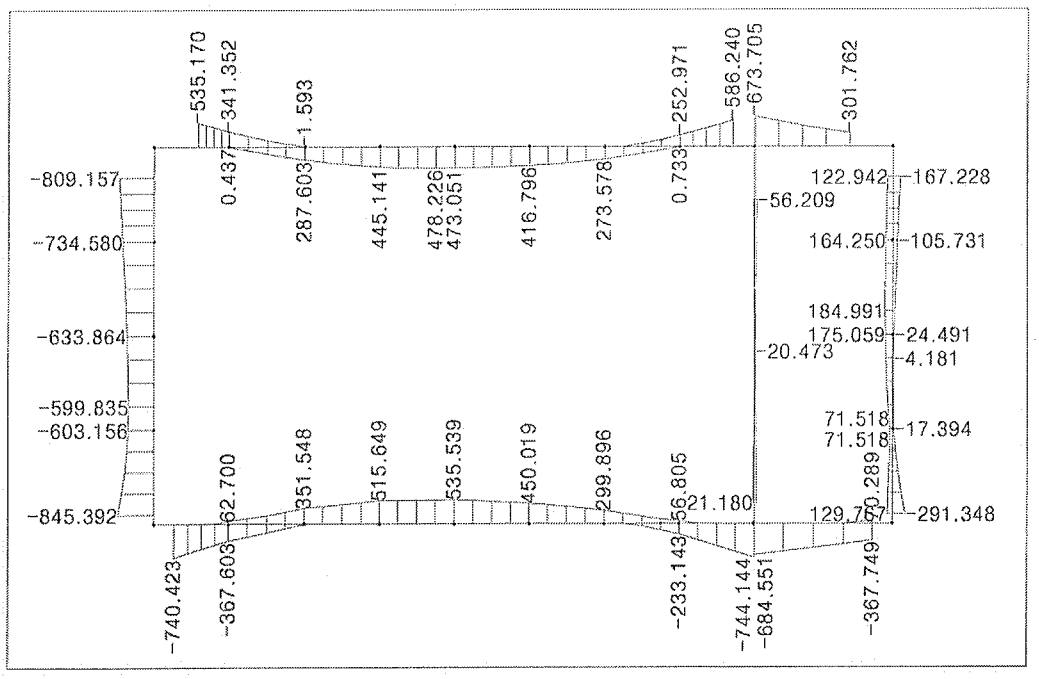
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

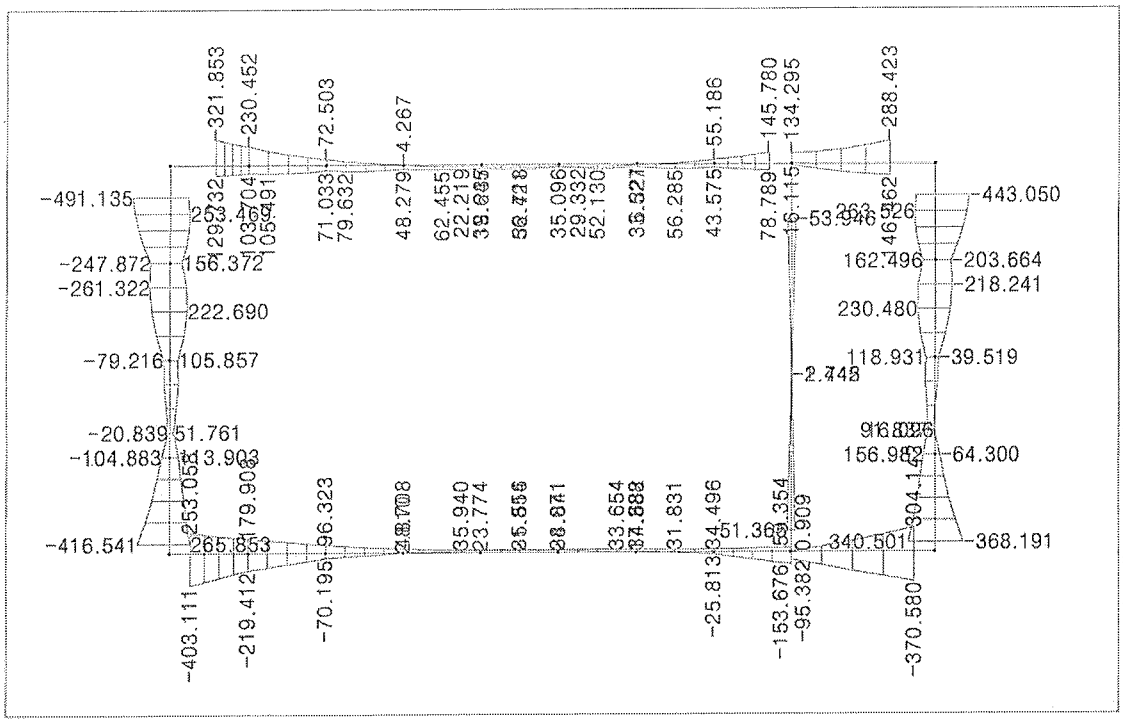


5) 단면력 정리

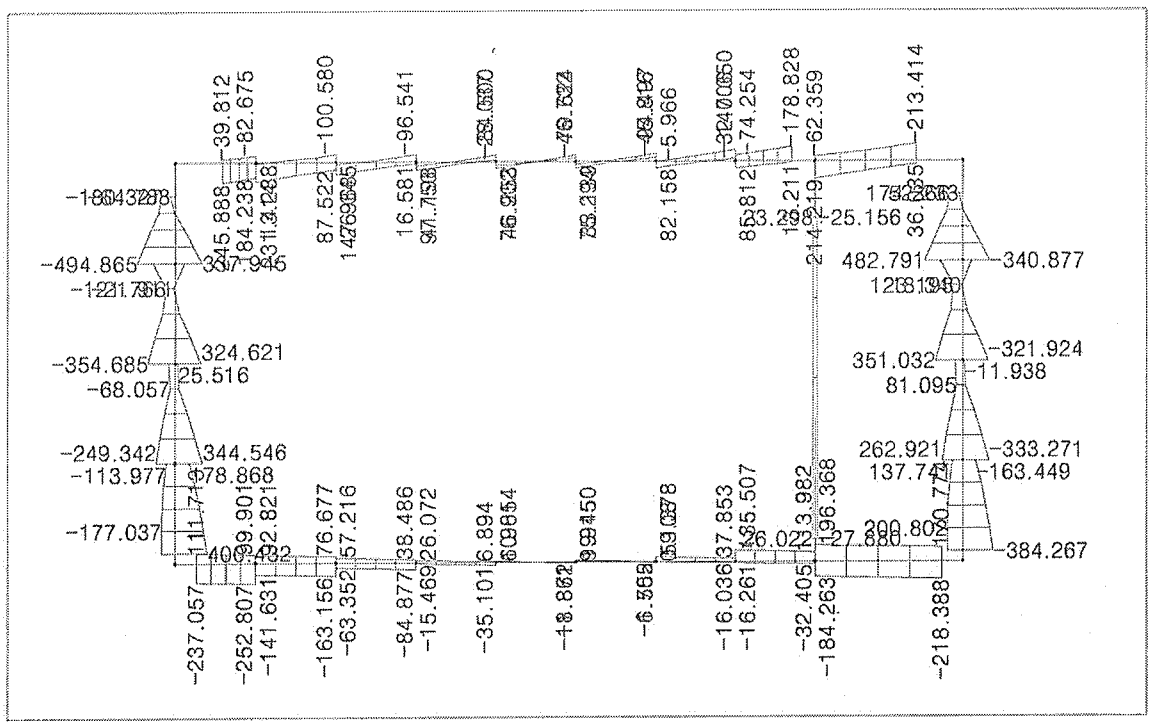
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	821.11	633.68	398.82	535.17	1000.00	816.67	
		중앙부	3	691.25	128.89	398.82	478.23	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	870.55	660.82	398.82	586.24	1000.00	816.67	
	2 경간	좌측 (상면)	6	990.35	446.32	398.89	673.71	1000.00	866.67	
		중앙부 (상면)	8	695.12	343.92	398.89	461.67	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	476.22	427.70	398.89	301.76	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	18.88	427.70	398.89	0.00	1000.00	700.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	13	1072.60	617.37	611.68	740.42	1000.00	700.00	
		중앙부	14	772.49	203.64	611.68	535.54	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	16	1081.42	721.55	611.68	744.14	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (하면)	18	991.61	423.36	594.35	684.55	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	19	55.08	429.30	594.35	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	20	654.08	429.30	594.35	445.65	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	21	154.27	421.56	594.35	70.29	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	22	544.78	421.56	594.35	367.75	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	1218.96	256.67	835.34	809.16	1000.00	1044.00	
		중앙부 (외측)	25	920.18	258.46	891.23	633.86	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	27	1217.66	315.25	954.55	845.39	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	285.70	256.27	222.57	167.23	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	30	165.25	256.27	222.57	122.94	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	31	37.30	258.06	166.69	24.49	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	32	276.94	258.06	166.69	175.06	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	33	434.57	305.58	108.82	291.35	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	34	209.72	305.58	108.82	129.77	1000.00	900.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	35	41.94	31.23	1358.80	20.08	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	36	88.94	31.23	1358.80	56.21	1000.00	300.00	
		중앙부	37	29.54	31.23	1376.65	20.47	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	38	42.76	31.23	1394.49	21.18	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	39	82.37	31.23	1394.49	54.76	1000.00	300.00	

14.2 지진시(기능수행)

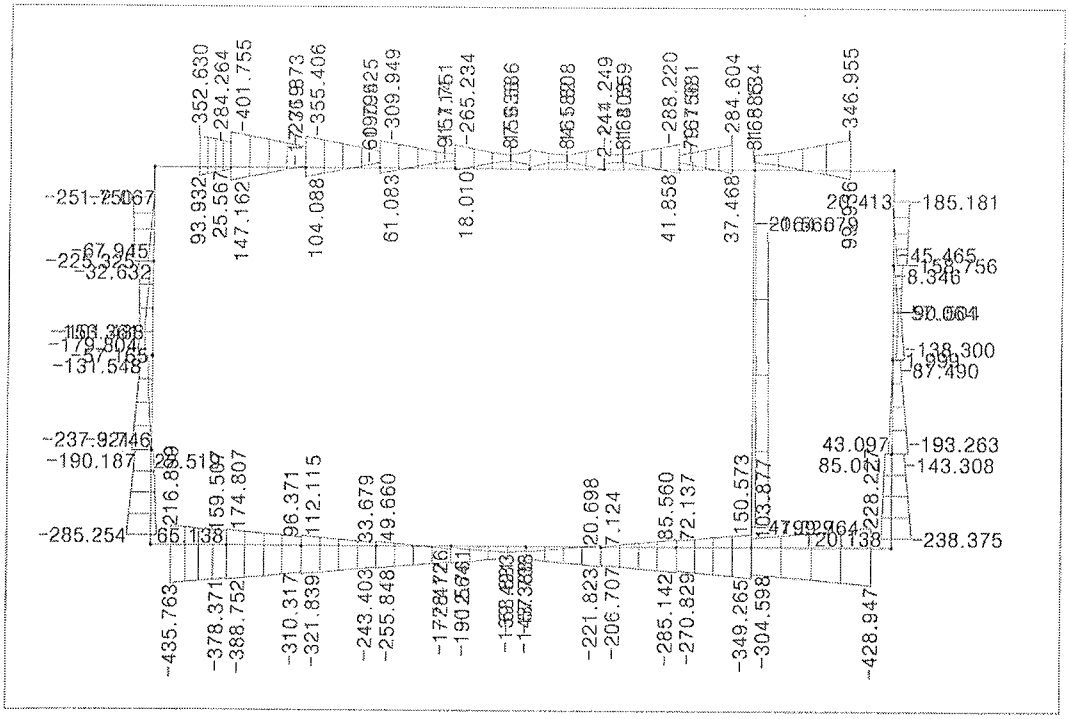
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



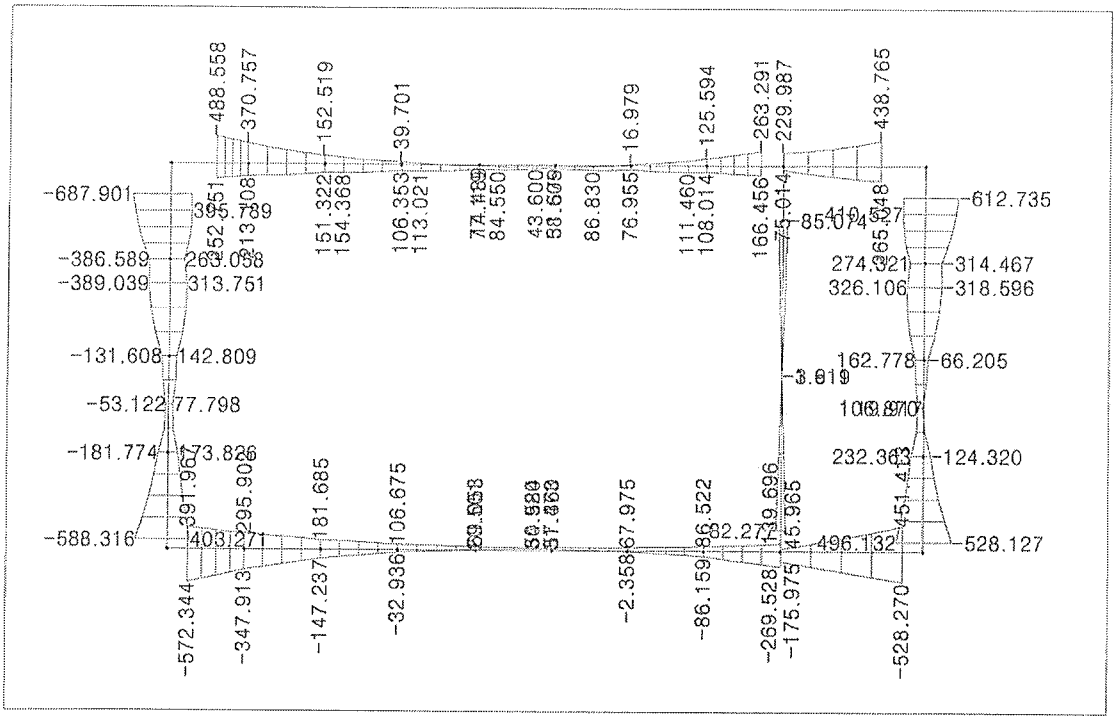
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	321.85	227.79	352.63	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	129.73	227.79	352.63	1000.00	700.00	
		중앙부	3	55.81	47.33	186.29	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	145.78	113.55	284.60	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	78.79	113.55	284.60	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	134.30	138.23	165.13	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	7	16.12	138.23	165.13	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	180.35	213.41	346.96	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	9	101.14	213.41	346.96	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	288.42	150.69	346.96	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	146.46	150.69	346.96	1000.00	700.00	

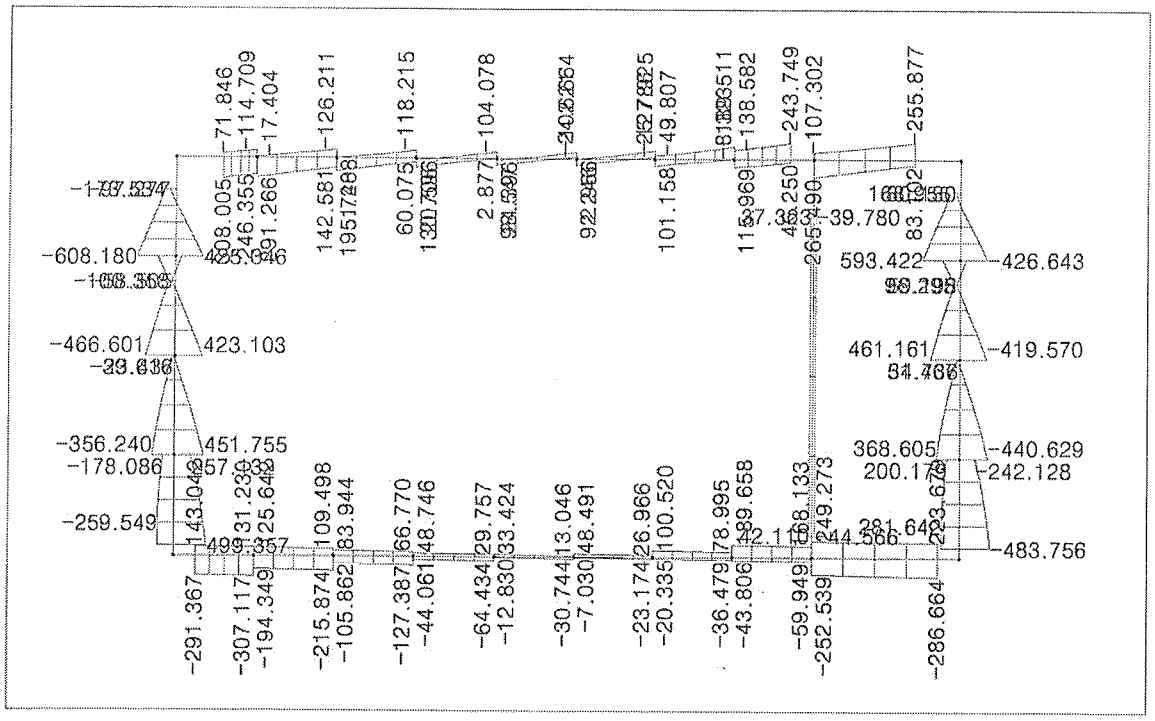
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	253.06	142.16	435.76	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	13	403.11	142.16	435.76	1000.00	700.00	
		중앙부	14	37.71	35.10	177.41	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	15	59.35	129.73	349.27	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	16	153.68	129.73	349.27	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	17	0.91	200.01	304.60	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	18	95.38	200.01	304.60	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	19	217.16	209.86	397.86	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	20	306.13	209.86	397.86	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	21	304.14	202.11	428.95	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	22	370.58	202.11	428.95	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	491.14	411.14	251.75	1000.00	1044.00	
		상부 (내측)	24	236.85	411.14	251.75	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	25	79.22	406.14	231.93	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	26	105.86	406.14	231.93	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	27	416.54	336.58	285.25	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	28	265.85	336.58	285.25	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	443.05	399.06	185.18	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	30	249.55	399.06	185.18	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	31	39.52	394.07	165.36	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	32	118.93	394.07	165.36	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	33	368.19	325.46	238.38	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	34	340.50	325.46	238.38	1000.00	900.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	35	46.11	25.42	164.08	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	36	53.95	25.42	164.08	1000.00	300.00	
		중앙부	37	2.75	27.22	190.84	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	38	51.37	27.19	199.76	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	39	51.73	27.19	199.76	1000.00	300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

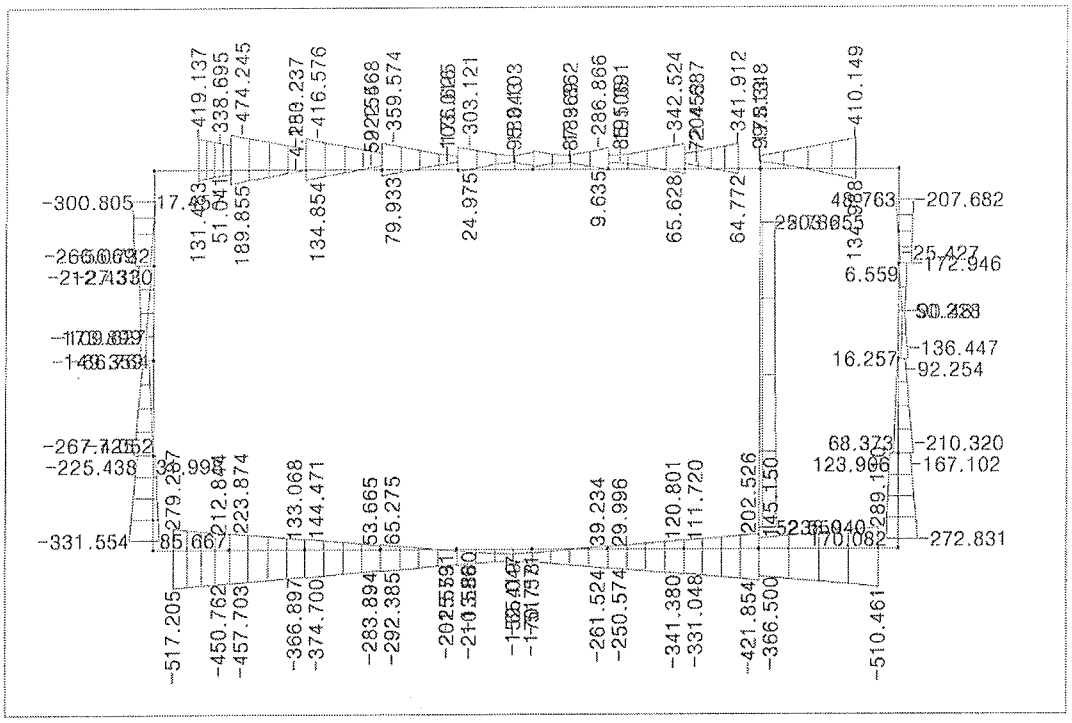
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	488.56	287.64	419.14	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	252.75	287.64	419.14	1000.00	700.00	
		중앙부	3	98.04	66.91	214.07	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	263.29	178.47	341.91	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	166.46	178.47	341.91	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	229.99	182.41	175.35	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	7	75.01	182.41	175.35	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	303.09	255.88	410.15	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	9	189.73	255.88	410.15	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	438.77	194.11	410.15	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	265.05	194.11	410.15	1000.00	700.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	391.97	194.87	517.21	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	13	572.34	194.87	517.21	1000.00	700.00	
		중앙부	14	69.05	64.43	201.58	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	15	139.70	183.88	421.85	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	16	269.53	183.88	421.85	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	17	45.97	268.29	366.50	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	18	175.98	268.29	366.50	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	19	336.69	278.13	474.47	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	20	444.27	278.13	474.47	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	21	451.41	270.39	510.46	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	22	528.27	270.39	510.46	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	687.90	507.60	300.81	1000.00	1044.00	
		상부 (내측)	24	382.25	507.60	300.81	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	25	131.61	501.60	274.75	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	26	142.81	501.60	274.75	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	27	588.32	442.81	331.55	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	28	403.27	442.81	331.55	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	612.74	492.84	207.68	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	30	400.78	492.84	207.68	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	31	66.21	486.84	181.63	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	32	162.78	486.84	181.63	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	33	528.13	431.89	272.83	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	34	496.13	431.89	272.83	1000.00	900.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	35	74.81	40.25	203.26	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	36	85.07	40.25	203.26	1000.00	300.00	
		중앙부	37	3.92	43.40	230.02	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	38	82.28	43.36	238.94	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	39	82.77	43.36	238.94	1000.00	300.00	

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	-821.11	-	-488.56	-321.85	-821.11	
		좌측 (하면)	2	-	-	252.75	129.73	252.75	
		중앙부	3	691.25	-	98.04	55.81	691.25	
		우측 (상면)	4	-870.55	-	-263.29	-145.78	-870.55	
		우측 (하면)	5	-	-	166.46	78.79	166.46	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-990.35	-	-229.99	-134.30	-990.35	
		좌측 (하면)	7	-	-	75.01	16.12	75.01	
		중앙부 (상면)	8	-695.12	-	-303.09	-180.35	-695.12	
		중앙부 (하면)	9	-	-	189.73	101.14	189.73	
		우측 (상면)	10	-476.22	-	-438.77	-288.42	-476.22	
		우측 (하면)	11	18.88	-	265.05	146.46	265.05	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	391.97	253.06	391.97	
		좌측 (하면)	13	-1072.60	-	-572.34	-403.11	-1072.60	
		중앙부	14	772.49	-	69.05	37.71	772.49	
		우측 (상면)	15	-	-	139.70	59.35	139.70	
		우측 (하면)	16	-1081.42	-	-269.53	-153.68	-1081.42	
	2 경간	좌측 (상면)	17	-	-	45.97	0.91	45.97	
		좌측 (하면)	18	-991.61	-	-175.98	-95.38	-991.61	
		중앙부 (상면)	19	55.08	-	336.69	217.16	336.69	
		중앙부 (하면)	20	-654.08	-	-444.27	-306.13	-654.08	
		우측 (상면)	21	154.27	-	451.41	304.14	451.41	
		우측 (하면)	22	-544.78	-	-528.27	-370.58	-544.78	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	23	-1218.96	-	-687.90	-491.14	-1218.96	
		상부 (내측)	24	-	-	382.25	236.85	382.25	
		중앙부 (외측)	25	-920.18	-	-131.61	-79.22	-920.18	
		중앙부 (내측)	26	-	-	142.81	105.86	142.81	
		하부 (외측)	27	-1217.66	-	-588.32	-416.54	-1217.66	
		하부 (내측)	28	-	-	403.27	265.85	403.27	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	29	-285.70	-	-612.74	-443.05	-612.74	
		상부 (내측)	30	165.25	-	400.78	249.55	400.78	
		중앙부 (외측)	31	-37.30	-	-66.21	-39.52	-66.21	
		중앙부 (내측)	32	276.94	-	162.78	118.93	276.94	
		하부 (외측)	33	-434.57	-	-528.13	-368.19	-528.13	
		하부 (내측)	34	209.72	-	496.13	340.50	496.13	
중간 벽체	1련	상부 (좌측)	35	41.94	-	74.81	46.11	74.81	
		상부 (우측)	36	-88.94	-	-85.07	-53.95	-88.94	
		중앙부	37	-29.54	-	-3.92	-2.75	-29.54	
		하부 (좌측)	38	42.76	-	82.28	51.37	82.28	
		하부 (우측)	39	-82.37	-	-82.77	-51.73	-82.77	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	등교	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	633.68	-	287.64	227.79	633.68	
		중앙부	2	128.89	-	-66.91	-47.33	128.89	
		우측	3	-660.82	-	-178.47	-113.55	-660.82	
	2 경간	좌측	4	446.32	-	-182.41	-138.23	446.32	
		중앙부	5	343.92	-	-255.88	-213.41	343.92	
		우측	6	427.70	-	-194.11	-150.69	427.70	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-617.37	-	-194.87	-142.16	-617.37	
		중앙부	8	-203.64	-	-64.43	-35.10	-203.64	
		우측	9	721.55	-	183.88	129.73	721.55	
	2 경간	좌측	10	-423.36	-	-268.29	-200.01	-423.36	
		중앙부	11	-429.30	-	-278.13	-209.86	-429.30	
		우측	12	-421.56	-	-270.39	-202.11	-421.56	
좌측 벽체	1 층	상부	13	-256.67	-	-507.60	-411.14	-507.60	
		중앙부	14	-258.46	-	-501.60	-406.14	-501.60	
		하부	15	315.25	-	442.81	336.58	442.81	
우측 벽체	1 층	상부	16	256.27	-	492.84	399.06	492.84	
		중앙부	17	258.06	-	486.84	394.07	486.84	
		하부	18	-305.58	-	-431.89	-325.46	-431.89	
중간 벽체	1 련	상부	19	-31.23	-	-40.25	-25.42	-40.25	
		중앙부	20	-31.23	-	-43.40	-27.22	-43.40	
		하부	21	-31.23	-	-43.36	-27.19	-43.36	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	등괴	가능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-398.82	-	-419.14	-352.63	-419.14	
		중앙부	2	-398.82	-	-214.07	-186.29	-398.82	
		우측	3	-398.82	-	-341.91	-284.60	-398.82	
	2 경간	좌측	4	-398.89	-	-175.35	-165.13	-398.89	
		중앙부	5	-398.89	-	-410.15	-346.96	-410.15	
		우측	6	-398.89	-	-410.15	-346.96	-410.15	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-611.68	-	-517.21	-435.76	-611.68	
		중앙부	8	-611.68	-	-201.58	-177.41	-611.68	
		우측	9	-611.68	-	-421.85	-349.27	-611.68	
	2 경간	좌측	10	-594.35	-	-366.50	-304.60	-594.35	
		중앙부	11	-594.35	-	-474.47	-397.86	-594.35	
		우측	12	-594.35	-	-510.46	-428.95	-594.35	
좌측 벽체	1 층	상부	13	-835.34	-	-300.81	-251.75	-835.34	
		중앙부	14	-891.23	-	-274.75	-231.93	-891.23	
		하부	15	-954.55	-	-331.55	-285.25	-954.55	
우측 벽체	1 층	상부	16	222.57	-	-207.68	-185.18	222.57	
		중앙부	17	166.69	-	-181.63	-165.36	205.66	
		하부	18	108.82	-	-272.83	-238.38	-272.83	
중간 벽체	1 련	상부	19	-1358.80	-	-203.26	-164.08	-1358.80	
		중앙부	20	-1376.65	-	-230.02	-190.84	-1385.57	
		하부	21	-1394.49	-	-238.94	-199.76	-1394.49	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-535.17	-	-	-	-535.17	
		중앙부	3	478.23	-	-	-	478.23	
		우측 (상면)	4	-586.24	-	-	-	-586.24	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-673.71	-	-	-	-673.71	
		중앙부 (상면)	8	-461.67	-	-	-	-461.67	
		우측 (상면)	10	-301.76	-	-	-	-301.76	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	13	-740.42	-	-	-	-740.42	
		중앙부	14	535.54	-	-	-	535.54	
		우측 (하면)	16	-744.14	-	-	-	-744.14	
	2 경간	좌측 (하면)	18	-684.55	-	-	-	-684.55	
		중앙부 (하면)	20	-445.65	-	-	-	-445.65	
		우측 (상면)	21	70.29	-	-	-	70.29	
		우측 (하면)	22	-367.75	-	-	-	-367.75	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	23	-809.16	-	-	-	-809.16	
		중앙부 (외측)	25	-633.86	-	-	-	-633.86	
		하부 (외측)	27	-845.39	-	-	-	-845.39	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	29	-167.23	-	-	-	-167.23	
		상부 (내측)	30	122.94	-	-	-	122.94	
		중앙부 (외측)	31	-24.49	-	-	-	-24.49	
		중앙부 (내측)	32	175.06	-	-	-	175.06	
		하부 (외측)	33	-291.35	-	-	-	-291.35	

		하부 (내측)	34	129.77	-	-	-	129.77	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	35	20.08	-	-	-	20.08	
		상부 (우측)	36	-56.21	-	-	-	-56.21	
		중앙부	37	-20.47	-	-	-	-20.47	
		하부 (좌측)	38	21.18	-	-	-	21.18	
		하부 (우측)	39	-54.76	-	-	-	-54.76	

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	717	821.11	1057.39	3520.51	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.29
		좌측 (하면)	1	1000	620	252.75	415.08	1219.56	H25 - 4.0EA	2026.80	1.64
		중앙부	2	1000	620	691.25	805.81	3446.11	H25 - 8.0EA	4053.60	1.17
		우측 (상면)	3	1000	717	870.55	1057.39	3743.05	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.21
		우측 (하면)	3	1000	620	166.46	805.81	798.61	H25 - 8.0EA	4053.60	4.84
	2경간	좌측 (상면)	4	1000	767	990.35	1135.53	3979.29	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.15
		좌측 (하면)	4	1000	620	75.01	805.81	357.65	H25 - 8.0EA	4053.60	10.74
		중앙부 (상면)	5	1000	600	695.12	875.07	3595.17	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.26
		중앙부 (하면)	5	1000	620	189.73	805.81	911.71	H25 - 8.0EA	4053.60	4.25
		우측 (상면)	6	1000	717	476.22	1057.39	2003.20	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.22
		우측 (하면)	6	1000	620	265.05	415.08	1279.96	H25 - 4.0EA	2026.80	1.57
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	1000	620	391.97	522.11	1909.33	H29 - 4.0EA	2569.60	1.33
		좌측 (하면)	7	1000	600	1072.60	1176.52	5735.64	H32 - 8.0EA	6353.60	1.10
		중앙부	8	1000	620	772.49	906.32	3875.70	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.17
		우측 (상면)	9	1000	620	139.70	906.32	668.99	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	6.49
		우측 (하면)	9	1000	600	1081.42	1176.52	5787.58	H32 - 8.0EA	6353.60	1.09
	2경간	좌측 (상면)	10	1000	620	45.97	906.32	218.72	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	19.72
		좌측 (하면)	10	1000	600	991.61	1176.52	5263.19	H32 - 8.0EA	6353.60	1.19
		중앙부 (상면)	11	1000	620	336.69	906.32	1634.76	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.69
		중앙부 (하면)	11	1000	600	654.08	1176.52	3371.33	H32 - 8.0EA	6353.60	1.80
		우측 (상면)	12	1000	620	451.41	522.11	2207.88	H29 - 4.0EA	2569.60	1.16
		우측 (하면)	12	1000	600	544.78	1176.52	2782.98	H32 - 8.0EA	6353.60	2.16

좌측벽체	1층	상부 (외측)	13	1000	944	1218.96	2025.05	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6185.20	1.66
		상부 (내측)	13	1000	820	382.25	1647.43	-	H16 - 8.0EA	6185.20	4.31
		중앙부 (외측)	14	1000	800	920.18	1636.68	-	H25 - 8.0EA	5642.40	1.78
		중앙부 (내측)	14	1000	820	142.81	1905.03	-	H16 - 8.0EA	5642.40	13.34
		하부 (외측)	15	1000	800	1217.66	2219.35	-	H32 - 8.0EA	7942.40	1.82
		하부 (내측)	15	1000	820	403.27	1838.44	-	H16 - 8.0EA	7942.40	4.56
우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	956	612.73	1717.89	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	2.80
		상부 (내측)	16	1000	820	400.78	694.61	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.73
		중앙부 (외측)	17	1000	800	66.21	2282.54	-	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	4283.20	34.48
		중앙부 (내측)	17	1000	820	276.94	762.58	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	4283.20	2.75
		하부 (외측)	18	1000	800	528.13	1989.50	-	H32 - 8.0EA	8294.00	3.77
		하부 (내측)	18	1000	820	496.13	689.74	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	8294.00	1.39

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	㎟		㎜	㎟	
상부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	633.7	693.79	2.00	203.31	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	128.9	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	660.8	693.79	2.00	225.92	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	389.7	446.3	693.79	2.00	47.18	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	389.7	343.9	693.79	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		우측	6	389.7	427.7	693.79	2.00	31.66	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	402.7	617.4	895.23	2.00	173.12	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	8	402.7	203.6	648.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		우측	9	402.7	721.5	895.23	2.00	257.13	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	10	402.7	423.4	895.23	2.00	16.66	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	11	402.7	429.3	895.23	2.00	21.45	H16	150	397.20	O.K
		우측	12	402.7	421.6	895.23	2.00	15.21	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	554.1	507.6	756.78	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	556.4	501.6	759.09	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	559.0	442.8	761.70	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	528.8	492.8	731.51	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	528.1	486.8	730.82	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	530.9	431.9	733.59	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	816.67	716.67	100.00	821.11	633.68

* 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 (716.67 - 94.249) / 94.249 = 0.01981

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3520.512 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.306]

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 = 0.00641

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 (716.67 - a/2) = 1057.389 kN.m

≥ Mu (= 821.107 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.288]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 633.684 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (633.684-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 203.311 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 633.684 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	252.751	633.684

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 41.559 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 41.559) / 41.559 = 0.0418

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 1219.562 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 20.898 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H25 @ 250.0mm = 2026.8 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0033

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2026.8 x 400 x (620.0 - a / 2) = 415.078 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 ㎜

≥ Mu (252.751 kN · m) [안전률 1.642] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=633.684 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (633.684 - 402.702) x 150 / (400 x 620 x Φ) x 1000 = 186.276 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 633.684 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	700.00	620.00	80.00	691.25	128.89

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3446.113 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.176]

1단 : 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 = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 691.253 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.166]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 128.891 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	816.67	716.67	100.00	870.55	660.82

* 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 (716.67 - 94.249) / 94.249 = 0.01981

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3743.048 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.228]

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 = 0.00641

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 (716.67 - a/2) = 1057.393 kN.m

≥ Mu (= 870.545 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.215]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 660.816 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (660.816-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 225.920 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 660.816 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	700.00	620.00	80.00	166.46	660.82

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 798.606 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 5.076]

1단 : 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 = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 166.456 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.841]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 660.816 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (660.816-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 208.156 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 660.816 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	866.67	766.67	100.00	990.35	446.32

* 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 (766.67 - 94.249) / 94.249 = 0.02140

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3979.292 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.155]

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 = 0.00600

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 (766.67 - a/2) = 1135.530 kN.m

≥ Mu (= 990.351 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.147]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 446.322 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (446.322-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 47.176 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 446.322 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	700.00	620.00	80.00	75.01	446.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 357.654 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 11.334]

1단 : 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 = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 75.014 kN.m) ∴ O.K [안전률 10.742]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 446.322 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (446.322-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 35.178 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 446.322 kN ∴ O.K

▣ 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	700.00	600.00	100.00	695.12	343.92

* 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 (600.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01610

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3595.167 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.278]

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 = 0.00766

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 (600.00 - a/2) = 875.067 kN.m

≥ Mu (= 695.117 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.259]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 343.923 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	700.00	620.00	80.00	189.73	343.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 4053.600 x 400.00 = 1621440.000

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 = 70.651 mm, c = 70.651 / β1 = 70.651 / 0.85 = 83.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 83.119) / 83.119 = 0.01938

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 911.713 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.446]

1단 : 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 = 0.00654

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (620.00 - a/2) = 805.812 kN.m

≥ Mu (= 189.726 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.247]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 343.923 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	816.67	716.67	100.00	476.22	427.70

* 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 (716.67 - 94.249) / 94.249 = 0.01981

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2003.202 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.295]

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 = 0.00641

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 (716.67 - a/2) = 1057.391 kN.m

≥ Mu (= 476.223 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.220]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 427.704 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (427.704-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 31.661 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 427.704 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	265.048	427.704

② 휨검토

▪ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 2026.800 x 400.00 = 810720.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 35.325 mm, c = 35.325 / β1 = 41.559 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 41.559) / 41.559 = 0.0418

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 1279.964 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 21.914 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H25 @ 250.0mm = 2026.8 ㎟

▪ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0033

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2026.8 x 400 x (620.0 - a / 2) = 415.078 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 ㎜

≥ Mu (265.048 kN · m) [안전률 1.566] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=427.704 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (427.704 - 402.702) x 150 / (400 x 620 x Φ) x 1000 = 20.163 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 427.704 kN ∴ - O.K -

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	391.967	617.365

② 휨검토

▪ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 52.689 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 52.689) / 52.689 = 0.0323

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 1909.328 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 32.408 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H29 @ 250.0mm = 2569.6 ㎟

▪ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0041

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2569.6 x 400 x (620.0 - a / 2) = 522.108 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 ㎜

≥ Mu (391.967 kN · m) [안전률 1.332] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=617.365 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (617.365 - 402.702) x 150 / (400 x 620 x Φ) x 1000 = 173.115 kN

Av_use = 397.200 ㎟ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.20 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (536.936 + 656.704) = 895.230 kN ≥ 617.365 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	700.00	600.00	100.00	1072.60	617.37

* 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 (600.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01082

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5735.638\ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.108]

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 = 0.01059

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 (600.00 - a/2) = 1176.525 kN.m

≥ Mu (= 1072.596 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.097]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 617.365 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (617.365-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 189.711 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 617.365 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	700.00	620.00	80.00	772.49	203.64

* 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 (620.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01673

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3875.702 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.186]

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 = 0.00741

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 (620.00 - a/2) = 906.323 kN.m

≥ Mu (= 772.491 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.173]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 203.643 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	700.00	620.00	80.00	139.70	721.55

* 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 (620.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01673

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 668.986 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 6.871]

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 = 0.00741

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 (620.00 - a/2) = 906.323 kN.m

≥ Mu (= 139.696 kN.m) ∴ O.K [안전률 6.488]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 721.546 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (721.546-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 257.132 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 656.704) = 895.230 kN ≥ 721.546 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	700.00	600.00	100.00	1081.42	721.55

* 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 (600.00 - 130.280) / 130.280 = 0.01082

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5787.576 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.098]

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 = 0.01059

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 (600.00 - a/2) = 1176.525 kN.m

≥ Mu (= 1081.418 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.088]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 721.546 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (721.546-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 276.528 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 721.546 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	700.00	620.00	80.00	45.97	423.36

* 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 (620.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01673

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 218.724 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 21.015]

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 = 0.00741

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 (620.00 - a/2) = 906.323 kN.m

≥ Mu (= 45.965 kN.m) ∴ O.K [안전률 19.718]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 423.362 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (423.362-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 16.662 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 656.704) = 895.230 kN ≥ 423.362 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	700.00	600.00	100.00	991.61	423.36

* 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 (600.00 - 130.280) / 130.280 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5263.186 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.207]

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 = 0.01059

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 (600.00 - a/2) = 1176.525 kN.m

≥ Mu (= 991.613 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.186]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 423.362 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (423.362-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 28.042 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 423.362 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	700.00	620.00	80.00	336.69	429.30

* 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 (620.00 - 94.249) / 94.249 = 0.01673

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1634.760 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.812]

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 = 0.00741

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 (620.00 - a/2) = 906.323 kN.m

≥ Mu (= 336.689 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.692]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 429.304 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (429.304-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 21.454 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 656.704) = 895.230 kN ≥ 429.304 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	700.00	600.00	100.00	654.08	429.30

* 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 (600.00 - 130.280) / 130.280 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3371.332 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.885]

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 = 0.01059

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 (600.00 - a/2) = 1176.525 kN.m

≥ Mu (= 654.075 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.799]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 429.304 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (429.304-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 32.994 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 429.304 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	451.413	421.561

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 52.689 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 52.689) / 52.689 = 0.0323

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 2207.884 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 37.323 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H29 @ 250.0mm = 2569.6 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0041

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2569.6 x 400 x (620.0 - a / 2) = 522.108 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 ㎜

≥ Mu (451.413 kN · m) [안전률 1.157] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=421.561 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (421.561 - 402.702) x 150 / (400 x 620 x Φ) x 1000 = 15.209 kN

Av_use = 397.200 ㎟ (H16 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.20 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 656.704 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (536.936 + 656.704) = 895.230 kN ≥ 421.561 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	700.00	600.00	100.00	544.78	421.56

* 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 (600.00 - 130.280) / 130.280 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2782.978 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.283]

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 = 0.01059

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 (600.00 - a/2) = 1176.525 kN.m

≥ Mu (= 544.779 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.160]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 421.561 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (421.561-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 26.541 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 635.520 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 635.520 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 635.520) = 866.351 kN ≥ 421.561 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	1,044	100	944	835.341	1218.963	1459.2

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, 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 1044.0 x 1000.0 = 23959800.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (23959800.0 x 522.00 + 1838560.0 x 100.000 + 635520.0 x 964.000) / 26433880.0

= 503.275 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 566.40 mm, ab = k1 x cb = 481.44 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 481440.000 = 11049.048 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 11049.048 + 599.057 - 1838.560 = 9809.545 kN

Mb = Cc x 300.005 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4332.215 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 441.633 mm, e = Mu/Pu = 1459.241 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 156.00 mm, a = k1 x c = 132.60 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 132602.581 = 3043.229 kN

∑Csi = 427.965 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3043.229 + 427.965 - 1838.560 = 1632.634 kN

Mn = Cc x 436.974 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2382.399 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1459.236) | = 0.0043 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1044.00 - 100.00 = 944.000 mm

c = 156.003 mm, a = k1 x c = 132.603 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (944.00-156.00) / 156.00 = 0.01515

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} = 21033.544 kN ≥ Pn = 1632.634 kN

ΦPn = 0.85 x 1632.634 = 1387.739 kN ≥ Pu = 835.341 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.459 = 2025.045 kN.m ≥ Mu = 1218.963 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 554.064 kN

≥ Vu (= 507.599 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	900	80	820	835.341	382.246	457.6

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0069) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 23129080.0

= 467.655 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 = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 635.520 = 10695.243 kN

Mb = Cc x 223.245 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2964.972 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 277.223 mm, e = Mu/Pu = 457.594 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 188.67 mm, a = k1 x c = 160.37 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 160368.176 = 3680.450 kN

∑Csi = 1190.614 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3680.450 + 1190.614 - 635.520 = 4235.543 kN

Mn = Cc x 387.471 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1938.166 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=457.596) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 188.668 mm, a = k1 x c = 160.368 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-188.67) / 188.67 = 0.01004

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} = 18389.704 kN ≥ Pn = 4235.543 kN

ΦPn = 0.85 x 4235.543 = 3600.212 kN ≥ Pu = 835.341 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.458 = 1647.434 kN.m ≥ Mu = 382.246 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 = 567.916 kN

≥ Vu (= 507.599 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	900	100	800	891.231	920.181	1032.5

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 ㎜), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0063) ≤ 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 = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 22911960.0

= 435.494 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 ㎜, ab = k1 x cb = 408.00 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 1621.440 = 8341.217 kN

Mb = Cc x 260.506 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3213.599 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 385.267 ㎜, e = Mu/Pu = 1032.484 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 156.67 ㎜, a = k1 x c = 133.17 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 133172.417 = 3056.307 kN

∑Csi = 430.057 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3056.307 + 430.057 - 1621.440 = 1864.924 kN

Mn = Cc x 368.908 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1925.508 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1032.486)| = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 ㎜

c = 156.673 ㎜, a = k1 x c = 133.172 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-156.67) / 156.67 = 0.01232

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} = 18225.974 kN ≥ Pn = 1864.924 kN

ΦPn = 0.85 x 1864.924 = 1585.185 kN ≥ Pu = 891.231 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.032 = 1636.678 kN.m ≥ Mu = 920.181 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 = 556.369 kN

≥ Vu (= 501.599 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	900	80	820	891.231	142.809	160.2

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0063) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1621440.0 x 800.000) / 22911960.0

= 464.506 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 = 1528.410 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1528.410 - 635.520 = 10490.580 kN

Mb = Cc x 226.394 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2929.993 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 279.297 mm, e = Mu/Pu = 160.238 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 707.44 mm, a = k1 x c = 601.32 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 601324.158 = 13800.389 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 151.675 kN

Pn = 13800.389 + 1528.410 - 151.675 = 15177.124 kN

Mn = Cc x 163.844 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2431.825 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=160.230)| = 0.0087 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 707.440 mm, a = k1 x c = 601.324 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-707.44) / 707.44 = 0.00048

→ 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} = 18225.974 kN ≥ Pn = 15177.124 kN

ΦPn = 0.78 x 15177.124 = 11888.747 kN ≥ Pu = 891.231 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.160 = 1905.032 kN.m ≥ Mu = 142.809 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 = 570.278 kN

≥ Vu (= 501.599 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	900	100	800	954.546	1217.66	1275.6

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0088) ≤ 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 = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2541440.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 23831960.0

= 422.543 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 2541.440 = 7421.217 kN

Mb = Cc x 273.457 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3618.367 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 487.571 mm, e = Mu/Pu = 1275.644 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 207.08 mm, a = k1 x c = 176.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 176021.957 = 4039.704 kN

∑Csi = 548.550 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 4039.704 + 548.550 - 2541.440 = 2046.814 kN

Mn = Cc x 334.532 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2610.996 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1275.639) | = 0.0046 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 207.085 mm, a = k1 x c = 176.022 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-207.08) / 207.08 = 0.00859

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} = 18919.746 kN ≥ Pn = 2046.814 kN

ΦPn = 0.85 x 2046.814 = 1739.792 kN ≥ Pu = 954.546 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.276 = 2219.355 kN.m ≥ Mu = 1217.660 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 = 558.980 kN

≥ Vu (= 442.811 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	900	80	820	954.546	403.271	422.5

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0088) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 2541440.0 x 800.000) / 23831960.0

= 477.457 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 = 2395.625 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 2395.625 - 635.520 = 11357.795 kN

Mb = Cc x 213.443 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3073.840 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 270.637 mm, e = Mu/Pu = 422.474 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 203.23 mm, a = k1 x c = 172.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 172745.094 = 3964.500 kN

∑Csi = 1790.554 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 3964.500 + 1790.554 - 635.520 = 5119.534 kN

Mn = Cc x 391.085 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2162.869 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=422.474)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 203.230 mm, a = k1 x c = 172.745 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-203.23) / 203.23 = 0.00910

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} = 18919.746 kN ≥ Pn = 5119.534 kN

ΦPn = 0.85 x 5119.534 = 4351.604 kN ≥ Pu = 954.546 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.422 = 1838.441 kN.m ≥ Mu = 403.271 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 = 572.955 kN

≥ Vu (= 442.811 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	1,056	100	956	222.57	612.735	2753

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0062) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1056.0 x 1000.0 = 24235200.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (24235200.0 x 528.00 + 1838560.0 x 100.000 + 776160.0 x 976.000) / 26849920.0

= 511.643 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 573.60 mm, ab = k1 x cb = 487.56 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 487560.000 = 11189.502 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 11189.502 + 731.628 - 1838.560 = 10082.570 kN

Mb = Cc x 300.577 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4459.874 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 442.335 mm, e = Mu/Pu = 2752.992 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.74 mm, a = k1 x c = 98.38 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98376.031 = 2257.730 kN

∑Csi = 314.956 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2257.730 + 314.956 - 1838.560 = 734.126 kN

Mn = Cc x 462.455 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2021.040 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2752.989) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1056.00 - 100.00 = 956.000 mm

c = 115.737 mm, a = k1 x c = 98.376 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (956.00-115.74) / 115.74 = 0.02178

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} = 21359.920 kN ≥ Pn = 734.126 kN

ΦPn = 0.85 x 734.126 = 624.007 kN ≥ Pu = 222.570 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.753 = 1717.886 kN.m ≥ Mu = 612.735 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 528.794 kN

≥ Vu (= 492.840 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	900	80	820	222.57	400.778	1800.7

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ 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 = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 800.000) / 23269720.0

= 465.312 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 = 776.160 kN

Pb = 9597.690 + 1733.073 - 776.160 = 10554.603 kN

Mb = Cc x 225.588 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3044.221 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 288.426 mm, e = Mu/Pu = 1800.678 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 86.02 mm, a = k1 x c = 73.12 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 73119.264 = 1678.087 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1224.266 kN

Pn = 1678.087 + 0.000 - 1224.266 = 453.821 kN

Mn = Cc x 428.753 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 817.182 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1800.669) | = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 86.023 mm, a = k1 x c = 73.119 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-86.02) / 86.02 = 0.02560

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} = 18495.760 kN ≥ Pn = 453.821 kN

ΦPn = 0.85 x 453.821 = 385.748 kN ≥ Pu = 222.570 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.801 = 694.608 kN.m ≥ Mu = 400.778 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 = 542.014 kN

≥ Vu (= 492.840 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	900	100	800	205.662	66.205	321.9

㉯ 철근비 검토

As = 2342.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ 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 = 937120.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 937120.0 x 100.000 + 776160.0 x 820.000) / 22368280.0

= 448.175 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 = 731.628 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pb = 9363.600 + 731.628 - 937.120 = 9158.108 kN

Mb = Cc x 247.825 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2918.850 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 318.718 mm, e = Mu/Pu = 321.913 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 474.55 mm, a = k1 x c = 403.37 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 403366.089 = 9257.252 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 937.120 kN

Pn = 9257.252 + 731.628 - 937.120 = 9051.760 kN

Mn = Cc x 246.492 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2913.943 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=321.920) | = 0.0068 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 474.548 mm, a = k1 x c = 403.366 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-474.55) / 474.55 = 0.00206

→ 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} = 17815.984 kN ≥ Pn = 9051.760 kN

ΦPn = 0.78 x 9051.760 = 7090.545 kN ≥ Pu = 205.662 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.322 = 2282.540 kN.m ≥ Mu = 66.205 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 = 528.097 kN

≥ Vu (= 486.840 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	900	80	820	205.662	276.942	1346.6

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2342.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ 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 = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 776160.0 x 80.000 + 937120.0 x 800.000) / 22368280.0

= 451.825 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 = 883.353 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 9597.690 + 883.353 - 776.160 = 9704.883 kN

Mb = Cc x 239.075 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2890.729 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 297.863 mm, e = Mu/Pu = 1346.592 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 85.83 mm, a = k1 x c = 72.96 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 72958.679 = 1674.402 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1008.158 kN

Pn = 1674.402 + 0.000 - 1008.158 = 666.244 kN

Mn = Cc x 415.345 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 897.164 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1346.600) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 85.834 mm, a = k1 x c = 72.959 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-85.83) / 85.83 = 0.02566

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} = 17815.984 kN ≥ Pn = 666.244 kN

ΦPn = 0.85 x 666.244 = 566.307 kN ≥ Pu = 205.662 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.347 = 762.585 kN.m ≥ Mu = 276.942 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 820.00 = 541.299 kN

≥ Vu (= 486.840 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	900	100	800	272.831	528.127	1935.7

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + 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 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2541440.0 x 100.000 + 776160.0 x 820.000) / 23972600.0

= 424.874 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 = 731.628 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 9363.600 + 731.628 - 2541.440 = 7553.788 kN

Mb = Cc x 271.126 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3653.445 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 483.657 mm, e = Mu/Pu = 1935.727 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 163.98 mm, a = k1 x c = 139.38 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 139384.222 = 3198.868 kN

∑Csi = 551.722 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3198.868 + 551.722 - 2541.440 = 1209.149 kN

Mn = Cc x 355.182 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2340.576 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1935.721) | = 0.0059 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 163.981 mm, a = k1 x c = 139.384 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-163.98) / 163.98 = 0.01164

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} = 19025.802 kN ≥ Pn = 1209.149 kN

ΦPn = 0.85 x 1209.149 = 1027.777 kN ≥ Pu = 272.831 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.936 = 1989.496 kN.m ≥ Mu = 528.127 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 = 530.867 kN

≥ Vu (= 431.887 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	900	80	820	272.831	496.132	1818.5

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0092) ≤ 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 = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 776160.0 x 80.000 + 2541440.0 x 800.000) / 23972600.0

= 475.126 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 = 2395.625 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 9597.690 + 2395.625 - 776.160 = 11217.155 kN

Mb = Cc x 215.774 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3155.894 kN.m

eb < e ⟶ 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 281.345 mm, e = Mu/Pu = 1818.458 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 88.37 mm, a = k1 x c = 75.12 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 75117.185 = 1723.939 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1277.708 kN

Pn = 1723.939 + 0.000 - 1277.708 = 446.231 kN

Mn = Cc x 437.567 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 811.450 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1818.450)| = 0.0084 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 88.373 mm, a = k1 x c = 75.117 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-88.37) / 88.37 = 0.02484

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} = 19025.802 kN ≥ Pn = 446.231 kN

ΦPn = 0.85 x 446.231 = 379.297 kN ≥ Pu = 272.831 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.818 = 689.735 kN.m ≥ Mu = 496.132 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 = 544.138 kN

≥ Vu (= 431.887 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 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

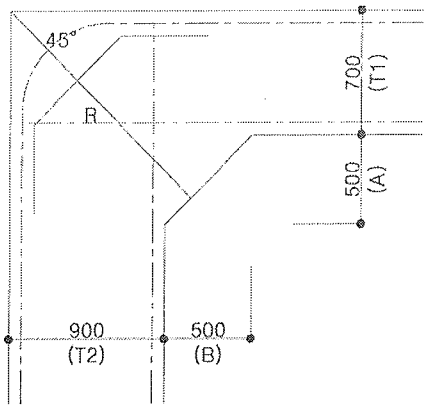
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 809.157 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 809.157 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 809.16 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 1.835 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 809.16 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 6054.607 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6054.607 mm² - 2026.800 mm²

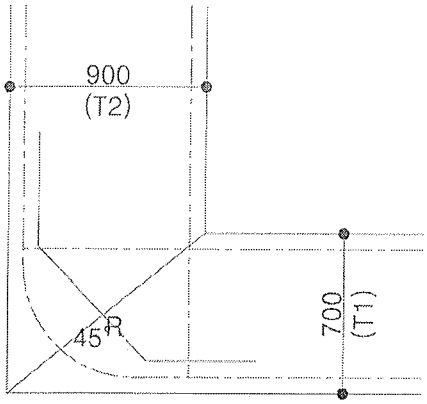
= 4027.807 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 4EA , H25 - 4EA

∴ Total As = 4596.400 mm² > Req'd As (= 4027.807 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 845.392 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 845.392 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 845.39 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 3.252 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 845.39 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 8238.419 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

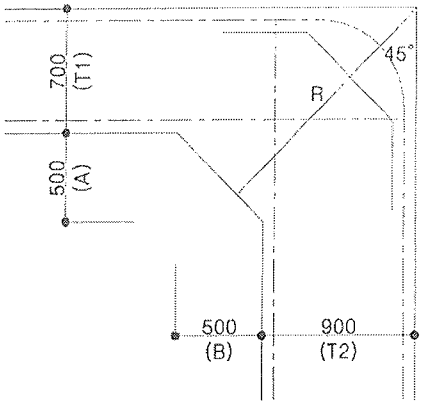
Req'd As = As - Asb
= 8238.419 mm² - 3176.800 mm²
= 5061.619 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA

∴ Total As = 6353.600 mm² > Req'd As (= 5061.619 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 301.762 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 301.762 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm^2

∴ Total Asb = 2026.800 mm^2

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 301.76 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 0.684 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 301.76 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 2257.965 \ mm^2$$

Asb = 2026.800 mm^2

Req'd As = As - Asb

= 2257.965 mm^2 - 2026.800 mm^2

= 231.165 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm^2 > Req'd As (= 231.165 mm^2) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.8 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0032690 + \sqrt{(2 \times 0.0229 + (0.0229)^2)} = 0.192$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.192 / 3 = 0.936$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 122941629.000 / (2026.800 \times 620.000 \times 0.936)$

  $= 104.535$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 104.535 \times 2026.800 = 211871.671$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1940.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0023663 + \sqrt{(2 \times 0.0166 + (0.0166)^2)} = 0.166$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.166 / 3 = 0.945$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 122941629.000 / (1940.400 \times 820.000 \times 0.945)$

  $= 81.799$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 81.799 \times 1940.400 = 158722.067$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

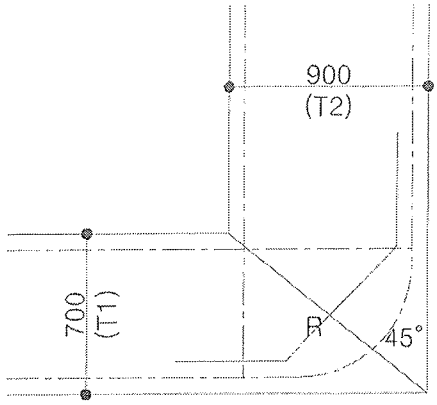
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(211871.671^2 + 158722.067^2)} / 180.0$

  $As = 1470.726$ ㎟

  사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 367.749 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 367.749 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 367.75 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.414 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 367.75 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 3583.747 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3583.747 mm² - 3176.800 mm²
= 406.947 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 406.947 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0041445 + √(2 x 0.0290 + (0.0290)²) = 0.214

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.214 /3 = 0.929

fs = Mo / (As x d x j) = 129766892.000 / (2569.600 x 620.000 x 0.929)

= 87.697 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 87.697 x 2569.600 = 225346.830 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1940.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0023663 + √(2 x 0.0166 + (0.0166)²) = 0.166

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.166 /3 = 0.945

fs = Mo / (As x d x j) = 129766892.000 / (1940.400 x 820.000 x 0.945)

= 86.340 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 86.340 x 1940.400 = 167533.727 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(225346.830² + 167533.727²) / 180.0

As = 1560.001 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ O.K

18. 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 하부슬래브	1경간	좌측	1	717	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	229.270	O.K	1.834
		중앙부	2	620	H25 - 8.0EA	125	209.209	O.K	1.674
		우측	3	717	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	190.678	O.K	1.525
	2경간	좌측	4	767	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	163.731	O.K	1.310
		중앙부	5	600	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	213.046	O.K	1.704
		우측	6	717	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	571.941	O.K	4.576
	1경간	좌측	7	600	H32 - 8.0EA	125	152.479	O.K	1.220
		중앙부	8	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	216.970	O.K	1.736
		우측	9	600	H32 - 8.0EA	125	150.666	O.K	1.205
	2경간	좌측	10	600	H32 - 8.0EA	125	182.064	O.K	1.457
		중앙부	11	600	H32 - 8.0EA	125	392.236	O.K	3.138
		우측 (상면)	12	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	2320.601	O.K	18.565
		우측 (하면)	12	600	H32 - 8.0EA	125	519.812	O.K	4.158
좌측벽체	1층	상부	13	944	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	176.271	O.K	1.410
		중앙부	14	800	H25 - 8.0EA	125	152.818	O.K	1.223
		하부	15	800	H32 - 8.0EA	125	218.901	O.K	1.751
우측벽체	1층	상부	16	956	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1529.630	O.K	12.237
		상부	16	820	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	770.184	O.K	6.161
		중앙부	17	800	H22 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	4527.125	O.K	36.217
		중앙부	17	820	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	499.863	O.K	3.999
		하부	18	800	H32 - 8.0EA	125	995.621	O.K	7.965
		하부	18	820	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	729.675	O.K	5.837

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 535.170 x 1000000 / [4596.400 x (716.665 - 184.971/3)]
= 177.757 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x4596.400)]
= 184.971 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 (210 / 177.76) - 2.5 x 85.50 = 229.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 177.76) = 354.42 mm
Sa는 작은 값인 229.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 229.27 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 478.226 x 1000000 / [4053.600 x (620.000 - 161.336/3)]
= 208.356 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4053.600)]
= 161.336 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 (210 / 208.36) - 2.5 x 67.50 = 209.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.36) = 302.37 mm
Sa는 작은 값인 209.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 209.21 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 586.240 x 1000000 / [4596.400 x (716.668 - 184.971/3)]
= 194.719 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x4596.400)]
= 184.971 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 (210 / 194.72) - 2.5 x 85.50 = 190.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.72) = 323.54 mm
Sa는 작은 값인 190.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.68 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 673.705 x 1000000 / [4596.400 x (766.667 - 192.258/3)]
= 208.620 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x766.7/(7x4596.400)]
= 192.258 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 (210 / 208.62) - 2.5 x 85.50 = 163.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 208.62) = 301.98 mm
Sa는 작은 값인 163.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.73 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 461.669 x 1000000 / [4596.400 x (600.000 - 166.936/3)]
= 184.514 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x4596.400)]
= 166.936 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 (210 / 184.51) - 2.5 x 85.50 = 213.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.51) = 341.44 mm
Sa는 작은 값인 213.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 213.05 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 301.762 x 1000000 / [4596.400 x (716.666 - 184.971/3)]
= 100.230 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x4596.400)]
= 184.971 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 (210 / 100.23) - 2.5 x 85.50 = 571.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 100.23) = 628.55 mm
Sa는 작은 값인 571.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 571.94 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 740.423 x 1000000 / [6353.600 x (600.000 - 190.787/3)]
= 217.254 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x6353.600)]
= 190.787 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 (210 / 217.25) - 2.5 x 84.00 = 152.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.25) = 289.98 mm
Sa는 작은 값인 152.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 152.48 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 535.539 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 206.845 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 206.84) - 2.5 x 65.50 = 216.97 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 206.84) = 304.58 mm
Sa는 작은 값인 216.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 216.97 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 744.144 x 1000000 / [6353.600 x (600.000 - 190.787/3)]
= 218.346 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x6353.600)]
= 190.787 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 (210 / 218.35) - 2.5 x 84.00 = 150.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.35) = 288.53 mm
Sa는 작은 값인 150.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 150.67 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 684.551 x 1000000 / [6353.600 x (600.000 - 190.787/3)]
= 200.860 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x6353.600)]
= 190.787 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 (210 / 200.86) - 2.5 x 84.00 = 182.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 200.86) = 313.65 mm
Sa는 작은 값인 182.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 182.06 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 445.652 x 1000000 / [6353.600 x (600.000 - 190.787/3)]
= 130.763 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x6353.600)]
= 190.787 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 (210 / 130.76) - 2.5 x 84.00 = 392.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 130.76) = 481.79 mm
Sa는 작은 값인 392.24 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 392.24 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 70.289 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 27.148 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 27.15) - 2.5 x 65.50 = 2737.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 27.15) = 2320.60 mm
Sa는 작은 값인 2320.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2320.60 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 367.749 x 1000000 / [6353.600 x (600.000 - 190.787/3)]
= 107.904 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x6353.600)]
= 190.787 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 (210 / 107.90) - 2.5 x 84.00 = 519.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 107.90) = 583.85 mm
Sa는 작은 값인 519.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 519.81 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 809.157 x 1000000 / [4596.400 x (944.000 - 216.384/3)]
= 201.912 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x944.0/(7x4596.400)]
= 216.384 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 (210 / 201.91) - 2.5 x 85.50 = 176.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.91) = 312.02 mm
Sa는 작은 값인 176.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 176.27 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 633.864 x 1000000 / [4053.600 x (800.000 - 186.579/3)]
= 211.940 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4053.600)]
= 186.579 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 211.94) - 2.5 x 87.50 = 152.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 211.94) = 297.25 mm
Sa는 작은 값인 152.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 152.82 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 845.392 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 183.609 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 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 (210 / 183.61) - 2.5 x 84.00 = 218.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.61) = 343.12 mm
Sa는 작은 값인 218.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 218.90 mm) ∴ O.K

17) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 167.228 x 1000000 / [4596.400 x (956.000 - 217.932/3)]
= 41.186 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x956.0/(7x4596.400)]
= 217.932 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 (210 / 41.19) - 2.5 x 85.50 = 1698.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 41.19) = 1529.63 mm
Sa는 작은 값인 1529.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1529.63 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.942 x 1000000 / [1940.400 x (820.000 - 136.285/3)]
= 81.799 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1940.400)]
= 136.285 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 81.80) - 2.5 x 70.50 = 786.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 81.80) = 770.18 mm
Sa는 작은 값인 770.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 770.18 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.491 x 1000000 / [2342.800 x (800.000 - 146.414/3)]
= 13.916 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2342.800/1000.0 + 7x2342.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2342.800)]
= 146.414 mm

사용철근량 = 2342.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 2342.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 13.92) - 2.5 x 89.00 = 5436.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 13.92) = 4527.13 mm
Sa는 작은 값인 4527.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4527.13 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 175.059 x 1000000 / [1940.400 x (820.000 - 136.285/3)]
= 116.475 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1940.400)]
= 136.285 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 116.47) - 2.5 x 70.50 = 499.86 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 116.47) = 540.89 mm
Sa는 작은 값인 499.86 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 499.86 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 291.348 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 63.277 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 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 (210 / 63.28) - 2.5 x 84.00 = 1034.53 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 63.28) = 995.62 mm
Sa는 작은 값인 995.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 995.62 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 129.767 x 1000000 / [1940.400 x (820.000 - 136.285/3)]
= 86.340 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1940.400)]
= 136.285 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 86.34) - 2.5 x 70.50 = 735.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 86.34) = 729.68 mm
Sa는 작은 값인 729.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 729.68 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 1.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.70 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 = 1.900 / 28

T = 0.068 m < 0.700 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

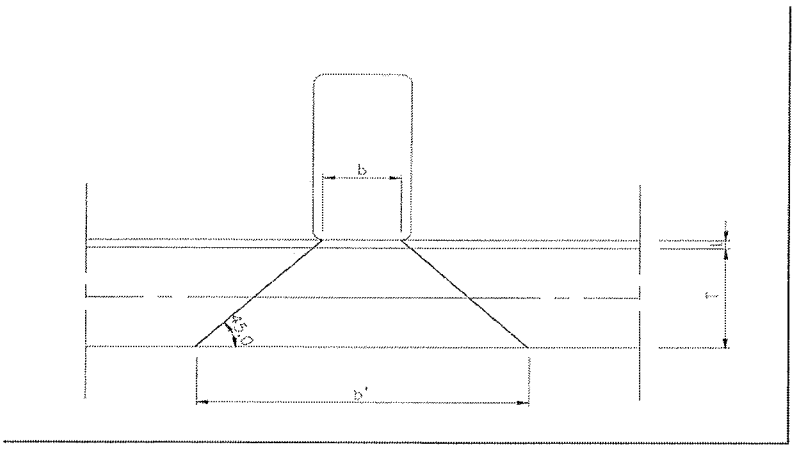
1) 고정하중

- 구체자중 = 620.100 / 11.000 = 56.373 kN/m²
- 상부연직하중 = 90.882 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

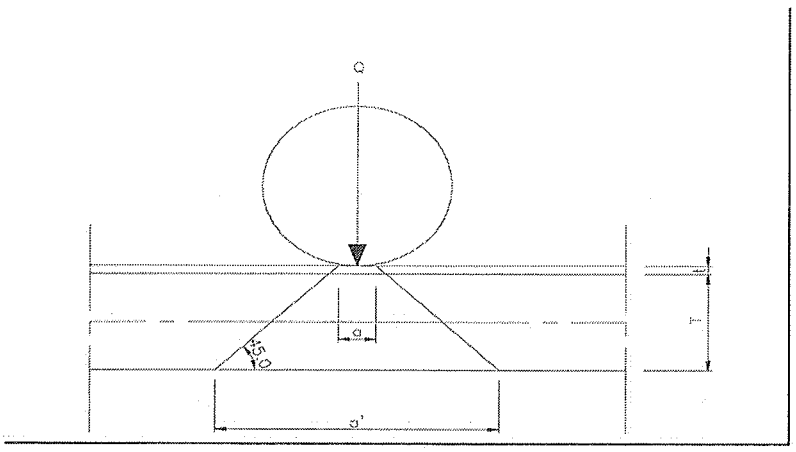


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

$b' = 0.500 + 2 \times (0.700 + 0.040) \times \cot 45°$

$= 1.980$ m



$a' = 0.200 + 2 \times (0.700 + 0.040) \times \cot 45°$

$= 1.680$ m

$Qz = 96.0 / (1.980 \times 1.680) = 28.860$ kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 56.37 + 90.88 + 15.00 + 0.92 + 28.86

= 192.035 kN/m^2

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 668.24 kN/m^2 ≥ Qmax = 192.035 kN/m^2 ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.000	×	0.700	×	25.000			=	192.500	kN/m
- 하부슬래브	:	11.000	×	0.700	×	25.000			=	192.500	kN/m
- 벽체	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	6.400	×	0.040	×	23.000			=	5.888	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.000	×	1.000	×	19.000			=	209.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.000	×	3.679	×	10.000			=	404.690	kN/m
- 수직수압	:	11.000	×	3.679	×	10.000			=	404.690	kN/m
								∴ Σ	=	1676.168	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

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 3.679 \times 19.000 + 3.679^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 50.074$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 50.074 = 53.531$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1676.168 + 53.531 = 1729.699$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 11.000 \times 9.319 \times 10.000$

$= 1025.090$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1729.699 / 1025.090$

$= 1.687 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	11.000	×	0.700	×	25.000			=	192.500	kN/m
- 하부슬래브	:	11.000	×	0.700	×	25.000			=	192.500	kN/m
- 벽체	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	6.400	×	0.040	×	23.000			=	5.888	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	11.000	×	6.600	×	19.000			=	1379.400	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	11.000	×	-1.921	×	10.000			=	-211.310	kN/m
- 수직수압	:	11.000	×	-1.921	×	10.000			=	-211.310	kN/m
							∴ Σ		=	1614.568	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 150.618$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.600 \times -1.921 \times 19.000 + -1.921^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -80.962$ kN/m

∴ $\Sigma = 150.618 + -80.962 = 69.656$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1614.568 + 69.656 = 1684.224$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 11.000 \times 3.719 \times 10.000$

$= 409.090$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1684.224 / 409.090$

$= 4.117 > 1.20$ ∴ 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

$$H = \frac{192.500}{11.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{319.700}{11.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.642 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.642 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{332.200}{11.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.745 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.745 m 이하유지

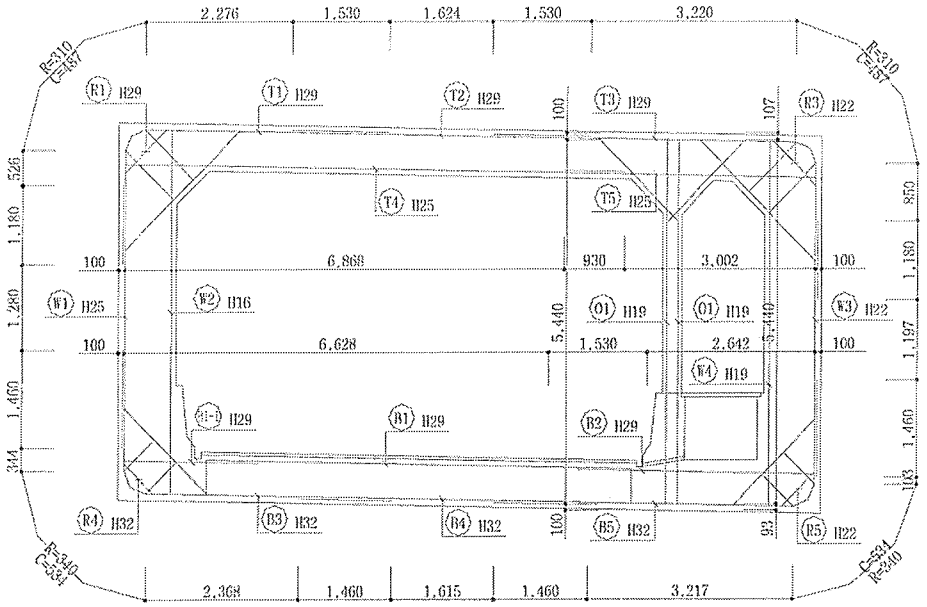
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{651.900}{11.000 \times 10.000 \times 1.100} = 5.388 \text{ m}$$

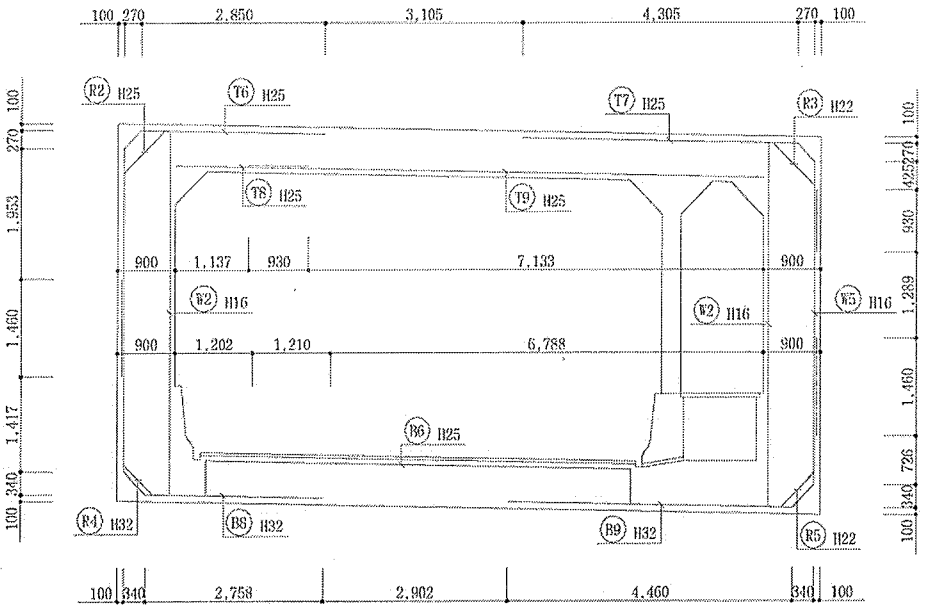
∴ 구조물 저면으로 부터 5.388 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

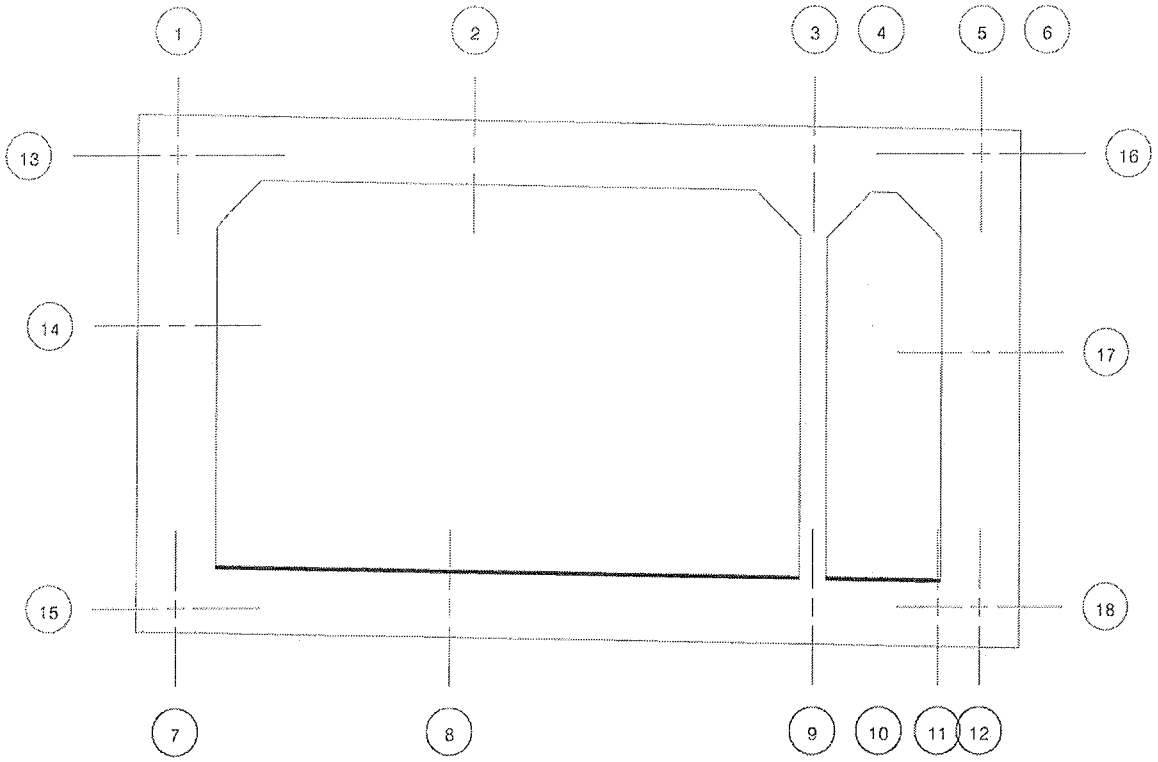


B4

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	717	546.39	635.10	2306.80	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.16
		좌측(하면)	1	1000	620	114.52	237.69	547.48	H19 - 4.0EA	1146.00	2.08
		중앙부	2	1000	620	430.16	467.59	2102.75	H19 - 8.0EA	2292.00	1.09
		우측(상면)	3	1000	717	508.11	635.06	2140.90	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.25
		우측(하면)	3	1000	620	115.34	467.59	551.40	H19 - 8.0EA	2292.00	4.05
	2경간	좌측(상면)	4	1000	767	592.42	680.83	2334.68	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.15
		좌측(하면)	4	1000	620	38.36	467.59	182.44	H19 - 8.0EA	2292.00	12.19
		중앙부(상면)	5	1000	717	375.73	635.02	1572.03	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.69
		중앙부(하면)	5	1000	620	113.86	467.59	544.30	H19 - 8.0EA	2292.00	4.11
		우측(상면)	6	1000	717	375.73	635.02	1572.03	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.69
		우측(하면)	6	1000	620	113.86	237.69	544.27	H19 - 4.0EA	1146.00	2.09
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	620	213.12	319.30	1025.59	H22 - 4.0EA	1548.40	1.50
		좌측(하면)	7	1000	600	831.68	970.14	4351.95	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		중앙부(상면)	8	1000	620	528.10	624.39	2600.24	H22 - 8.0EA	3096.80	1.18
		중앙부(하면)	8	1000	600	46.07	504.63	226.60	H29 - 4.0EA	2569.60	10.95
		우측(상면)	9	1000	620	78.99	624.39	376.71	H22 - 8.0EA	3096.80	7.90
		우측(하면)	9	1000	600	694.77	970.14	3593.29	H29 - 8.0EA	5139.20	1.40
	2경간	좌측(상면)	10	1000	620	23.90	624.39	113.55	H22 - 8.0EA	3096.80	26.13
		좌측(하면)	10	1000	600	621.70	970.14	3195.87	H29 - 8.0EA	5139.20	1.56
		중앙부(상면)	11	1000	620	186.85	624.39	897.69	H22 - 8.0EA	3096.80	3.34
		중앙부(하면)	11	1000	600	558.98	970.14	2858.79	H29 - 8.0EA	5139.20	1.74
		우측(상면)	12	1000	620	269.30	624.39	1301.30	H22 - 8.0EA	3096.80	2.32
		우측(하면)	12	1000	600	564.69	970.14	2889.33	H29 - 8.0EA	5139.20	1.72
		우측(배수구 단면)	12	1000	446	344.15	526.32	3180.20	H29 - 8.0EA	5139.20	1.53

좌측벽체	1층	상부 (외측)	13	1000	944	770.07	1304.20	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	4283.20	1.69
		상부 (내측)	13	1000	820	144.04	2168.49	-	H16 - 8.0EA	4283.20	15.06
		중앙부 (외측)	14	1000	800	541.79	1273.70	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	4283.20	2.35
		중앙부 (내측)	14	1000	820	217.97	2097.46	-	H16 - 8.0EA	4283.20	9.62
		하부 (외측)	15	1000	800	902.56	1851.85	-	H29 - 8.0EA	6728.00	2.05
		하부 (내측)	15	1000	820	214.79	2320.83	-	H16 - 8.0EA	6728.00	10.81
우측벽체	1층	상부 (외측)	16	1000	956	356.78	1059.47	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	4283.20	2.97
		상부 (내측)	16	1000	820	167.91	680.31	-	H16 - 8.0EA	4283.20	4.05
		중앙부 (외측)	17	1000	800	115.72	777.83	-	H16 - 8.0EA	3177.60	6.72
		중앙부 (내측)	17	1000	820	302.32	554.58	-	H16 - 8.0EA	3177.60	1.83
		하부 (외측)	18	1000	800	495.23	1538.94	-	H29 - 8.0EA	6728.00	3.11
		하부 (내측)	18	1000	820	305.30	598.07	-	H16 - 8.0EA	6728.00	1.96

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	3	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	4	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	6	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
		중앙부	8	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
		우측	9	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
	2 경간	좌측	10	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
		중앙부	11	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
		우측	12	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
		우측 (배수구단면)	12	892.0	2647.3	O.K	669.0	2647.3	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부	14	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		하부	15	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	16	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부	17	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		하부	18	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	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	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	389.7	436.1	693.79	2.00	38.62	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	115.6	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	437.2	693.79	2.00	39.60	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	4	389.7	261.1	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	389.7	184.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	389.7	247.3	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	402.7	440.1	716.92	2.00	30.18	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	402.7	228.9	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	402.7	506.8	716.92	2.00	83.97	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	10	402.7	223.5	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	402.7	229.9	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	402.7	222.2	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	12	224.7	515.2	621.25	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	13	544.1	256.2	746.82	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	545.7	156.1	748.44	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	549.0	343.0	751.73	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	상부	16	525.6	258.2	728.31	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	525.1	202.7	727.77	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	527.3	329.6	729.98	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	717	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	191.987	O.K	1.536
		좌측 (하면)	1	620	H19 - 8.0EA	125	9432.537	O.K	75.460
		중앙부	2	620	H19 - 8.0EA	125	181.437	O.K	1.451
		우측 (상면)	3	717	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	202.985	O.K	1.624
	2경간	좌측 (상면)	4	767	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	164.902	O.K	1.319
		중앙부 (상면)	5	717	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	395.149	O.K	3.161
		중앙부 (하면)	5	620	H19 - 8.0EA	125	4416.392	O.K	35.331
		우측 (상면)	6	717	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	395.149	O.K	3.161
		우측 (하면)	6	620	H19 - 8.0EA	125	4416.392	O.K	35.331
상부슬래브	1경간	좌측 (하면)	7	600	H29 - 8.0EA	125	177.429	O.K	1.419
		중앙부 (상면)	8	620	H22 - 8.0EA	125	220.288	O.K	1.762
		우측 (하면)	9	600	H29 - 8.0EA	125	253.288	O.K	2.026
		우측(배수구 단면)	12	446	H29 - 8.0EA	125	315.100	O.K	2.52
	2경간	좌측 (하면)	10	600	H29 - 8.0EA	125	306.945	O.K	2.456
		중앙부 (하면)	11	600	H29 - 8.0EA	125	369.475	O.K	2.956
		우측 (상면)	12	620	H22 - 8.0EA	125	4290.383	O.K	34.323
		우측 (하면)	12	600	H29 - 8.0EA	125	369.253	O.K	2.954
좌측벽체	1층	상부	13	944	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	160.116	O.K	1.281
		중앙부	14	800	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	219.898	O.K	1.759
		중앙부	14	820	H16 - 8.0EA	125	1404.568	O.K	11.237
		하부	15	800	H29 - 8.0EA	125	270.068	O.K	2.161

우측벽체	1층	상부	16	956	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	1028.928	O.K	8.231
		상부	16	820	H16 - 8.0EA	125	946.201	O.K	7.570
		중앙부	17	800	H16 - 8.0EA	125	3571.512	O.K	28.572
		중앙부	17	820	H16 - 8.0EA	125	321.691	O.K	2.574
		하부	18	800	H29 - 8.0EA	125	686.307	O.K	5.490
		하부	18	820	H16 - 8.0EA	125	1609.103	O.K	12.873

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(6.6M × 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)	=	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}) = 30.0 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 : 1.712 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 30.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ = 0.500

9) 설계방법

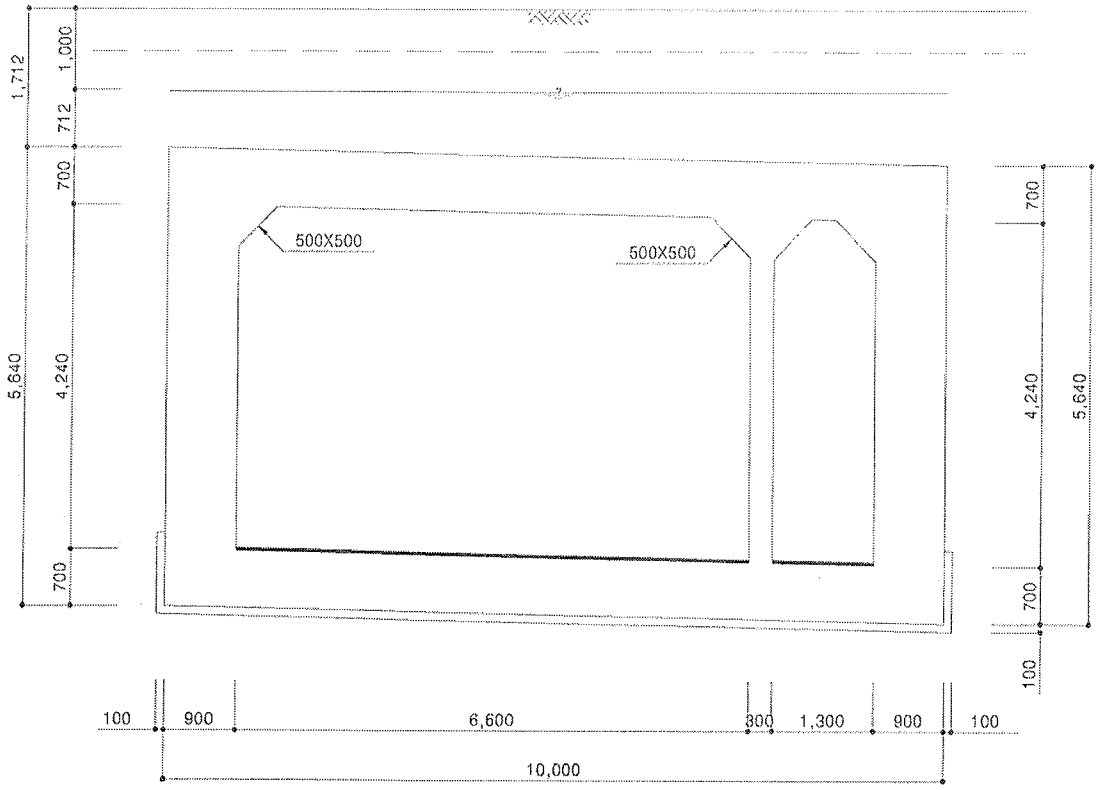
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준 · 해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,712
1,000
712
700
4,240
700
5,640
500X500
500X500
700
4,240
700
5,640
100
100
900
6,600
300
1,300
900
100
10,000

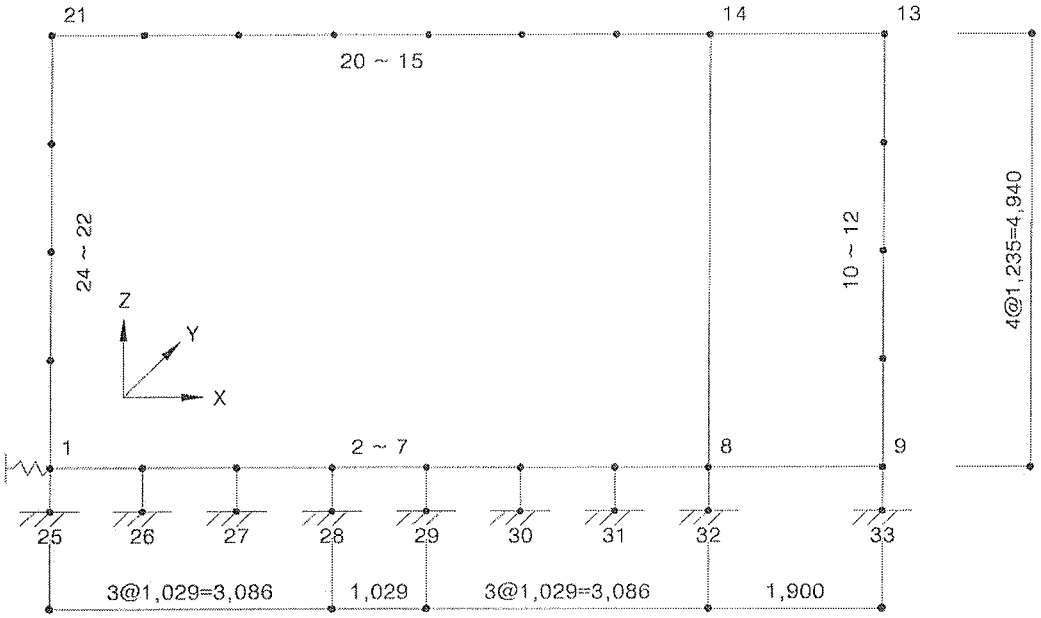
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

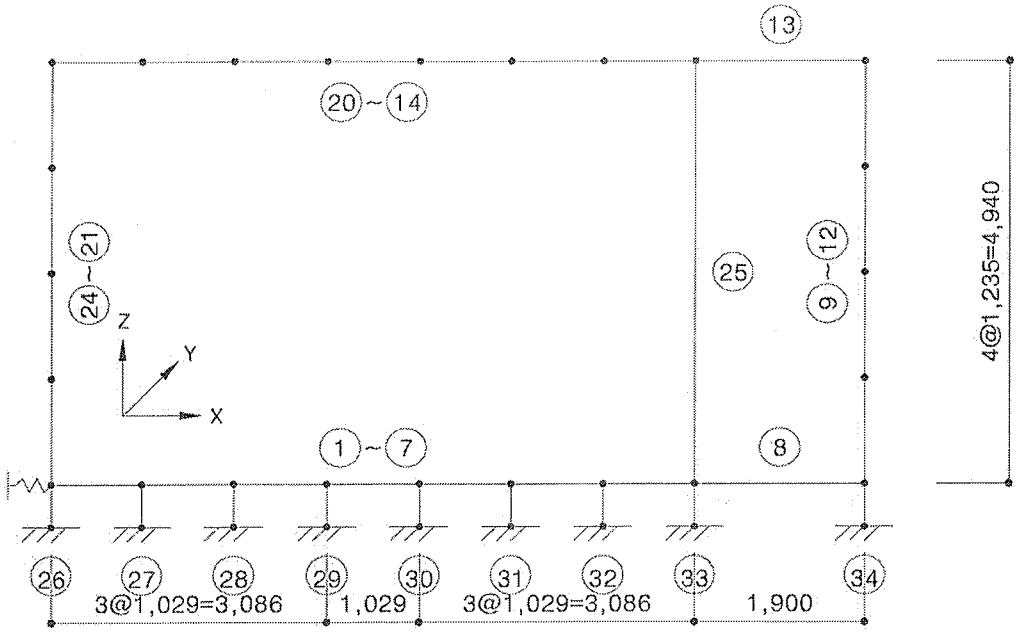
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

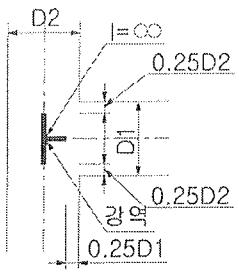
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~8,13~20
2	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	9~12,21~24
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	25

3) 단면좌표

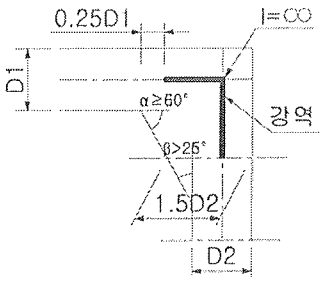
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	18	3.086	5.440
2	1.029	0.500	19	2.057	5.440
3	2.057	0.500	20	1.029	5.440
4	3.086	0.500	21	0.000	5.440
5	4.114	0.500	22	0.000	4.205
6	5.143	0.500	23	0.000	2.970
7	6.171	0.500	24	0.000	1.735
8	7.200	0.500	25	0.000	0.000
9	9.100	0.500	26	1.029	0.000
10	9.100	1.735	27	2.057	0.000
11	9.100	2.970	28	3.086	0.000
12	9.100	4.205	29	4.114	0.000
13	9.100	5.440	30	5.143	0.000
14	7.200	5.440	31	6.171	0.000
15	6.171	5.440	32	7.200	0.000
16	5.143	5.440	33	9.100	0.000
17	4.114	5.440			

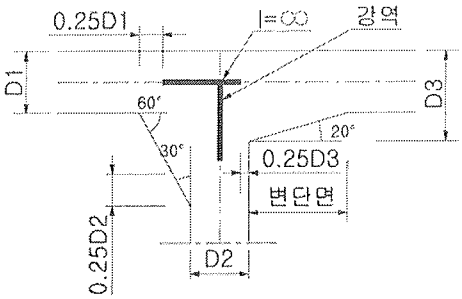
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

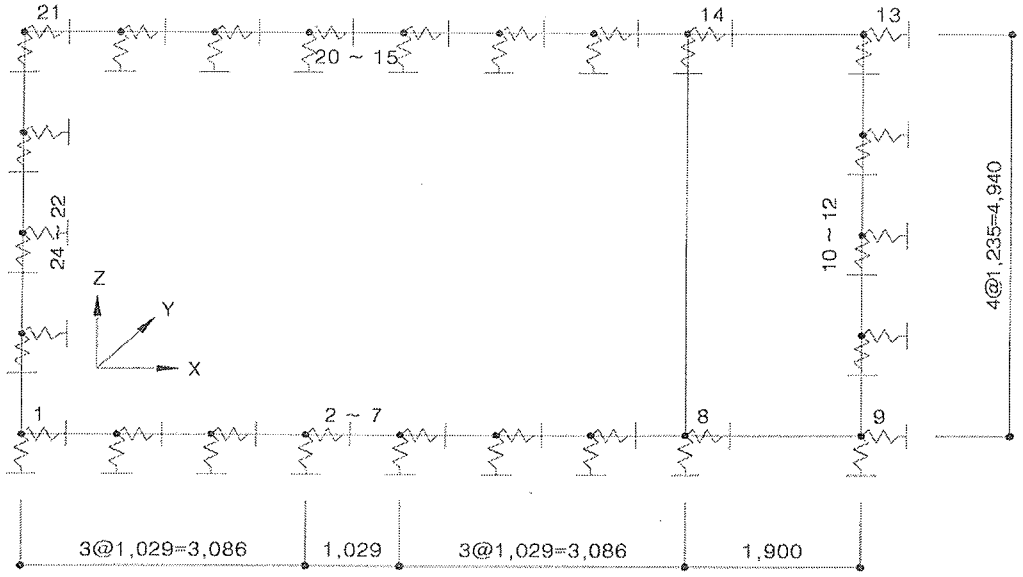
(1) 21 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜
(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜
(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜
(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜
(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜
(6) 13 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜
(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜
(8) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜
(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜
(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 ㎜
(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 ㎜
(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 ㎜
(13) 9 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜
(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

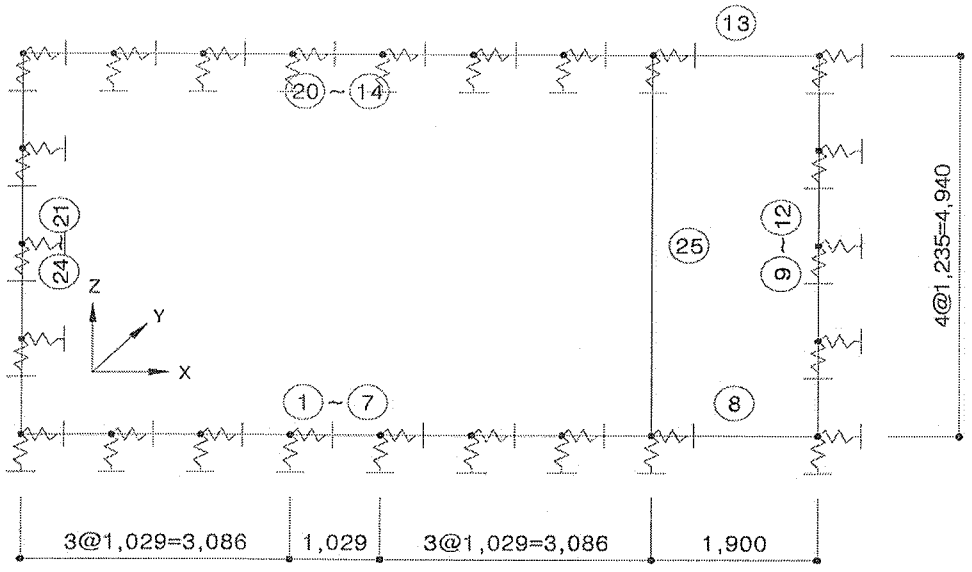
1) Modeling

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

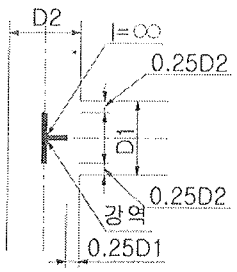
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~8,13~20
2	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	9~12,21~24
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	25

3) 단면좌표

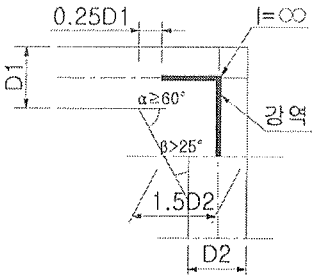
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	9.100	4.940
2	1.029	0.000	14	7.200	4.940
3	2.057	0.000	15	6.171	4.940
4	3.086	0.000	16	5.143	4.940
5	4.114	0.000	17	4.114	4.940
6	5.143	0.000	18	3.086	4.940
7	6.171	0.000	19	2.057	4.940
8	7.200	0.000	20	1.029	4.940
9	9.100	0.000	21	0.000	4.940
10	9.100	1.235	22	0.000	3.705
11	9.100	2.470	23	0.000	2.470
12	9.100	3.705	24	0.000	1.235

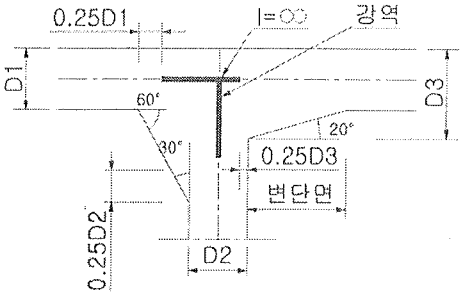
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 21 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 14 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(4) 14 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 ㎜

(5) 14 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 ㎜

(6) 13 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(7) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(8) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜

(9) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

(10) 8 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 ㎜

(11) 8 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 ㎜

(12) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 ㎜

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 ㎜

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 ㎜

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) = √(10.000 × 10.000) = 10.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (10.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 6727.63 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 6487 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 6920 kN/m	2~7
Kv3	Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 9851 kN/m	8
Kv4	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 9419 kN/m	9
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 (EL. : 10.052 ~ 7.452, N=8)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $8^{1/3}$ = 160.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 160.0 = 160.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 160.0^2 = 46972.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 46972.0 = 124006.1 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $8^{1/3}$ = 160.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 160.0 = 128.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 128.0^2 = 30062.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 30062.0 = 79363.7 kN/m²

(2) 퇴적토 (EL. : 7.452 ~ 5.852, N=17)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $17^{1/3}$ = 205.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 205.7 = 205.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 205.7^2 = 86264.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 86264.0 = 227737.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $17^{1/3}$ = 205.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 205.7 = 164.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 164.6^2 = 55236.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 55236.0 = 145823.0 kN/m²

(3) 자갈 (EL. : 5.852 ~ -5.648, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.000 × 10.000) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 124006.1 = 826707.33 kN/m³

Kv = 826707.330 × (10.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 59592.65 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 59592.650 = 19864.22 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.000 × 10.000) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (10.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 187162.67 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 187162.670 = 62387.56 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 124006.1 = 826707.33 kN/m³

Kh = 826707.330 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 91565.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 91565.820 = 30521.94 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 227737.0 = 1518246.67 kN/m³

Kh = 1518246.670 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 168160.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 168160.480 = 56053.49 kN/m³

(5) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 287580.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 287580.810 = 95860.27 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.900/2 + 1.029/2) = 87261 kN/m	14
Ksb1	Ksb x (1.900/2 + 1.029/2) = 29087 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 61295 kN/m	15~20
Ksb2	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 20432 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 355162 kN/m	10~11,23,24
Kss1	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 118387 kN/m	
Kh2	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 207678 kN/m	12,22
Kss2	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 69226 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 192510 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 64170 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 274059 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.029/2 + 1.900/2) = 91353 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 180478 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv2	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 262028 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv3	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 83430 kN/m	13
Ksb3	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 88590 kN/m	
Kv4	Kv x (1.029/2 + 0.900/2) = 57464 kN/m	21
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 88590 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.000 × 10.000) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 79363.7 = 529091.33 kN/m³

Kv = 529091.330 × (10.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 38139.20 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 38139.200 = 12713.07 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.000 × 10.000) = 10.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (10.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 119784.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 119784.090 = 39928.03 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 79363.7 = 529091.33 kN/m³

Kh = 529091.330 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 58601.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 58601.980 = 19533.99 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 145823.0 = 972153.33 kN/m³

Kh = 972153.330 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 107675.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 107675.370 = 35891.79 kN/m³

(5) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 184051.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 184051.690 = 61350.56 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.900/2 + 1.029/2) = 55847 kN/m	14
Ksb1	Ksb x (1.900/2 + 1.029/2) = 18616 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 39229 kN/m	15~20
Ksb2	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 13076 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 227304 kN/m	10~11,23,24
Kss1	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 75768 kN/m	
Kh2	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 132979 kN/m	12,22
Kss2	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 44326 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 123206 kN/m	2~7
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 41069 kN/m	
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.900/2) = 175398 kN/m	8
Ksb2	Ksb x (1.029/2 + 1.900/2) = 58466 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.029/2) = 115506 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv2	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 167698 kN/m	9
Ksb2	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv3	Kv x (1.900/2 + 0.900/2) = 53395 kN/m	13
Ksb3	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 56697 kN/m	
Kv4	Kv x (1.029/2 + 0.900/2) = 36777 kN/m	21
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 56697 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능기준 재현주기	기능수행	붕괴방지
	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	: 1.212 × 19.00	= 23.028	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 34.528	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)	: 0.712 × 10.00	= 7.120	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 28.120	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 1.712m

- Wl1 = 39.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 39.000 × 0.500 = 19.500 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 1.562 × 19.000) × 0.500 = 20.589 kN/m²

Wh2 = 20.589 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 32.322 kN/m²

Wh3 = 32.322 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 44.054 kN/m²

Wh4 = 44.054 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 55.786 kN/m²

Wh5 = 55.786 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 67.519 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 1.062 × 30.000 = 26.430 kN/m²

Wh2 = 26.430 + 1.235 × 30.000 × 0.500 = 44.955 kN/m²

Wh3 = 44.955 + 1.235 × 30.000 × 0.500 = 63.480 kN/m²

Wh4 = 63.480 + 1.235 × 30.000 × 0.500 = 82.005 kN/m²

Wh5 = 82.005 + 1.235 × 30.000 × 0.500 = 100.530 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 0.712 × 10.000 = 7.120 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 1.062 × 10.000 = 10.620 kN/m²

Ww3 = 10.620 + 1.235 × 10.000 = 22.970 kN/m²

Ww4 = 22.970 + 1.235 × 10.000 = 35.320 kN/m²

Ww5 = 35.320 + 1.235 × 10.000 = 47.670 kN/m²

Ww6 = 47.670 + 1.235 × 10.000 = 60.020 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (1.712 + 5.640 - 1.000) × 10.000 = 63.520 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	2.442	160.000	128.000	18.000	0.061	0.076
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.558	294.700	235.800	20.000	0.075	0.094
계					0.459	0.574

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.459 = 0.574	1.25 Tg' = 1.25 × 0.574 = 0.717

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)

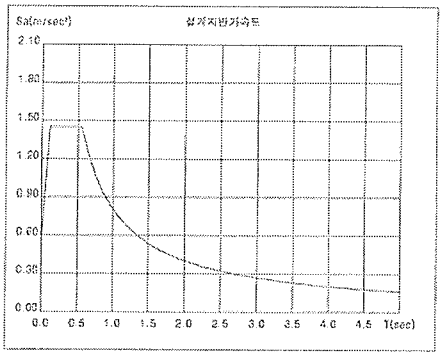
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.403 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.300 m/s²

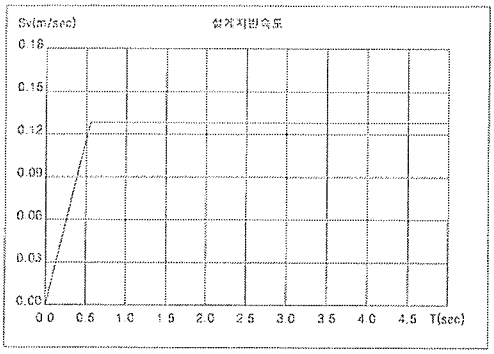
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.574 / 2π × 1.403 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.717 / 2π × 2.300 = 0.262 m/s

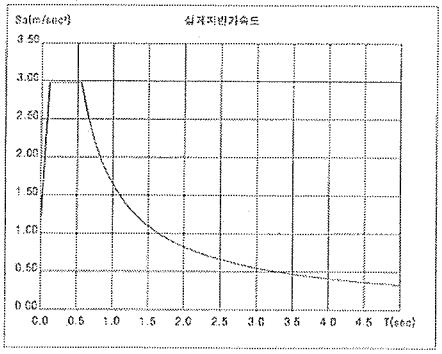
6) 설계응답 응답스펙트럼

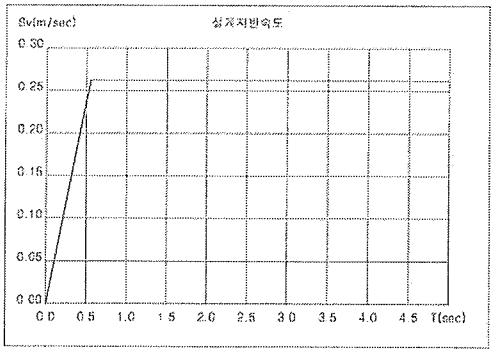
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 2.062 m
- 하부슬래브 EL. = 7.002 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.574 \times \cos(\pi \times 2.062 / (2 \times 30.000)) = 0.014802$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.574 \times \cos(\pi \times 7.002 / (2 \times 30.000)) = 0.013899$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.717 \times \cos(\pi \times 2.062 / (2 \times 30.000)) = 0.037846$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.717 \times \cos(\pi \times 7.002 / (2 \times 30.000)) = 0.035537$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 19864.220 × (0.014802 - 0.013899) = 17.937 kN/m²	Po = 12713.070 × (0.037846 - 0.035537) = 29.354 kN/m²

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)
2.062	91565.820	0.014802	0.000903	82.684
3.297	168160.480	0.014667	0.000768	129.147
4.532	287580.810	0.014471	0.000572	164.496
5.767	287580.810	0.014215	0.000316	90.876
7.002	287580.810	0.013899	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
2.062	58601.980	0.037846	0.002309	135.312
3.297	107675.370	0.037501	0.001964	211.474
4.532	184051.690	0.037000	0.001463	269.268
5.767	184051.690	0.036345	0.000808	148.714
7.002	184051.690	0.035537	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	46972.000 × 0.000070 = 3.290	30062.000 × 0.000178 = 5.350
Vb	147525.000 × 0.000266 = 39.240	94416.000 × 0.000680 = 64.200
Vs	(3.290 + 39.240) / 2 = 21.270	(5.350 + 64.200) / 2 = 34.780

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×1.712) = 1.262	fu = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×1.712) = 3.103

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×6.652) = 1.166	fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×6.652) = 2.867

③ 중간벽체

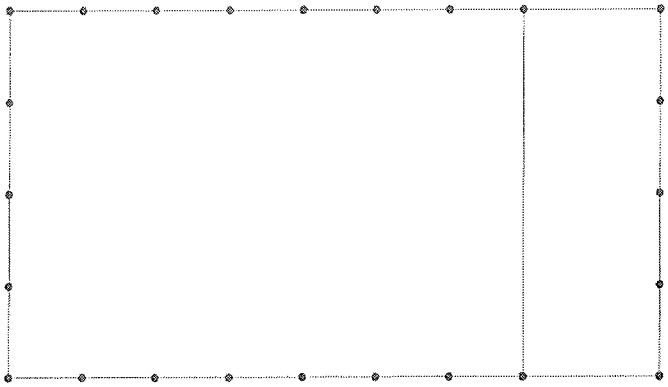
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×1.712) = 0.541	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×1.712) = 1.330
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×6.652) = 0.500	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×6.652) = 1.229

④ 측벽

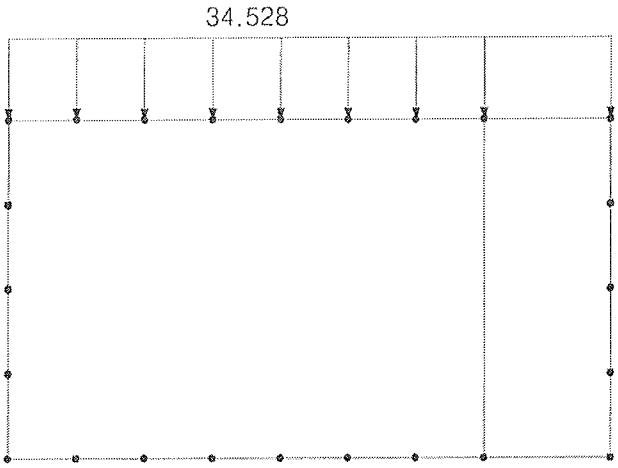
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×1.712) = 1.622	f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×1.712) = 3.990
f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×2.947) = 1.591	f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×2.947) = 3.914
f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×4.182) = 1.561	f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×4.182) = 3.838
f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×5.417) = 1.530	f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×5.417) = 3.762
f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×6.652) = 1.499	f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×6.652) = 3.686

10. 하 중 재 하 (상시)

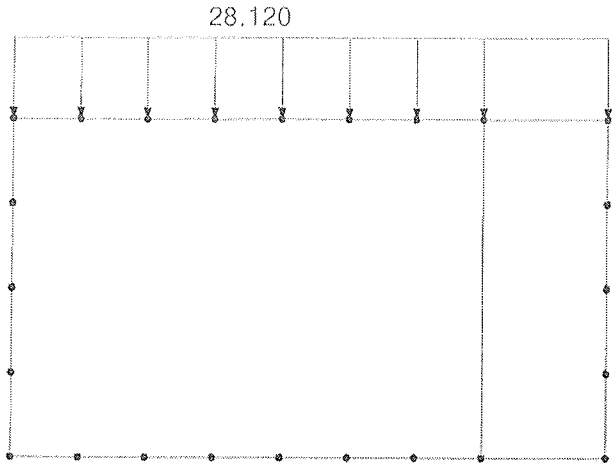
1) CASE1 - 구체자중(SW)



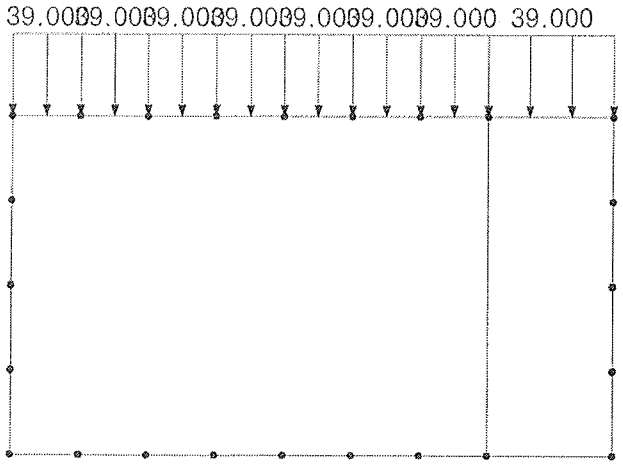
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



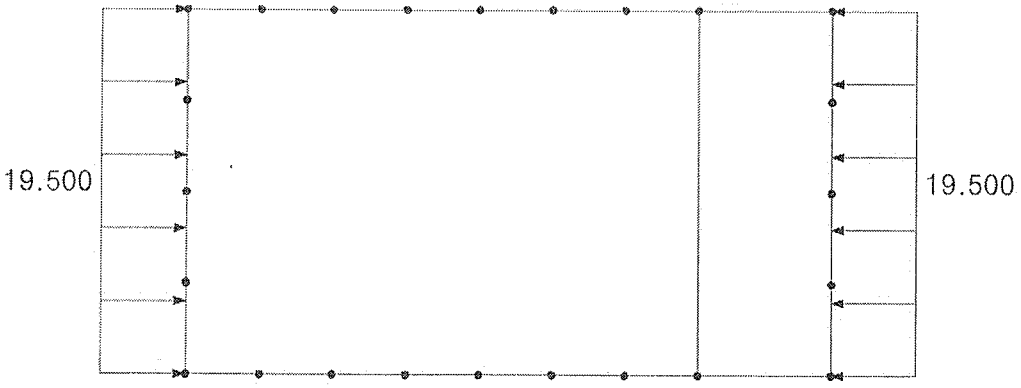
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



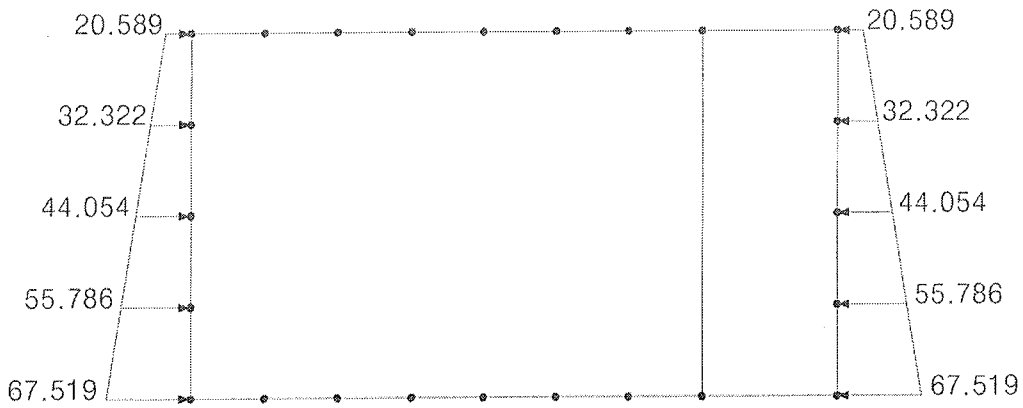
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



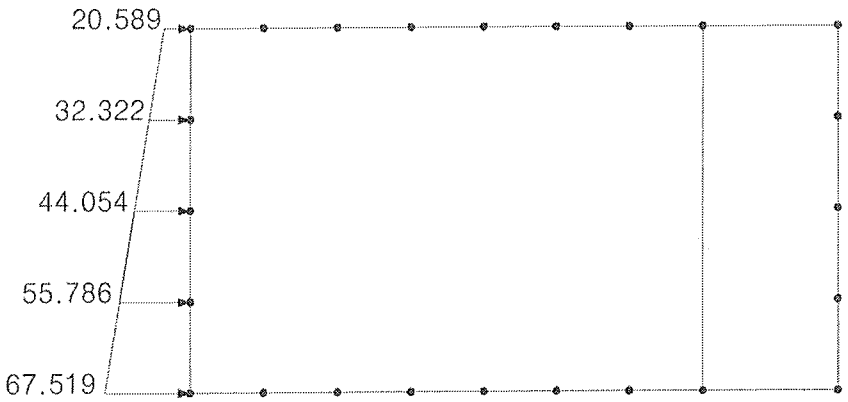
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



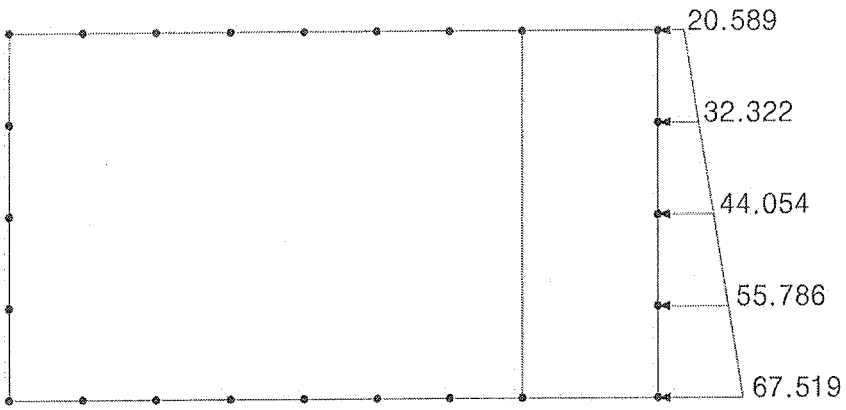
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



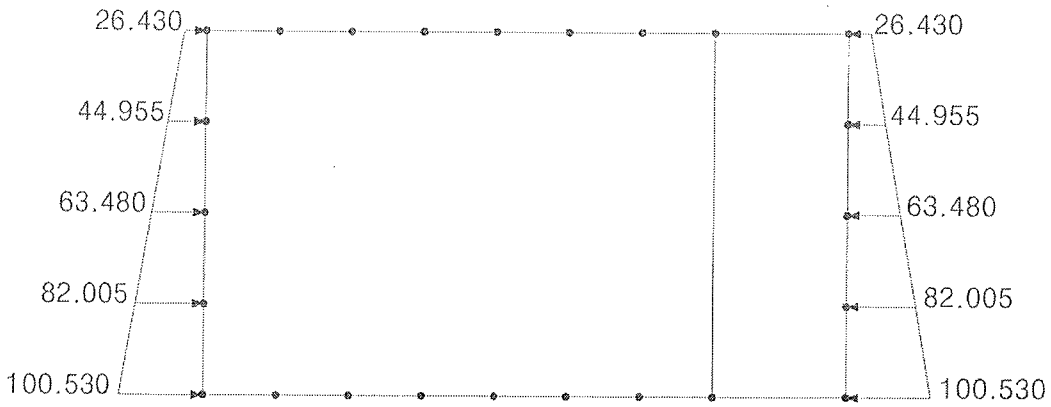
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



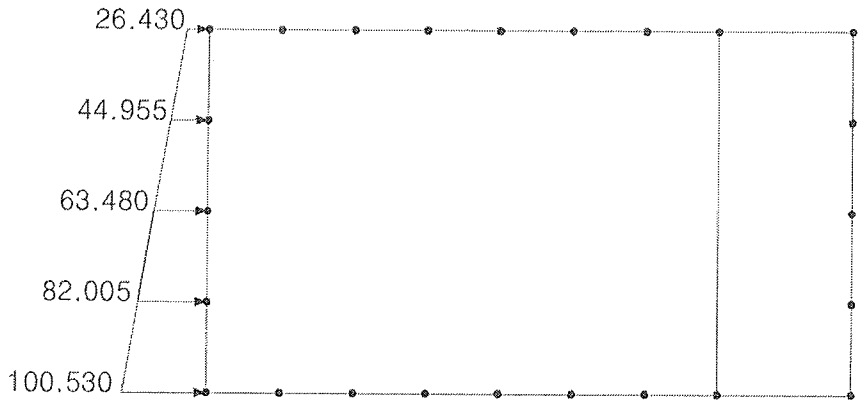
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



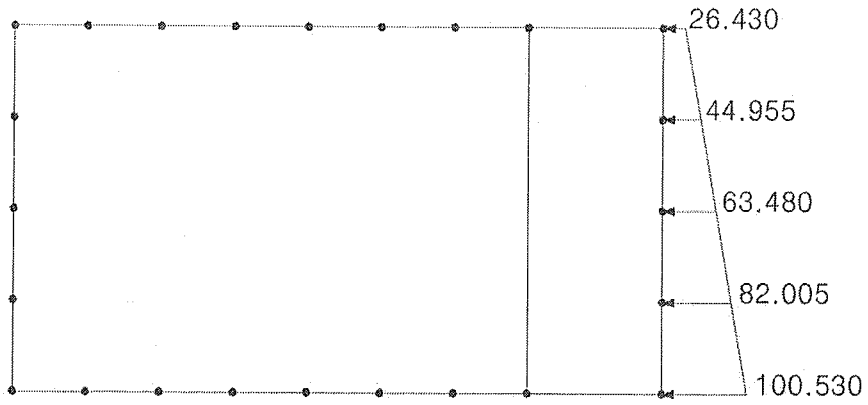
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



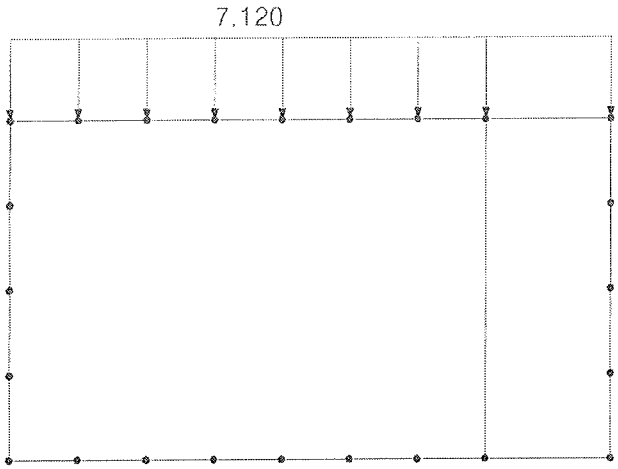
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



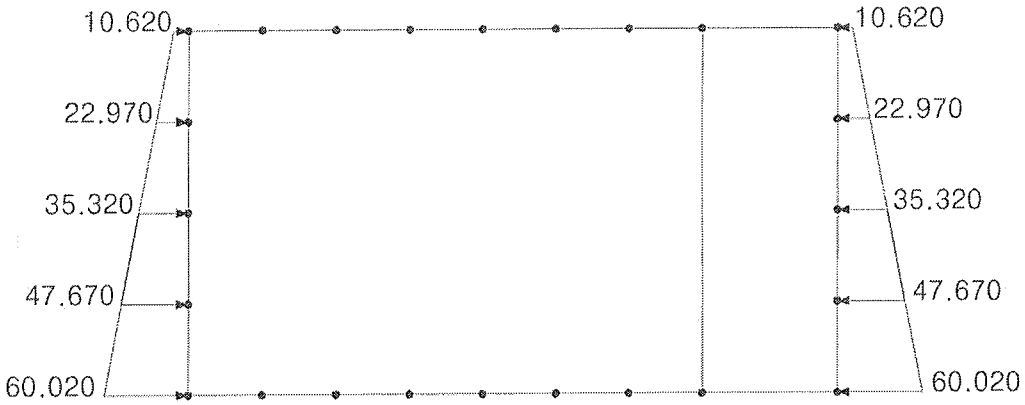
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



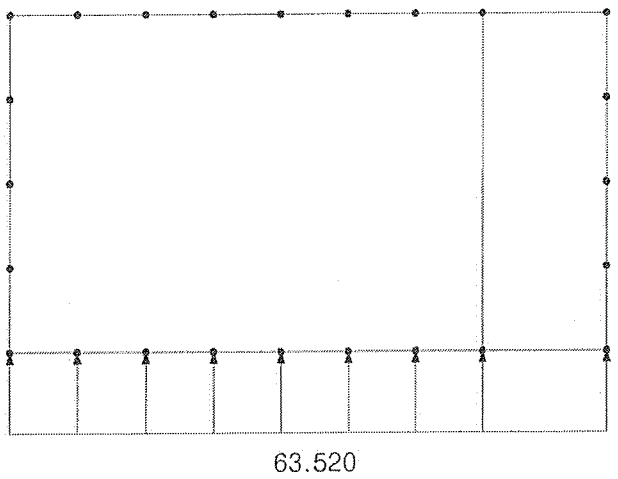
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



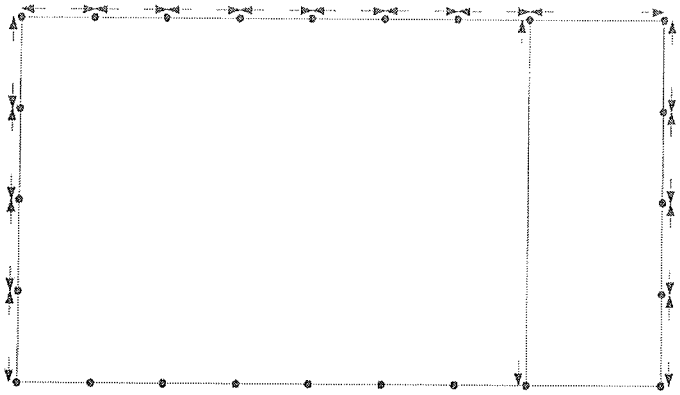
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



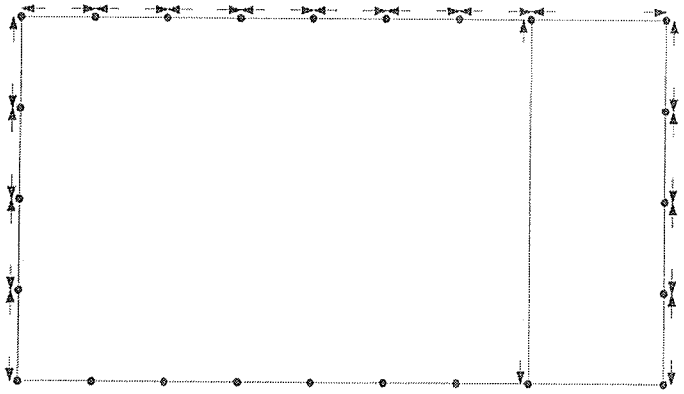
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



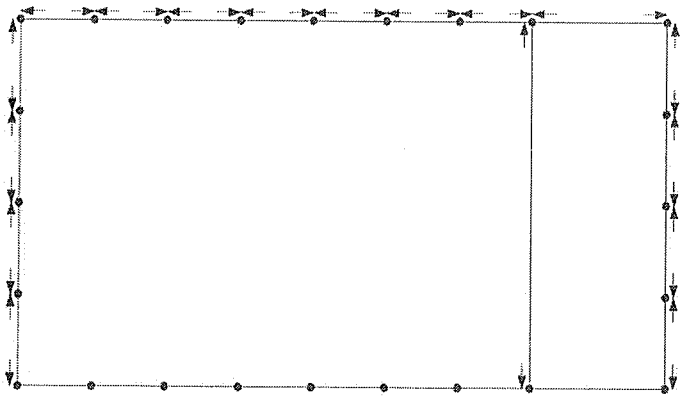
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

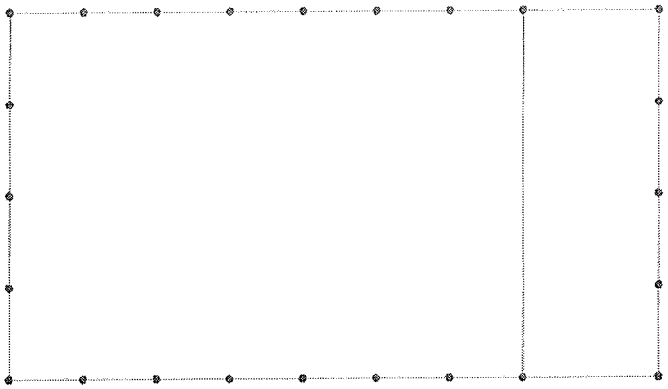


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

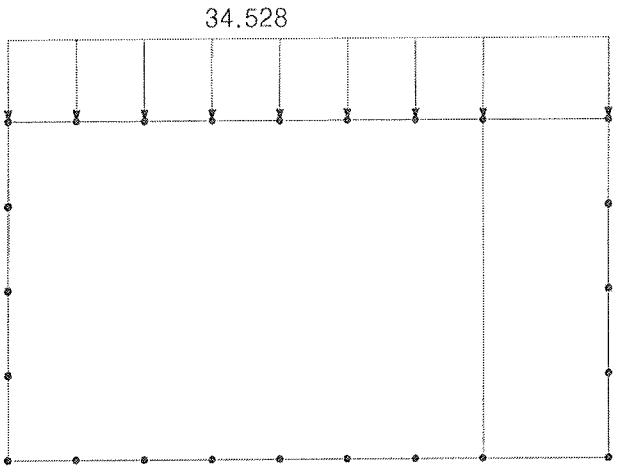


11. 하중 재하 (기능수행)

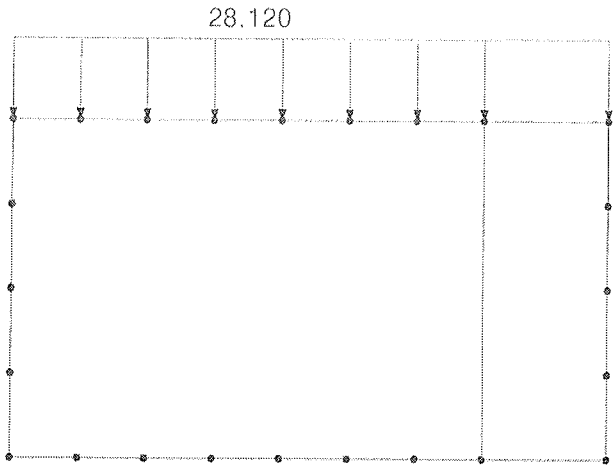
1) CASE1 - 구체자중(SW)



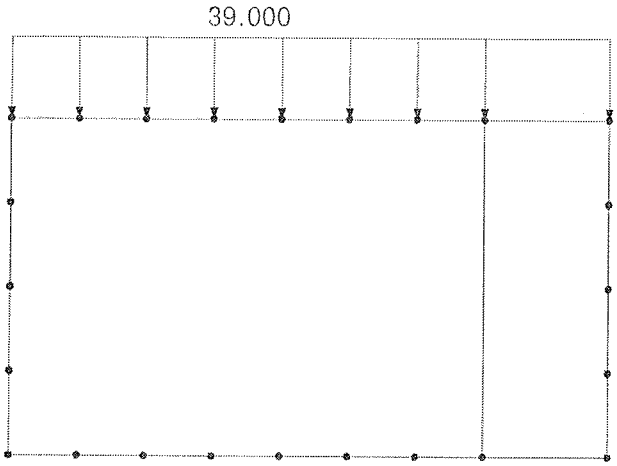
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



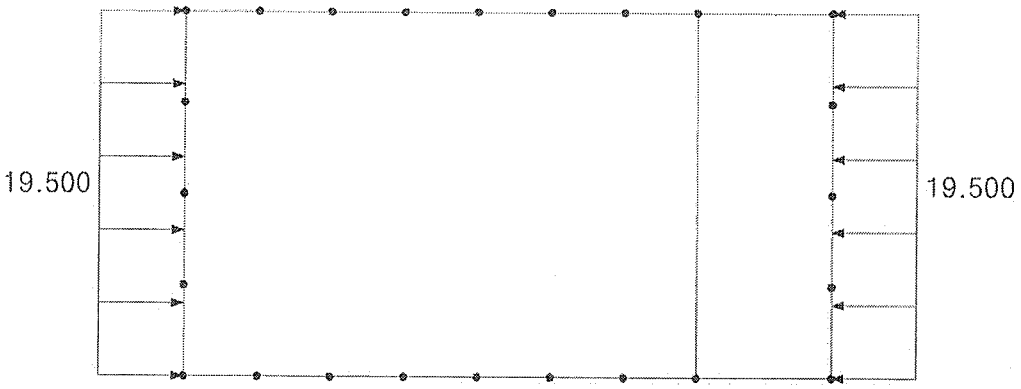
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



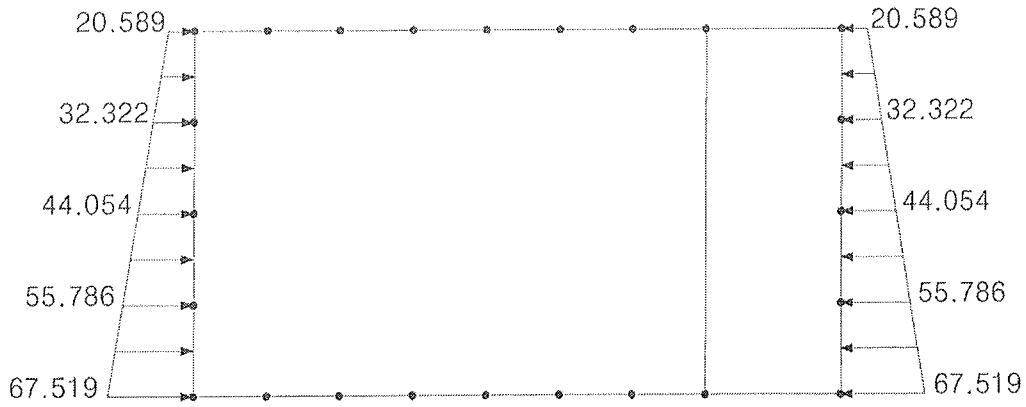
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



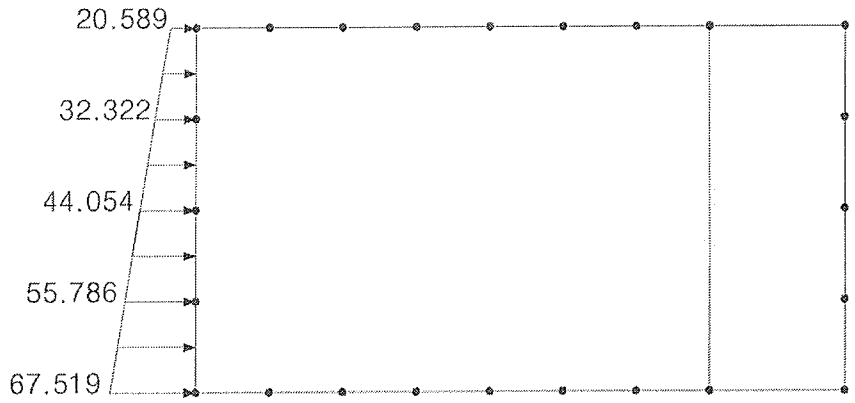
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



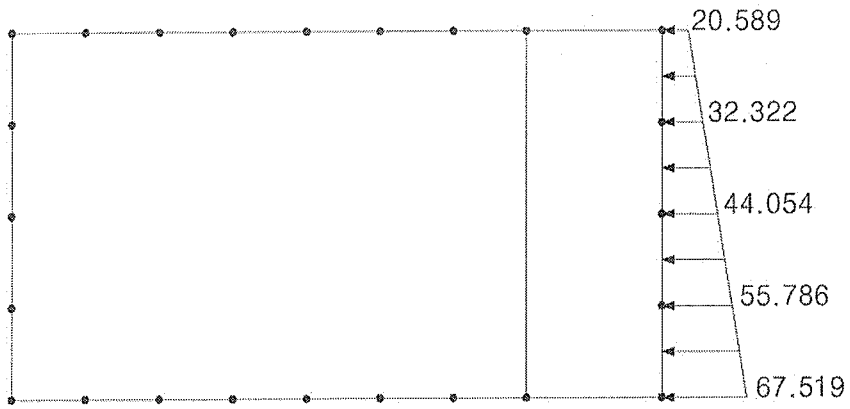
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



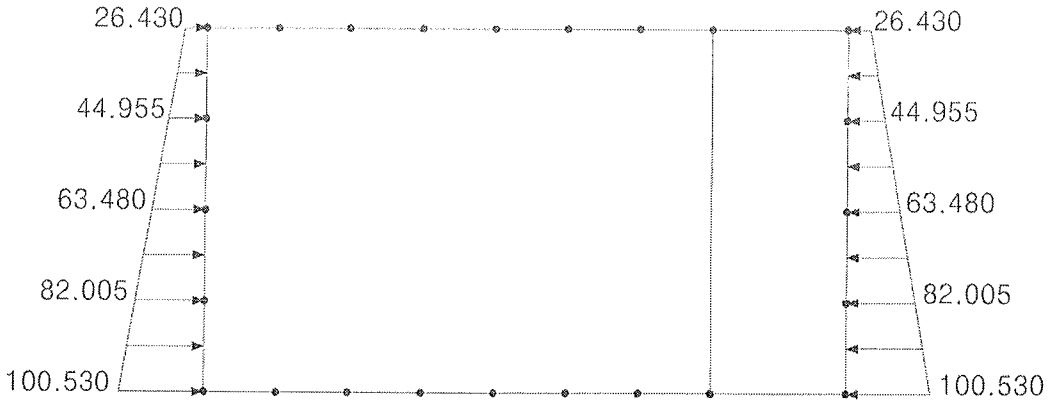
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



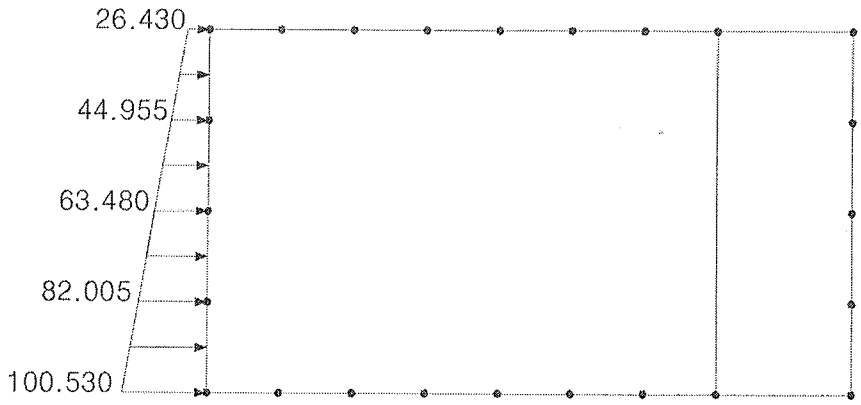
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



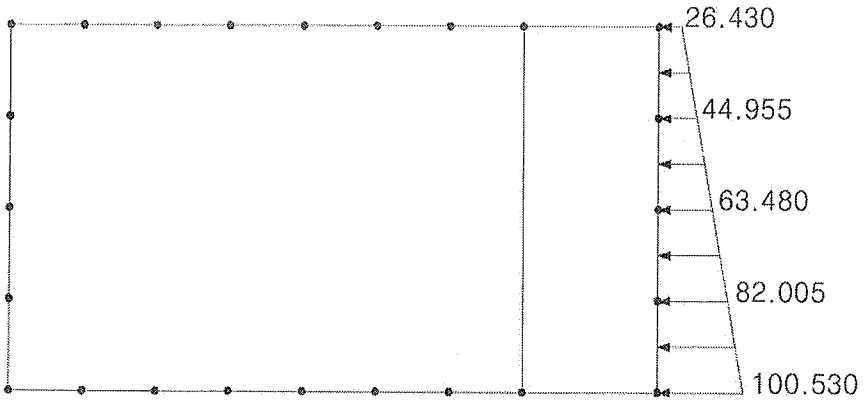
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



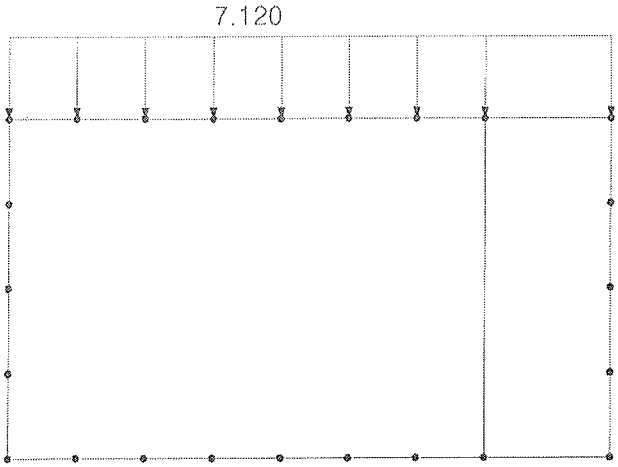
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



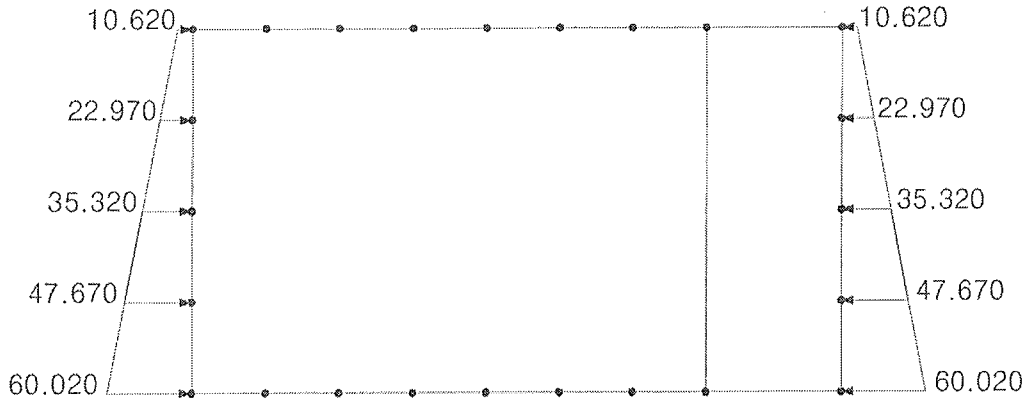
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



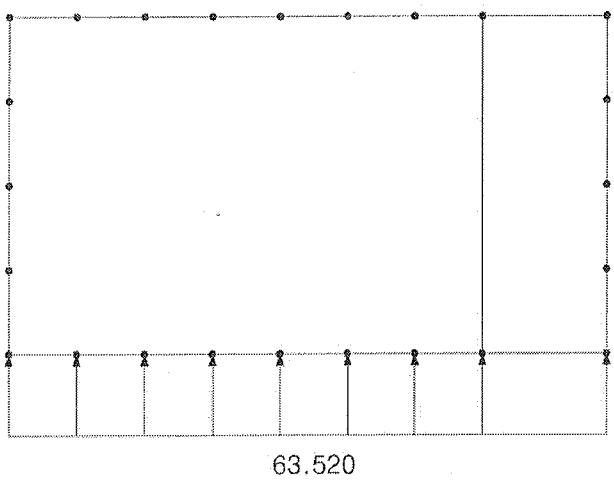
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

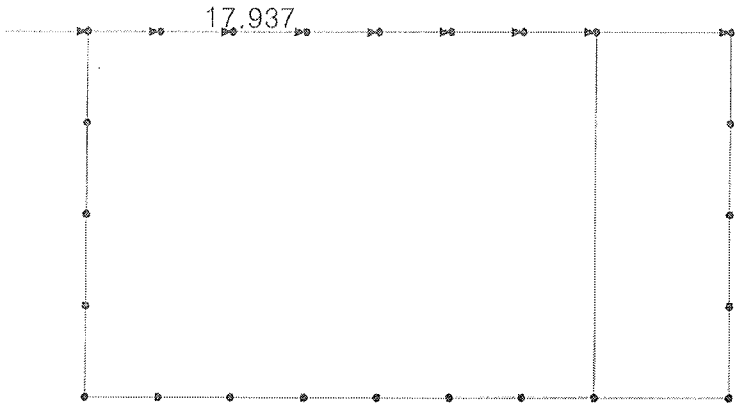


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

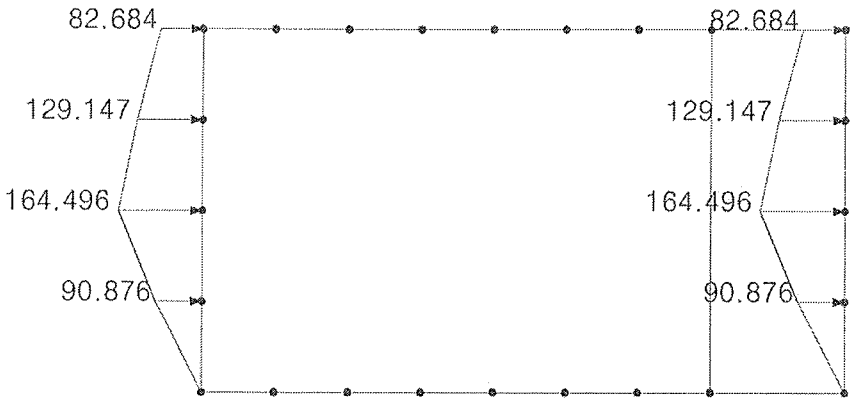


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

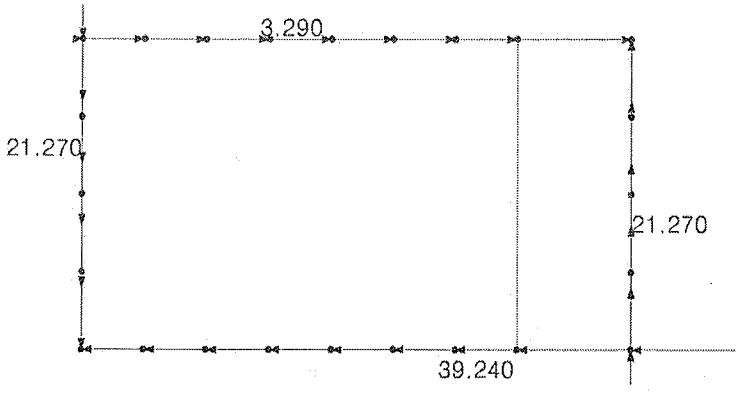
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



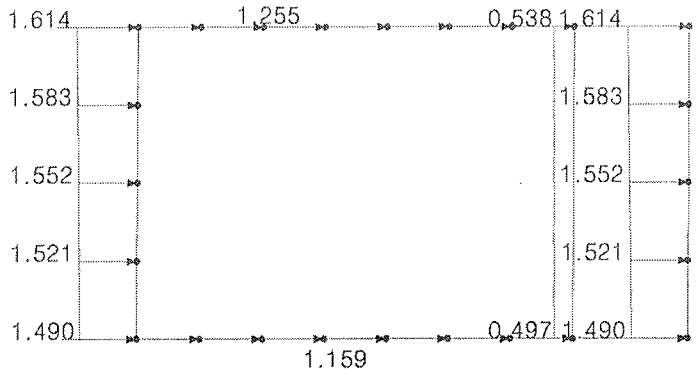
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

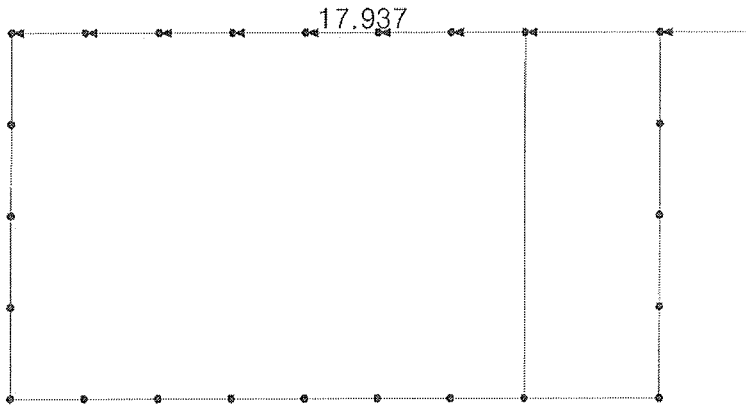


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

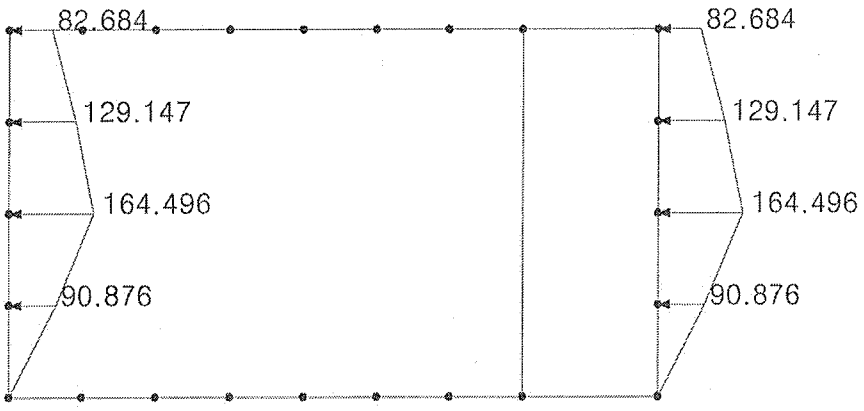


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

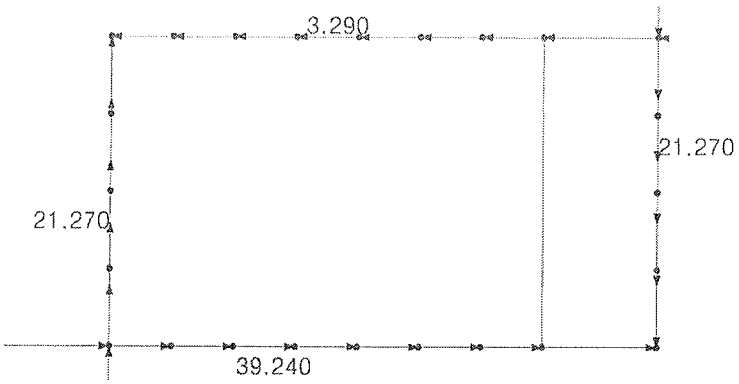
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



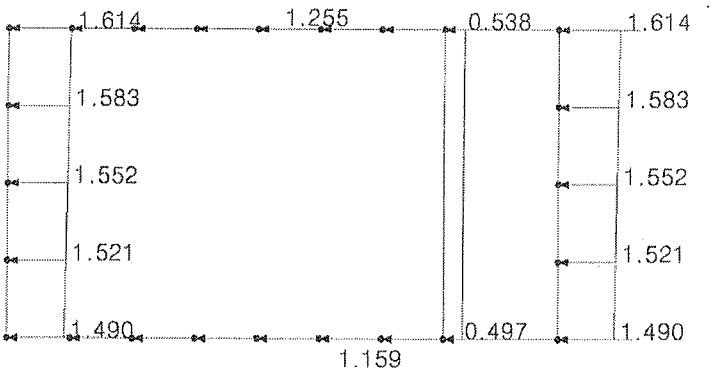
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

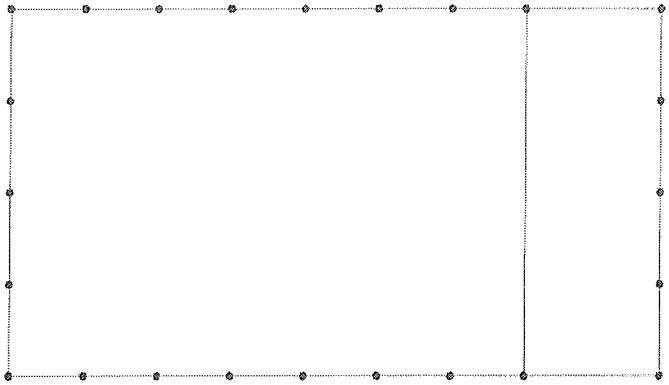


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

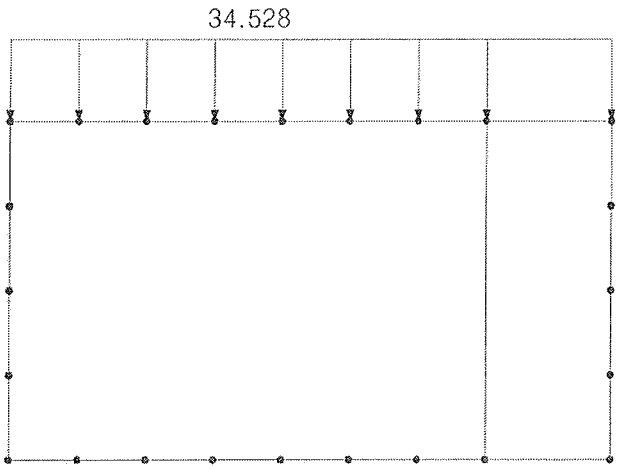


12. 하중 재하 (붕괴방지)

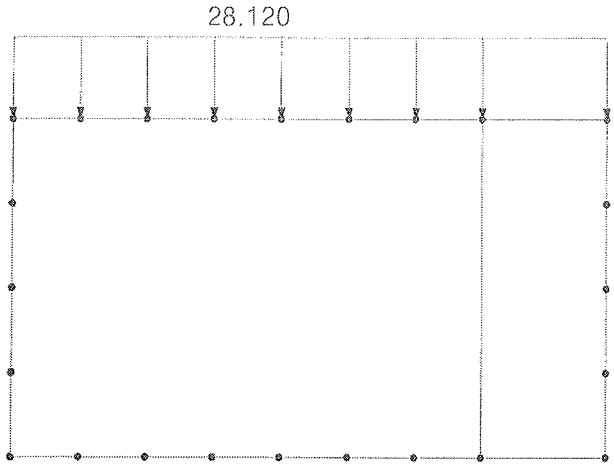
1) CASE1 - 구체자중(SW)



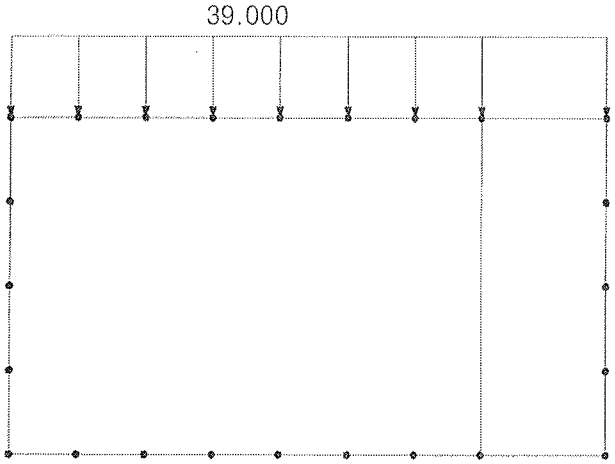
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



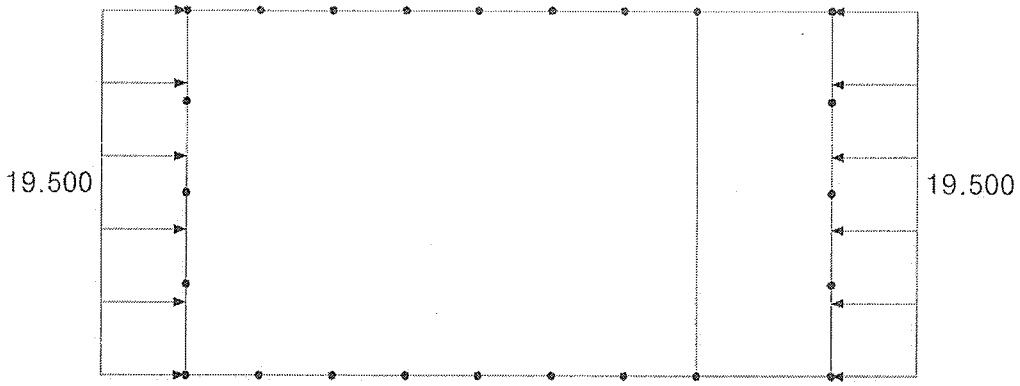
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



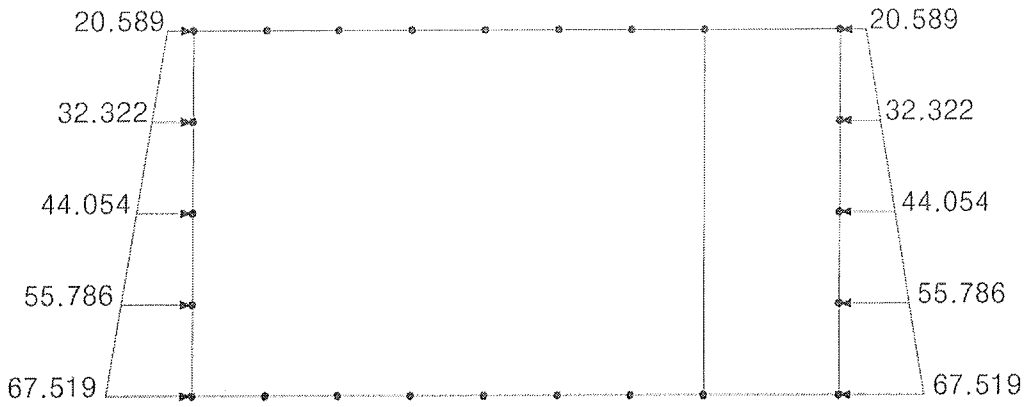
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



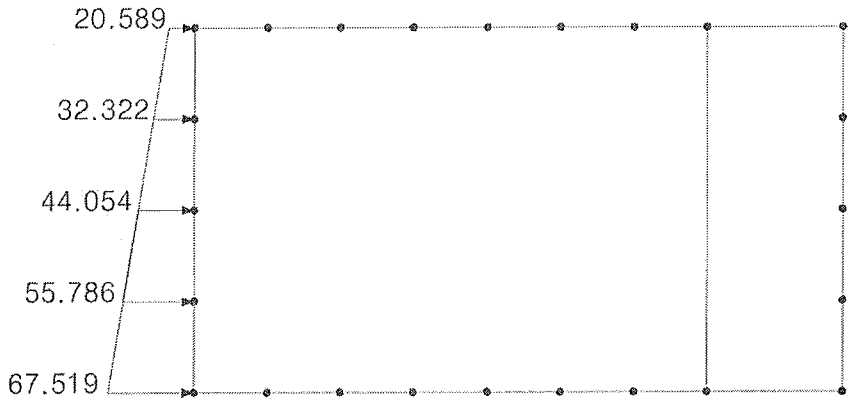
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



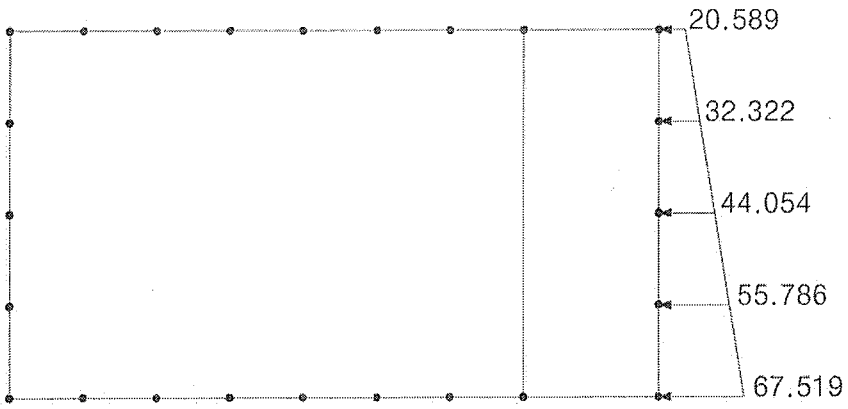
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



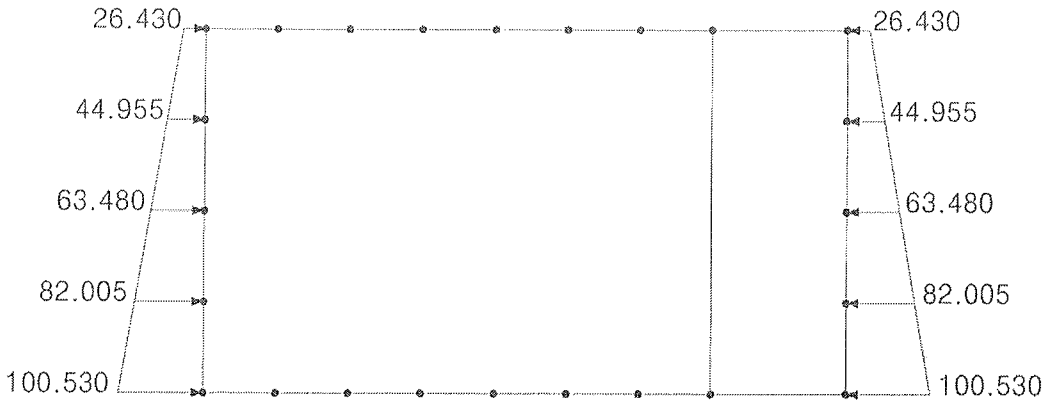
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



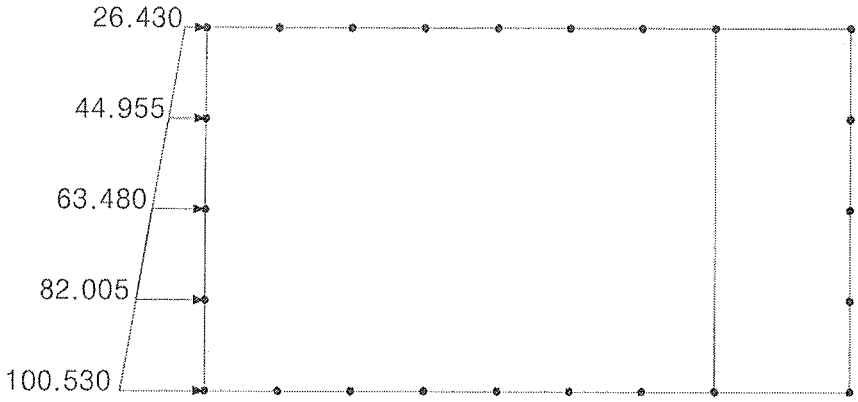
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



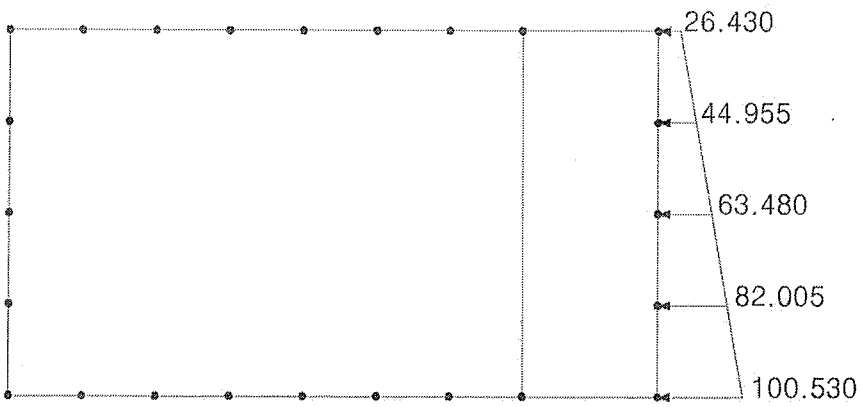
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



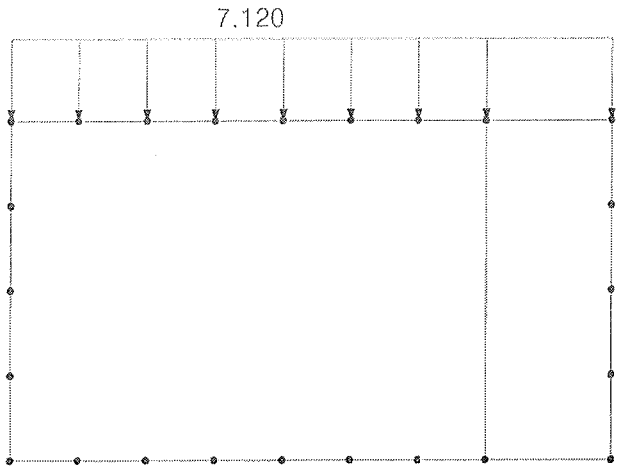
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



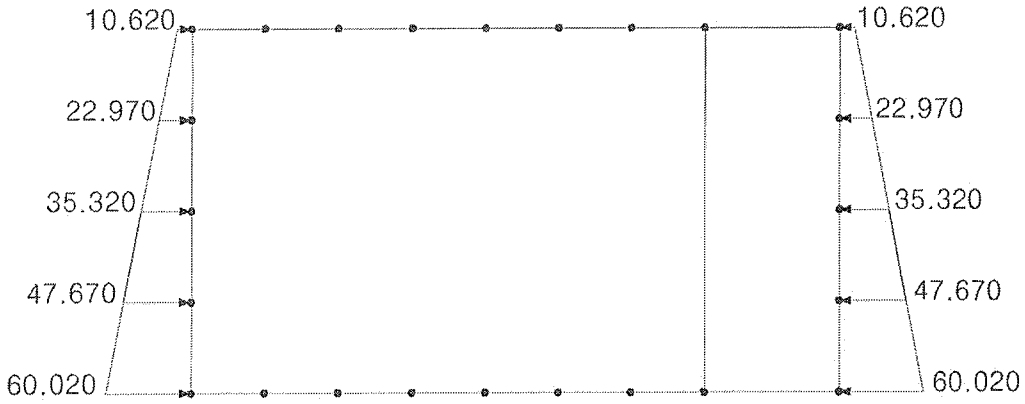
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



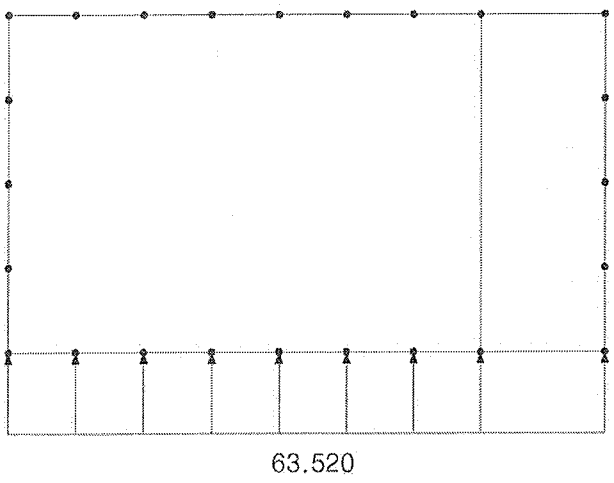
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

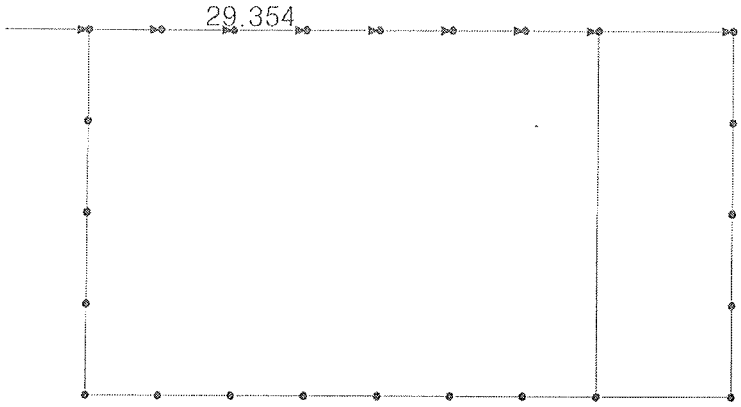


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

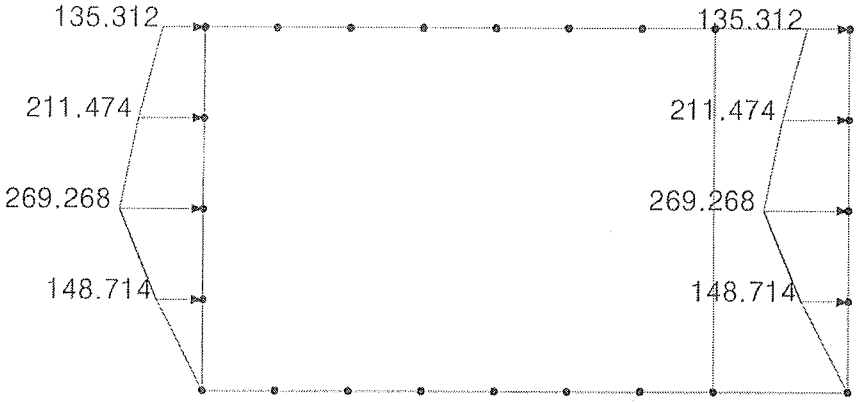


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

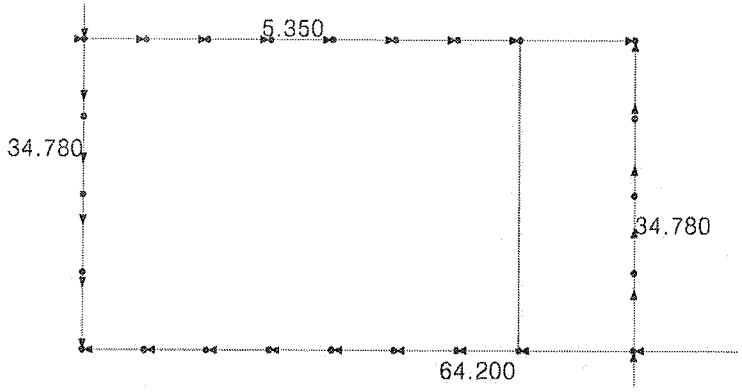
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



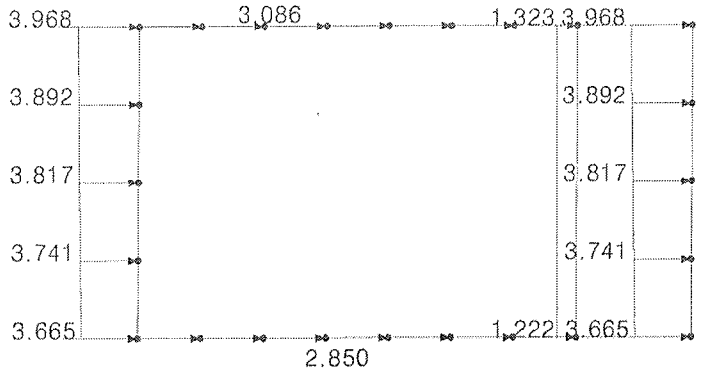
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

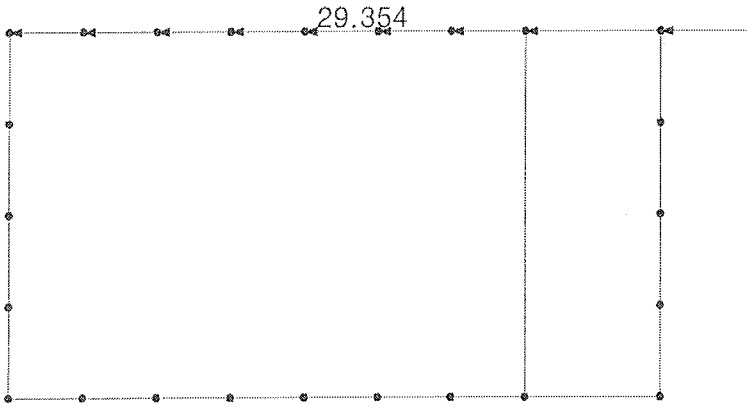


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

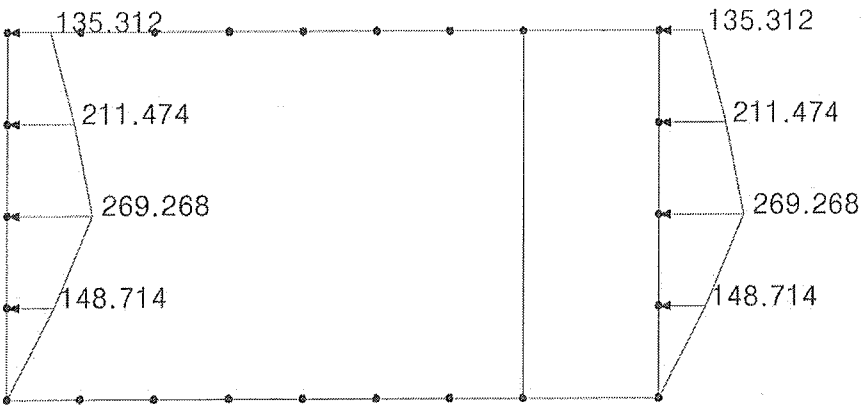


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

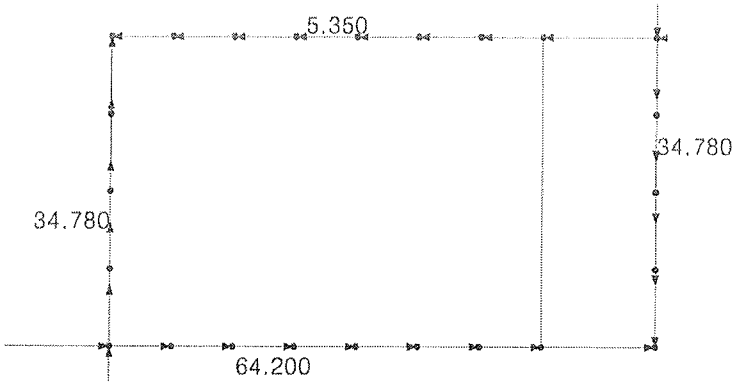
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



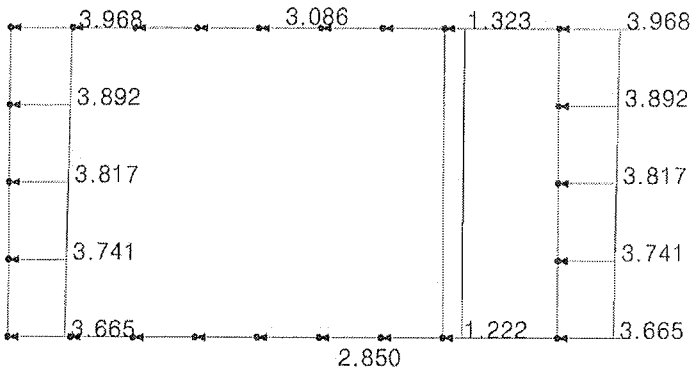
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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) = 1.000, h = 1.712 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

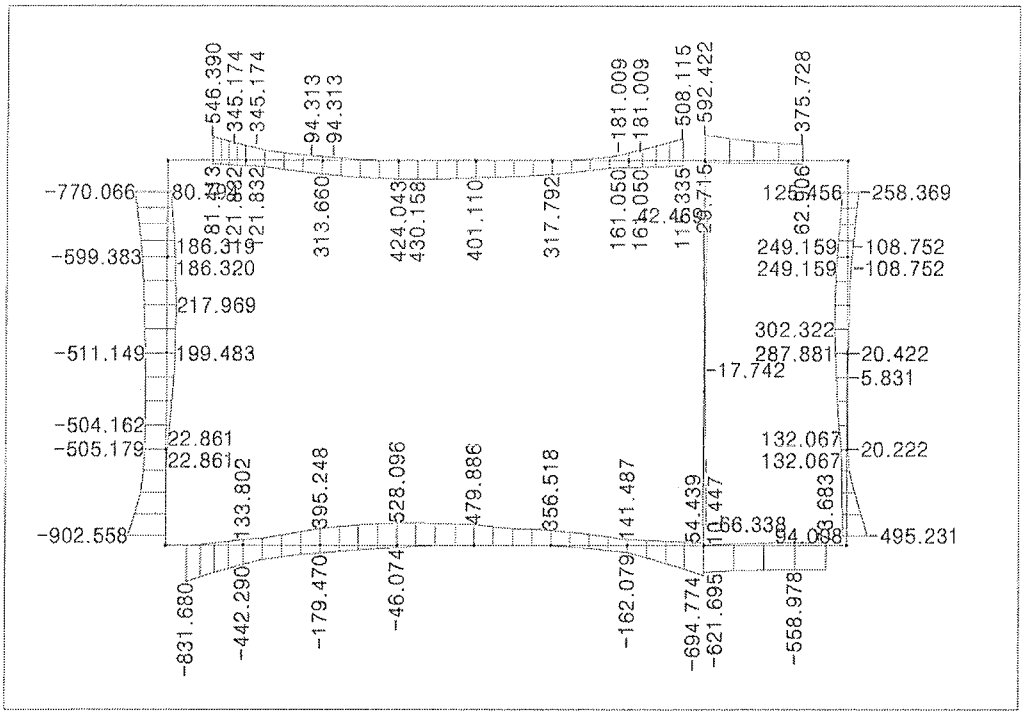
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

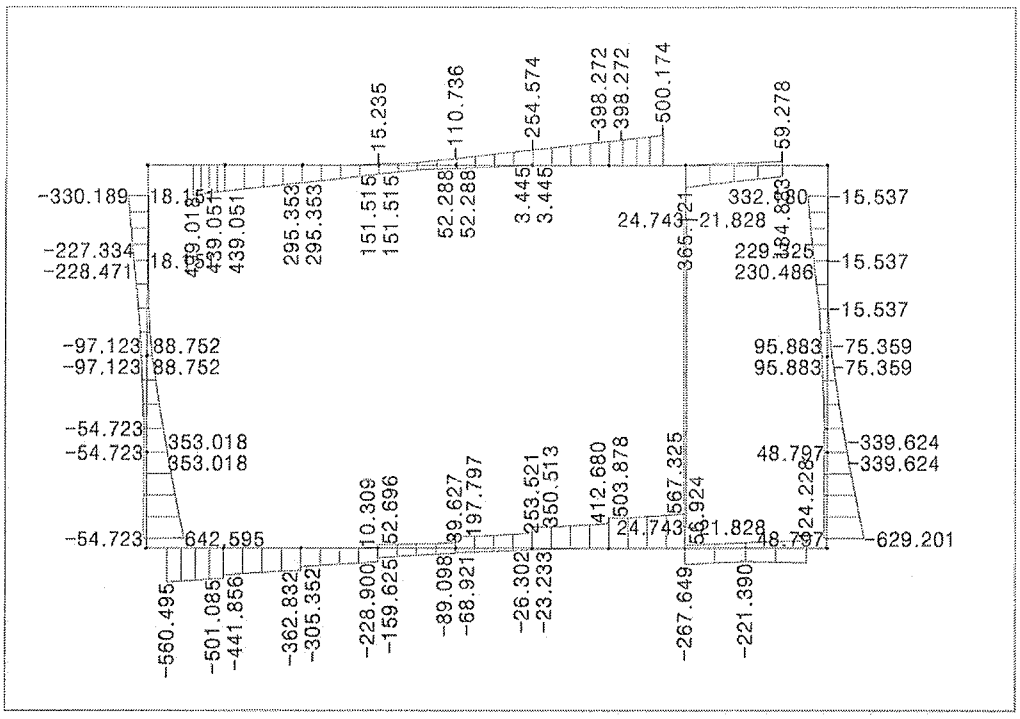
14. 단면력정리

14.1 상시

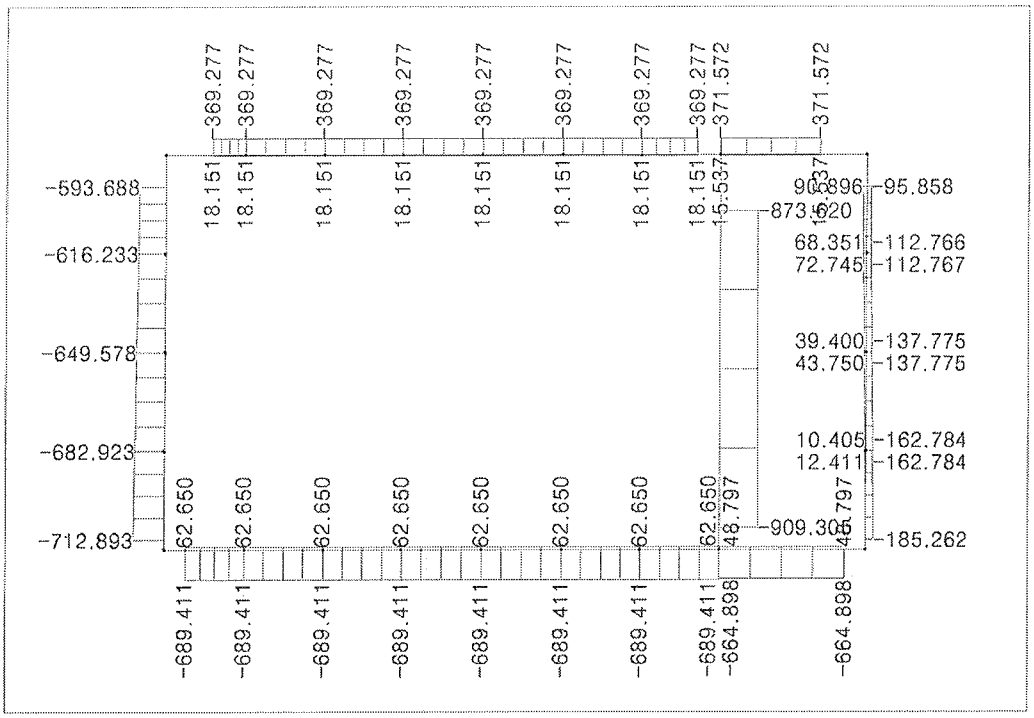
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



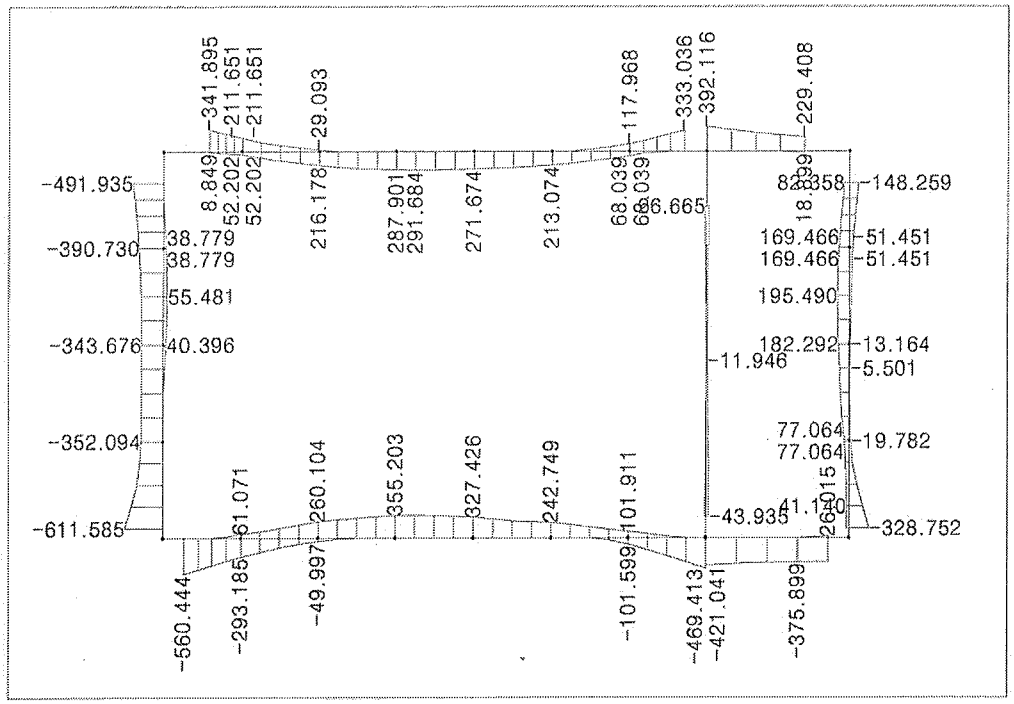
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



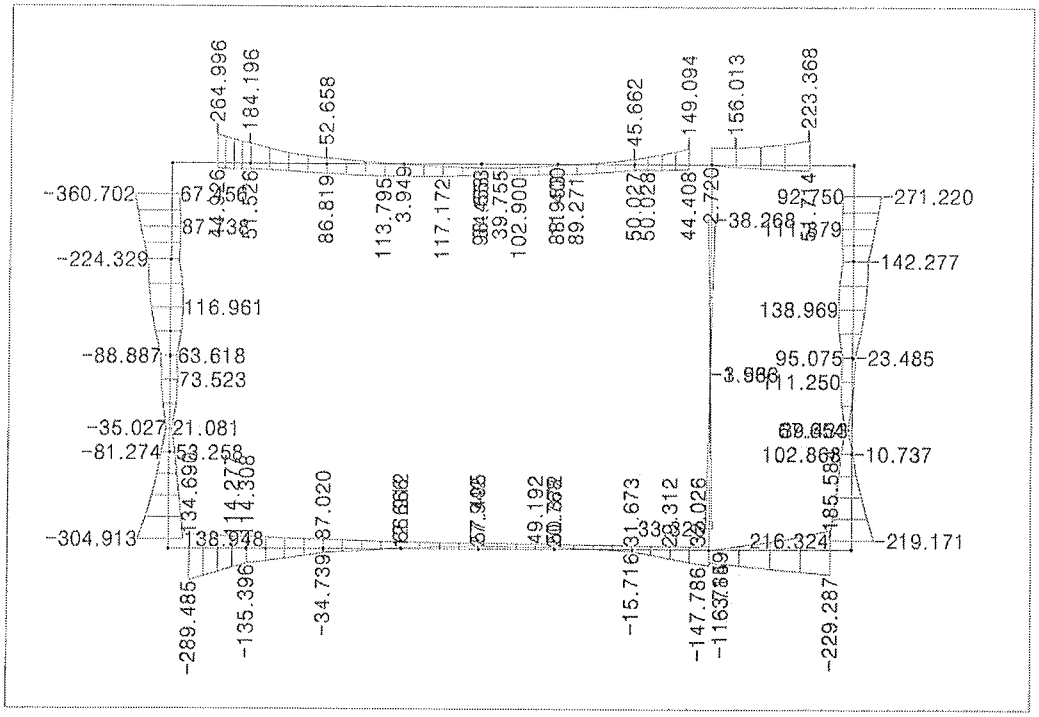
5) 단면력 정리

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	546.39	436.06	369.28	341.90	1000.00	816.75	
		좌측 (하면)	2	81.41	436.06	369.28	8.85	1000.00	700.00	
		중앙부	3	430.16	115.59	369.28	291.68	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	508.12	437.23	369.28	333.04	1000.00	816.71	
		우측 (하면)	5	115.34	437.23	369.28	0.00	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	592.42	261.14	371.57	392.12	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	7	29.72	261.14	371.57	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	375.73	184.88	371.57	229.41	1000.00	816.67	
		중앙부 (하면)	9	62.91	184.88	371.57	18.90	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	375.73	247.27	371.57	229.41	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	62.91	247.27	371.57	18.90	1000.00	700.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	0.00	440.13	689.41	0.00	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	13	831.68	440.13	689.41	560.44	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	14	528.10	228.90	689.41	355.20	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	15	46.07	228.90	689.41	0.00	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	16	54.44	506.83	689.41	0.00	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	17	694.77	506.83	689.41	469.41	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	18	10.45	223.47	664.90	0.00	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	19	621.70	223.47	664.90	421.04	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	20	66.86	229.92	664.90	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	21	558.98	229.92	664.90	375.90	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	22	73.68	222.18	664.90	26.02	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	23	564.69	222.18	664.90	376.04	1000.00	700.00	

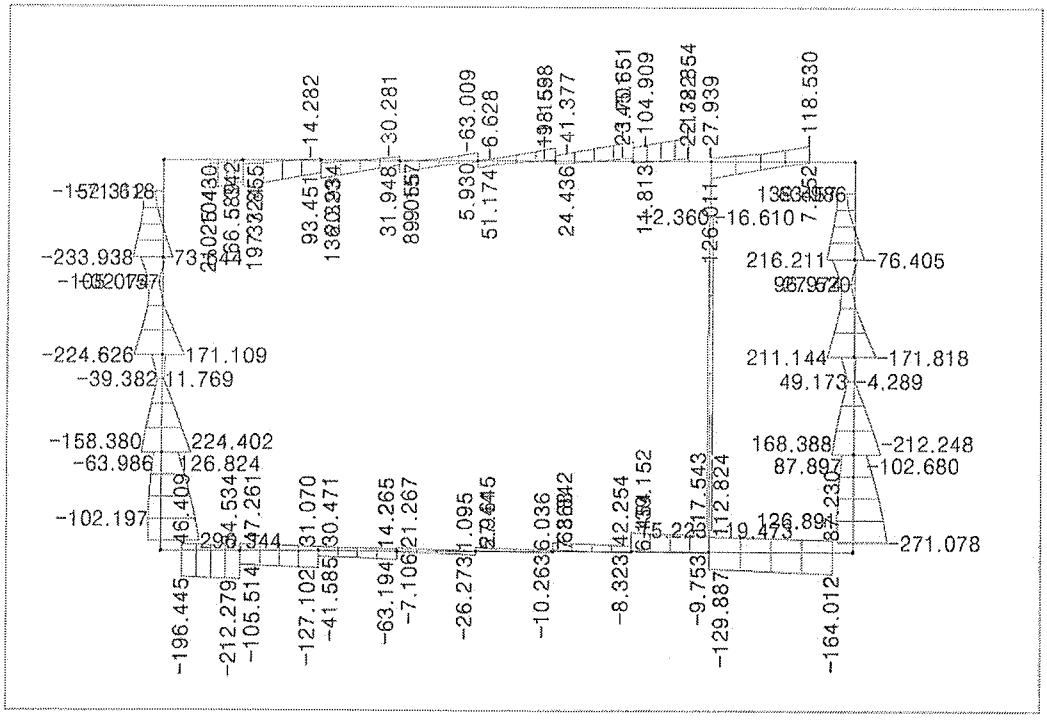
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	770.07	256.20	593.69	491.94	1000.00	1044.00	
		상부 (내측)	25	80.79	256.20	593.69	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	26	541.79	145.58	632.91	358.78	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	27	217.97	145.58	632.91	55.48	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	28	902.56	343.02	712.89	611.59	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	29	0.00	343.02	712.89	0.00	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	258.37	258.19	95.86	148.26	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	31	125.46	258.19	95.86	82.36	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	32	35.49	112.57	131.52	21.27	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	33	302.32	112.57	131.52	194.16	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	34	495.23	329.63	185.26	328.75	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	35	94.01	329.63	185.26	48.43	1000.00	900.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	36	42.47	24.74	873.62	26.67	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	37	57.37	24.74	873.62	35.10	1000.00	300.00	
		중앙부	38	17.74	24.74	891.46	11.95	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	39	38.92	24.74	909.31	17.26	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	40	66.34	24.74	909.31	43.94	1000.00	300.00	

14.2 지진시(기능수행)

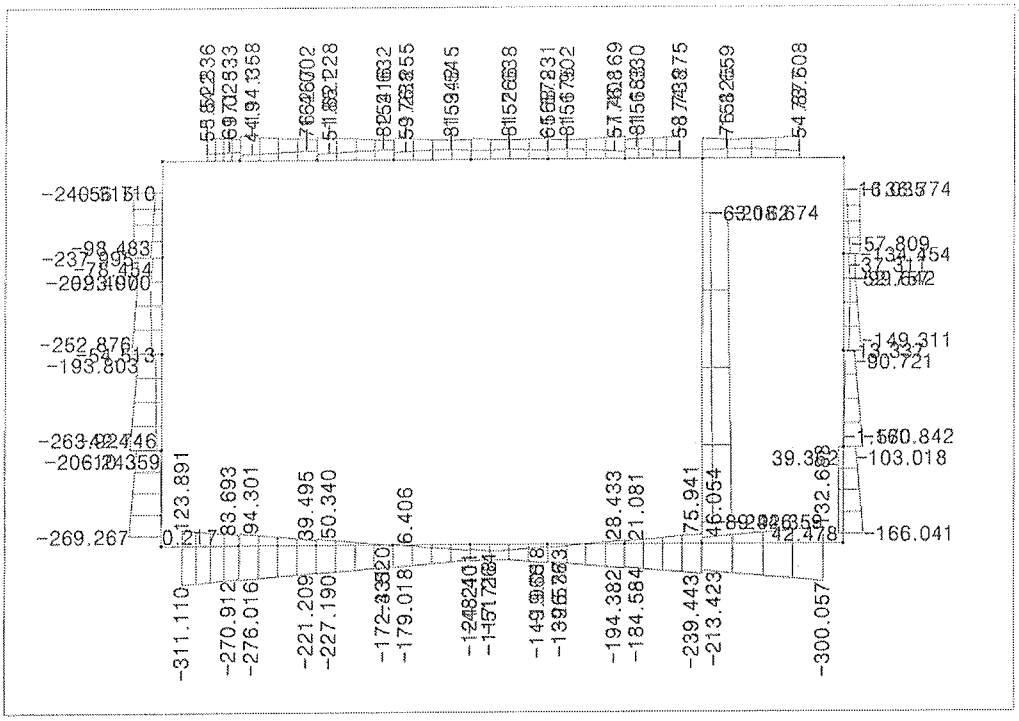
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



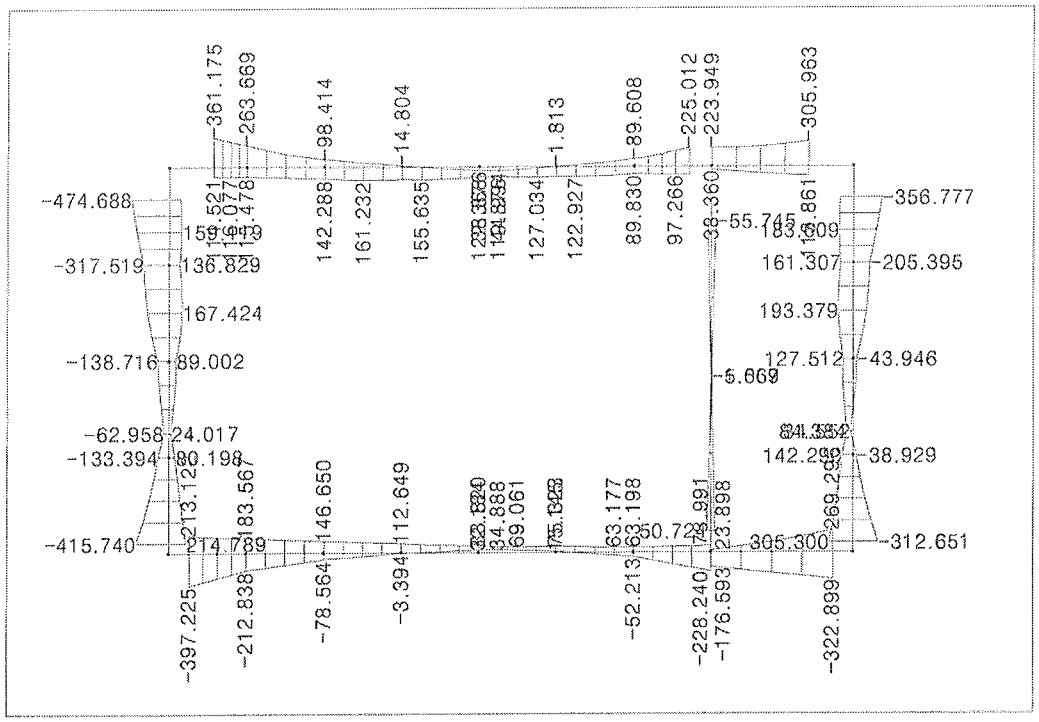
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	265.00	195.55	184.84	1000.00	816.75	
		좌측 (하면)	2	44.93	195.55	184.84	1000.00	700.00	
		중앙부	3	116.62	62.99	168.17	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	149.09	133.18	174.28	1000.00	816.71	
		우측 (하면)	5	44.41	133.18	174.28	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	157.60	67.03	161.89	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	7	2.72	67.03	161.89	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	223.37	118.53	173.61	1000.00	816.67	
		중앙부 (하면)	9	51.71	118.53	173.61	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	223.37	75.27	173.61	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	51.71	75.27	173.61	1000.00	700.00	

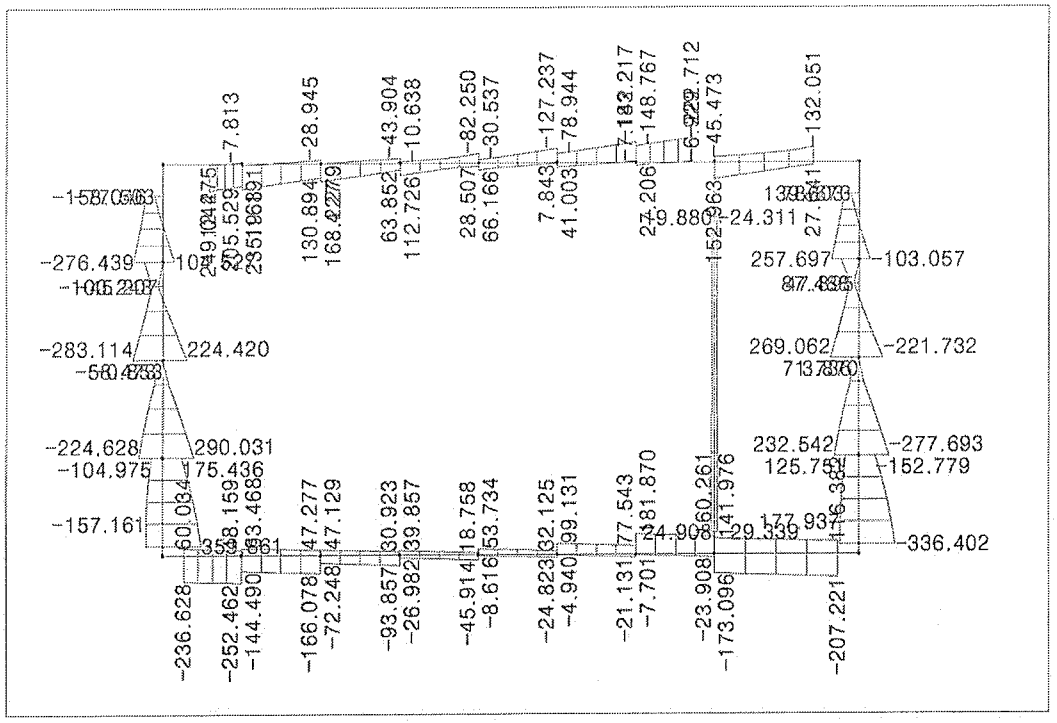
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	134.69	105.96	311.11	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	13	289.49	105.96	311.11	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	14	66.91	63.19	172.33	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	15	0.00	63.19	172.33	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	16	32.03	133.30	239.44	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	17	147.79	133.30	239.44	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	18	0.00	145.64	213.42	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	19	116.79	145.64	213.42	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	20	120.69	155.48	278.40	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	21	202.98	155.48	278.40	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	22	185.58	147.74	300.06	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	23	229.29	147.74	300.06	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	360.70	206.99	240.32	1000.00	1044.00	
		상부 (내측)	25	67.46	206.99	240.32	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	26	190.72	118.34	217.82	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	27	116.96	118.34	217.82	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	28	304.91	215.11	269.27	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	29	138.95	215.11	269.27	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	271.22	189.26	136.77	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	31	92.75	189.26	136.77	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	32	79.28	154.10	131.78	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	33	129.36	154.10	131.78	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	34	219.17	203.40	166.04	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	35	216.32	203.40	166.04	1000.00	900.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	36	24.42	16.86	208.67	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	37	38.27	16.86	208.67	1000.00	300.00	
		중앙부	38	3.96	18.77	235.44	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	39	33.33	18.75	244.36	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	40	30.33	18.75	244.36	1000.00	300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

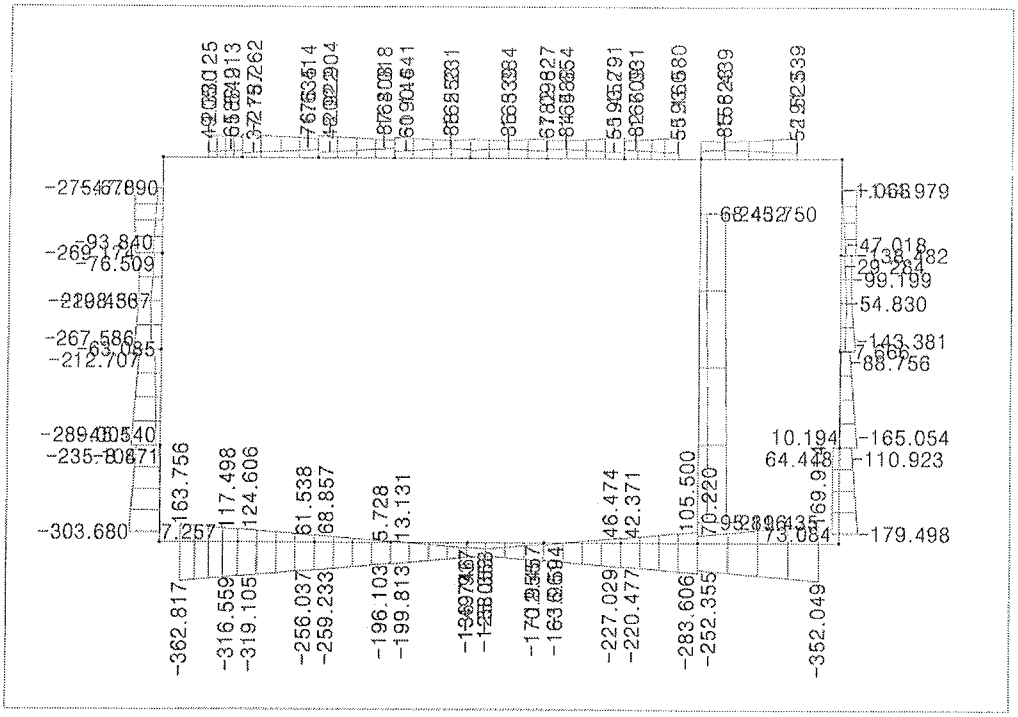
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	361.18	233.00	205.13	1000.00	816.75	
		좌측 (하면)	2	114.52	233.00	205.13	1000.00	700.00	
		중앙부	3	155.64	86.66	180.93	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	225.01	177.04	193.58	1000.00	816.71	
		우측 (하면)	5	96.62	177.04	193.58	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	6	223.95	83.33	170.72	1000.00	866.67	
		좌측 (하면)	7	38.36	83.33	170.72	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	8	305.96	132.05	191.54	1000.00	816.67	
		중앙부 (하면)	9	113.86	132.05	191.54	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	10	305.96	90.33	191.54	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	11	113.86	90.33	191.54	1000.00	700.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	213.12	144.94	362.82	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	13	397.23	144.94	362.82	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	14	112.65	93.86	196.10	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	15	3.39	93.86	196.10	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	16	78.99	176.02	283.61	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	17	228.24	176.02	283.61	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측 (상면)	18	23.90	188.85	252.36	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	19	176.59	188.85	252.36	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	20	186.85	198.69	327.13	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	21	287.80	198.69	327.13	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	22	269.30	190.95	352.05	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	23	322.90	190.95	352.05	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	474.69	242.81	275.67	1000.00	1044.00	
		상부 (내측)	25	144.04	242.81	275.67	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	26	269.18	156.06	229.44	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	27	167.42	156.06	229.44	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	28	415.74	279.65	303.68	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	29	214.79	279.65	303.68	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	356.78	224.07	144.98	1000.00	1056.00	
		상부 (내측)	31	167.91	224.07	144.98	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	32	115.72	202.68	124.31	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	33	174.43	202.68	124.31	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	34	312.65	267.78	179.50	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	35	305.30	267.78	179.50	1000.00	900.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	36	40.39	24.76	245.75	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	37	55.75	24.76	245.75	1000.00	300.00	
		중앙부	38	5.06	28.11	272.51	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	39	50.72	28.07	281.44	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	40	48.51	28.07	281.44	1000.00	300.00	

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	-546.39	-	-361.18	-265.00	-546.39	
		좌측 (하면)	2	81.41	-	114.52	44.93	114.52	
		중앙부	3	430.16	-	155.64	116.62	430.16	
		우측 (상면)	4	-508.12	-	-225.01	-149.09	-508.12	
		우측 (하면)	5	115.34	-	96.62	44.41	115.34	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-592.42	-	-223.95	-157.60	-592.42	
		좌측 (하면)	7	29.72	-	38.36	2.72	38.36	
		중앙부 (상면)	8	-375.73	-	-305.96	-223.37	-375.73	
		중앙부 (하면)	9	62.91	-	113.86	51.71	113.86	
		우측 (상면)	10	-375.73	-	-305.96	-223.37	-375.73	
		우측 (하면)	11	62.91	-	113.86	51.71	113.86	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	213.12	134.69	213.12	
		좌측 (하면)	13	-831.68	-	-397.23	-289.49	-831.68	
		중앙부 (상면)	14	528.10	-	112.65	66.91	528.10	
		중앙부 (하면)	15	-46.07	-	-3.39	-	-46.07	
		우측 (상면)	16	54.44	-	78.99	32.03	78.99	
		우측 (하면)	17	-694.77	-	-228.24	-147.79	-694.77	
	2 경간	좌측 (상면)	18	10.45	-	23.90	-	23.90	
		좌측 (하면)	19	-621.70	-	-176.59	-116.79	-621.70	
		중앙부 (상면)	20	66.86	-	186.85	120.69	186.85	
		중앙부 (하면)	21	-558.98	-	-287.80	-202.98	-558.98	
		우측 (상면)	22	73.68	-	269.30	185.58	269.30	
		우측 (하면)	23	-564.69	-	-322.90	-229.29	-564.69	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	24	-770.07	-	-474.69	-360.70	-770.07	
		상부 (내측)	25	80.79	-	144.04	67.46	144.04	
		중앙부 (외측)	26	-541.79	-	-269.18	-190.72	-541.79	
		중앙부 (내측)	27	217.97	-	167.42	116.96	217.97	
		하부 (외측)	28	-902.56	-	-415.74	-304.91	-902.56	
		하부 (내측)	29	-	-	214.79	138.95	214.79	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	30	-258.37	-	-356.78	-271.22	-356.78	
		상부 (내측)	31	125.46	-	167.91	92.75	167.91	
		중앙부 (외측)	32	-35.49	-	-115.72	-79.28	-115.72	
		중앙부 (내측)	33	302.32	-	174.43	129.36	302.32	
		하부 (외측)	34	-495.23	-	-312.65	-219.17	-495.23	
		하부 (내측)	35	94.01	-	305.30	216.32	305.30	
중간 벽체	1련	상부 (좌측)	36	42.47	-	40.39	24.42	42.47	
		상부 (우측)	37	-57.37	-	-55.75	-38.27	-57.37	
		중앙부	38	-17.74	-	-5.06	-3.96	-17.74	
		하부 (좌측)	39	38.92	-	50.72	33.33	50.72	
		하부 (우측)	40	-66.34	-	-48.51	-30.33	-66.34	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	436.06	-	233.00	195.55	436.06	
		좌측 (하면)	2	436.06	-	233.00	195.55	436.06	
		중앙부	3	115.59	-	86.66	62.99	115.59	
		우측 (상면)	4	-437.23	-	-177.04	-133.18	-437.23	
		우측 (하면)	5	-437.23	-	-177.04	-133.18	-437.23	
	2 경간	좌측 (상면)	6	261.14	-	-83.33	-67.03	261.14	
		좌측 (하면)	7	261.14	-	-83.33	-67.03	261.14	
		중앙부 (상면)	8	184.88	-	-132.05	-118.53	184.88	
		중앙부 (하면)	9	184.88	-	-132.05	-118.53	184.88	
		우측 (상면)	10	247.27	-	-90.33	-75.27	247.27	
		우측 (하면)	11	247.27	-	-90.33	-75.27	247.27	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-440.13	-	-144.94	-105.96	-440.13	
		좌측 (하면)	13	-440.13	-	-144.94	-105.96	-440.13	
		중앙부 (상면)	14	-228.90	-	-93.86	-63.19	-228.90	
		중앙부 (하면)	15	-228.90	-	-93.86	-63.19	-228.90	
		우측 (상면)	16	506.83	-	176.02	133.30	506.83	
		우측 (하면)	17	506.83	-	176.02	133.30	506.83	
	2 경간	좌측 (상면)	18	-223.47	-	-188.85	-145.64	-223.47	
		좌측 (하면)	19	-223.47	-	-188.85	-145.64	-223.47	
		중앙부 (상면)	20	-229.92	-	-198.69	-155.48	-229.92	
		중앙부 (하면)	21	-229.92	-	-198.69	-155.48	-229.92	
		우측 (상면)	22	-222.18	-	-190.95	-147.74	-222.18	
		우측 (하면)	23	-222.18	-	-190.95	-147.74	-222.18	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	-256.20	-	-242.81	-206.99	-256.20	
		상부 (내측)	25	-256.20	-	-242.81	-206.99	-256.20	
		중앙부 (외측)	26	-145.58	-	-156.06	-118.34	-156.06	
		중앙부 (내측)	27	-145.58	-	-156.06	-118.34	-156.06	
		하부 (외측)	28	343.02	-	279.65	215.11	343.02	
		하부 (내측)	29	343.02	-	279.65	215.11	343.02	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	258.19	-	224.07	189.26	258.19	
		상부 (내측)	31	258.19	-	224.07	189.26	258.19	
		중앙부 (외측)	32	112.57	-	202.68	154.10	202.68	
		중앙부 (내측)	33	112.57	-	202.68	154.10	202.68	
		하부 (외측)	34	-329.63	-	-267.78	-203.40	-329.63	
		하부 (내측)	35	-329.63	-	-267.78	-203.40	-329.63	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	36	24.74	-	-24.76	-16.86	-24.76	
		상부 (우측)	37	24.74	-	-24.76	-16.86	-24.76	
		중앙부	38	24.74	-	-28.11	-18.77	-28.11	
		하부 (좌측)	39	24.74	-	-28.07	-18.75	-28.07	
		하부 (우측)	40	24.74	-	-28.07	-18.75	-28.07	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적응값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-369.28	-	-205.13	-184.84	-369.28	
		좌측 (하면)	2	-369.28	-	-205.13	-184.84	-369.28	
		중앙부	3	-369.28	-	-180.93	-168.17	-369.28	
		우측 (상면)	4	-369.28	-	-193.58	-174.28	-369.28	
		우측 (하면)	5	-369.28	-	-193.58	-174.28	-369.28	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-371.57	-	-170.72	-161.89	-371.57	
		좌측 (하면)	7	-371.57	-	-170.72	-161.89	-371.57	
		중앙부 (상면)	8	-371.57	-	-191.54	-173.61	-371.57	
		중앙부 (하면)	9	-371.57	-	-191.54	-173.61	-371.57	
		우측 (상면)	10	-371.57	-	-191.54	-173.61	-371.57	
		우측 (하면)	11	-371.57	-	-191.54	-173.61	-371.57	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-689.41	-	-362.82	-311.11	-689.41	
		좌측 (하면)	13	-689.41	-	-362.82	-311.11	-689.41	
		중앙부 (상면)	14	-689.41	-	-196.10	-172.33	-689.41	
		중앙부 (하면)	15	-689.41	-	-196.10	-172.33	-689.41	
		우측 (상면)	16	-689.41	-	-283.61	-239.44	-689.41	
		우측 (하면)	17	-689.41	-	-283.61	-239.44	-689.41	
	2 경간	좌측 (상면)	18	-664.90	-	-252.36	-213.42	-664.90	
		좌측 (하면)	19	-664.90	-	-252.36	-213.42	-664.90	
		중앙부 (상면)	20	-664.90	-	-327.13	-278.40	-664.90	
		중앙부 (하면)	21	-664.90	-	-327.13	-278.40	-664.90	
		우측 (상면)	22	-664.90	-	-352.05	-300.06	-664.90	
		우측 (하면)	23	-664.90	-	-352.05	-300.06	-664.90	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	24	-593.69	-	-275.67	-240.32	-593.69	
		상부 (내측)	25	-593.69	-	-275.67	-240.32	-593.69	
		중앙부 (외측)	26	-632.91	-	-229.44	-217.82	-632.91	
		중앙부 (내측)	27	-632.91	-	-229.44	-217.82	-632.91	
		하부 (외측)	28	-712.89	-	-303.68	-269.27	-712.89	
		하부 (내측)	29	-712.89	-	-303.68	-269.27	-712.89	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	30	-95.86	-	-144.98	-136.77	-144.98	
		상부 (내측)	31	-95.86	-	-144.98	-136.77	-144.98	
		중앙부 (외측)	32	-131.52	-	-124.31	-131.78	-131.78	
		중앙부 (내측)	33	-131.52	-	-124.31	-131.78	-131.78	
		하부 (외측)	34	-185.26	-	-179.50	-166.04	-185.26	
		하부 (내측)	35	-185.26	-	-179.50	-166.04	-185.26	
중간 벽체	1련	상부 (좌측)	36	-873.62	-	-245.75	-208.67	-873.62	
		상부 (우측)	37	-873.62	-	-245.75	-208.67	-873.62	
		중앙부	38	-891.46	-	-272.51	-235.44	-900.38	
		하부 (좌측)	39	-909.31	-	-281.44	-244.36	-909.31	
		하부 (우측)	40	-909.31	-	-281.44	-244.36	-909.31	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-341.90	-	-	-	-341.90	
		좌측 (하면)	2	8.85	-	-	-	8.85	
		중앙부	3	291.68	-	-	-	291.68	
		우측 (상면)	4	-333.04	-	-	-	-333.04	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
	2 경간	좌측 (상면)	6	-392.12	-	-	-	-392.12	
		좌측 (하면)	7	-	-	-	-	-	
		중앙부 (상면)	8	-229.41	-	-	-	-229.41	
		중앙부 (하면)	9	18.90	-	-	-	18.90	
		우측 (상면)	10	-229.41	-	-	-	-229.41	
		우측 (하면)	11	18.90	-	-	-	18.90	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	12	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	13	-560.44	-	-	-	-560.44	
		중앙부 (상면)	14	355.20	-	-	-	355.20	
		중앙부 (하면)	15	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	16	-	-	-	-	-	
		우측 (하면)	17	-469.41	-	-	-	-469.41	
	2 경간	좌측 (상면)	18	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	19	-421.04	-	-	-	-421.04	
		중앙부 (상면)	20	-	-	-	-	-	
		중앙부 (하면)	21	-375.90	-	-	-	-375.90	
		우측 (상면)	22	26.02	-	-	-	26.02	
		우측 (하면)	23	-376.04	-	-	-	-376.04	

좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	24	-491.94	-	-	-	-491.94	
		상부 (내측)	25	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	26	-358.78	-	-	-	-358.78	
		중앙부 (내측)	27	55.48	-	-	-	55.48	
		하부 (외측)	28	-611.59	-	-	-	-611.59	
		하부 (내측)	29	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	-148.26	-	-	-	-148.26	
		상부 (내측)	31	82.36	-	-	-	82.36	
		중앙부 (외측)	32	-21.27	-	-	-	-21.27	
		중앙부 (내측)	33	194.16	-	-	-	194.16	
		하부 (외측)	34	-328.75	-	-	-	-328.75	
		하부 (내측)	35	48.43	-	-	-	48.43	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	36	26.67	-	-	-	26.67	
		상부 (우측)	37	-35.10	-	-	-	-35.10	
		중앙부	38	-11.95	-	-	-	-11.95	
		하부 (좌측)	39	17.26	-	-	-	17.26	
		하부 (우측)	40	-43.94	-	-	-	-43.94	

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	717	546.39	635.10	2306.80	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.16
		좌측(하면)	1	1000	620	114.52	237.69	547.48	H19 - 4.0EA	1146.00	2.08
		중앙부	2	1000	620	430.16	467.59	2102.75	H19 - 8.0EA	2292.00	1.09
		우측(상면)	3	1000	717	508.11	635.06	2140.90	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.25
		우측(하면)	3	1000	620	115.34	467.59	551.40	H19 - 8.0EA	2292.00	4.05
	2경간	좌측(상면)	4	1000	767	592.42	680.83	2334.68	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.15
		좌측(하면)	4	1000	620	38.36	467.59	182.44	H19 - 8.0EA	2292.00	12.19
		중앙부(상면)	5	1000	717	375.73	635.02	1572.03	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.69
		중앙부(하면)	5	1000	620	113.86	467.59	544.30	H19 - 8.0EA	2292.00	4.11
		우측(상면)	6	1000	717	375.73	635.02	1572.03	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.69
		우측(하면)	6	1000	620	113.86	237.69	544.27	H19 - 4.0EA	1146.00	2.09
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	7	1000	620	213.12	319.30	1025.59	H22 - 4.0EA	1548.40	1.50
		좌측(하면)	7	1000	600	831.68	970.14	4351.95	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		중앙부(상면)	8	1000	620	528.10	624.39	2600.24	H22 - 8.0EA	3096.80	1.18
		중앙부(하면)	8	1000	600	46.07	504.63	226.60	H29 - 4.0EA	2569.60	10.95
		우측(상면)	9	1000	620	78.99	624.39	376.71	H22 - 8.0EA	3096.80	7.90
		우측(하면)	9	1000	600	694.77	970.14	3593.29	H29 - 8.0EA	5139.20	1.40

하부슬래브	2경간	좌측(상면)	10	1000	620	23.90	624.39	113.55	H22 - 8.0EA	3096.80	26.13
		좌측(하면)	10	1000	600	621.70	970.14	3195.87	H29 - 8.0EA	5139.20	1.56
		중앙부(상면)	11	1000	620	186.85	624.39	897.69	H22 - 8.0EA	3096.80	3.34
		중앙부(하면)	11	1000	600	558.98	970.14	2858.79	H29 - 8.0EA	5139.20	1.74
		우측(상면)	12	1000	620	269.30	624.39	1301.30	H22 - 8.0EA	3096.80	2.32
		우측(하면)	12	1000	600	564.69	970.14	2889.33	H29 - 8.0EA	5139.20	1.72
		우측(배수구단면)	12	1000	446	344.15	526.32	3180.20	H29 - 8.0EA	5139.20	1.53
좌측벽체	1층	상부(외측)	13	1000	944	770.07	1304.20	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	4283.20	1.69
		상부(내측)	13	1000	820	144.04	2168.49	-	H16 - 8.0EA	4283.20	15.06
		중앙부(외측)	14	1000	800	541.79	1273.70	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	4283.20	2.35
		중앙부(내측)	14	1000	820	217.97	2097.46	-	H16 - 8.0EA	4283.20	9.62
		하부(외측)	15	1000	800	902.56	1851.85	-	H29 - 8.0EA	6728.00	2.05
		하부(내측)	15	1000	820	214.79	2320.83	-	H16 - 8.0EA	6728.00	10.81
우측벽체	1층	상부(외측)	16	1000	956	356.78	1059.47	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	4283.20	2.97
		상부(내측)	16	1000	820	167.91	680.31	-	H16 - 8.0EA	4283.20	4.05
		중앙부(외측)	17	1000	800	115.72	777.83	-	H16 - 8.0EA	3177.60	6.72
		중앙부(내측)	17	1000	820	302.32	554.58	-	H16 - 8.0EA	3177.60	1.83
		하부(외측)	18	1000	800	495.23	1538.94	-	H29 - 8.0EA	6728.00	3.11
		하부(내측)	18	1000	820	305.30	598.07	-	H16 - 8.0EA	6728.00	1.96

(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	389.7	436.1	693.79	2.00	38.62	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	115.6	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	437.2	693.79	2.00	39.60	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	389.7	261.1	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	5	389.7	184.9	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	389.7	247.3	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	402.7	440.1	716.92	2.00	30.18	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	402.7	228.9	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	402.7	506.8	716.92	2.00	83.97	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	10	402.7	223.5	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	402.7	229.9	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	402.7	222.2	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	12	224.7	515.2	621.25	2.00	-	H19	150	573.00	O.K
좌측벽체	1층	상부	13	544.1	256.2	746.82	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	14	545.7	156.1	748.44	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	15	549.0	343.0	751.73	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	525.6	258.2	728.31	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	525.1	202.7	727.77	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	18	527.3	329.6	729.98	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	816.75	716.75	100.00	546.39	436.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

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 = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.75 - 55.248) / 55.248 = 0.03592

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2306.804 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.168]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 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 = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (716.75 - a/2) = 635.102 kN.m

≥ Mu (= 546.390 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.162]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 436.057 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (436.057-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 38.621 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 436.057 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	114.521	436.057

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 23.499 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 23.499) / 23.499 = 0.0762

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 547.449 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 9.469 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0019

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1146 x 400 x (620.0 - a / 2) = 237.685 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 ㎜

≥ Mu (114.521 kN · m) [안전률 2.075] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=436.057 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (436.057 - 402.702) x 150 / (400 x 620 x Φ) x 1000 = 26.899 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 436.057 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	700.00	620.00	80.00	114.52	436.06

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 547.481 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.186]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 114.521 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.083]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 436.057 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (436.057-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 26.899 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 436.057 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	700.00	620.00	80.00	430.16	115.59

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2102.748 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.090]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 430.158 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.087]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 115.591 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	816.71	716.71	100.00	508.12	437.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

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 = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.71 - 55.248) / 55.248 = 0.03592

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2140.901 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.259]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 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 = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (716.71 - a/2) = 635.062 kN.m

≥ Mu (= 508.115 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.250]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 437.228 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (437.228-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 39.597 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 437.228 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	700.00	620.00	80.00	115.34	437.23

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 551.404 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.157]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 115.335 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.054]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 437.228 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (437.228-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 27.844 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 437.228 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	866.67	766.67	100.00	592.42	261.14

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

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 = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (766.67 - 55.248) / 55.248 = 0.03863

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2334.677 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.154]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 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 = 0.00351

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (766.67 - a/2) = 680.830 kN.m

≥ Mu (= 592.422 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.149]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 261.138 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	700.00	620.00	80.00	38.36	261.14

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 182.444 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 12.563]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 38.360 kN.m) ∴ O.K [안전률 12.189]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 261.138 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	816.67	716.67	100.00	375.73	184.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

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 = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 55.248) / 55.248 = 0.03592

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1572.028 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 1.714]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 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 = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (716.67 - a/2) = 635.025 kN.m

≥ Mu (= 375.728 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.690]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 184.883 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	700.00	620.00	80.00	113.86	184.88

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2292.000 x 400.00 = 916800.000

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 = 39.948 mm, c = 39.948 / β1 = 39.948 / 0.85 = 46.997 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 46.997) / 46.997 = 0.03658

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 544.301 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 4.211]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 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 = 0.00370

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (620.00 - a/2) = 467.588 kN.m

≥ Mu (= 113.861 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.107]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 184.883 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	816.67	716.67	100.00	375.73	247.27

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2694.400 x 400.00 = 1077760.000

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 = 46.961 mm, c = 46.961 / β1 = 46.961 / 0.85 = 55.248 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 55.248) / 55.248 = 0.03592

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1572.028 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.714]

1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 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 = 0.00376

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (716.67 - a/2) = 635.025 kN.m

≥ Mu (= 375.728 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.690]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 247.274 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	113.861	247.274

② 휨검토

▪ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1146.000 x 400.00 = 458400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 19.974 mm, c = 19.974 / β1 = 23.499 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 23.499) / 23.499 = 0.0762

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 544.270 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 9.414 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H19 @ 250.0mm = 1146.0 ㎟

▪ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0019

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1146 x 400 x (620.0 - a / 2) = 237.685 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 19.974 ㎜

≥ Mu (113.861 kN · m) [안전률 2.088] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

≥ Vu (=247.274kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	213.122	440.129

② 휨검토

▪ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 31.750 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 31.750) / 31.750 = 0.0556

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 1025.589 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 17.621 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

▪ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (620.0 - a / 2) = 319.299 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 ㎜

≥ Mu (213.122 kN · m) [안전률 1.498] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=440.129 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (440.129 - 402.702) x 150 / (400 x 620 x Φ) x 1000 = 30.183 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 440.129 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	700.00	600.00	100.00	831.68	440.13

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4351.945 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 1.181]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 831.680 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.166]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 440.129 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (440.129-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 42.015 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 440.129 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	700.00	620.00	80.00	528.10	228.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2600.236 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.191]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 528.096 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.182]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 228.900 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	600.00	100.00	46.07	228.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2569.600 x 400.00 = 1027840.000

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 = 44.786 mm, c = 44.786 / β1 = 44.786 / 0.85 = 52.689 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (600.00 - 52.689) / 52.689 = 0.03116

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 226.601 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2569.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 11.340]

1단 : 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 = 0.00428

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 44.786 mm

ΦMn = 0.85 x 2569.600 x 400 x (600.00 - a/2) = 504.634 kN.m

≥ Mu (= 46.074 kN.m) ∴ O.K [안전률 10.953]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 228.900 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	700.00	620.00	80.00	78.99	506.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 376.713 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 8.221]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 78.991 kN.m) ∴ O.K [안전률 7.905]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 506.826 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (506.826-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 83.971 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 506.826 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	700.00	600.00	100.00	694.77	506.83

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3593.289 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.430]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 694.774 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.396]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 506.826 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (506.826-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 97.595 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 506.826 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	700.00	620.00	80.00	23.90	223.47

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 113.550 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 27.273]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 23.898 kN.m) ∴ O.K [안전률 26.127]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 223.467 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	600.00	100.00	621.70	223.47

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3195.871 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.608]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 621.695 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.560]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 223.467 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	620.00	80.00	186.85	229.92

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 897.690 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.450]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 186.845 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.342]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 229.921 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	600.00	100.00	558.98	229.92

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2858.793 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.798]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 558.978 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.736]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 229.921 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	620.00	80.00	269.30	222.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1301.297 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.380]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 269.296 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.319]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 222.177 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	600.00	100.00	564.69	222.18

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2889.329 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.779]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 564.688 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.718]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 222.177 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(우측)-배수구단면

* 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)
1000.0	446.0	346.0	100.0	344.2	515.2

* 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 (346.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00685

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3180.207\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.616]

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

수축온도철근비 = 0.00200

ρmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 x Φx (fck / fy) x {600 / (600 + fy)} = 0.02089

ρuse = As / bd = 0.01485

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 (346.00 - a/2) = 526.320 kN.m

≥ Mu (= 344.153 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.529]

* 전단에 대한 검토 (d = 346.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 346.00 = 224.734 kN

< Vu (= 515.181 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (515.181-224.734) x 150.00 / (400x346.00xΦ) x 1000 = 419.722 mm²

Av_use = 573.000 mm² (D19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 346.00 / 150.00 x 1000 = 528.688 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 346.00 x 1000 = 1198.579 kN ≥ 528.688 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 173.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (299.645 + 528.688) = 621.250 kN ≥ 515.181 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	1,044	100	944	593.688	770.066	1297.1

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0041) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1044.0 x 1000.0 = 23959800.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (23959800.0 x 522.00 + 1077760.0 x 100.000 + 635520.0 x 964.000) / 25673080.0

= 515.226 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 566.40 mm, ab = k1 x cb = 481.44 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 481440.000 = 11049.048 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 11049.048 + 599.057 - 1077.760 = 10570.345 kN

Mb = Cc x 288.054 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3899.080 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 368.870 mm, e = Mu/Pu = 1297.087 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 105.83 mm, a = k1 x c = 89.96 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 89955.453 = 2064.478 kN

∑Csi = 196.204 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 2064.478 + 196.204 - 1077.760 = 1182.922 kN

Mn = Cc x 470.248 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1534.352 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1297.087) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1044.00 - 100.00 = 944.000 mm

c = 105.830 mm, a = k1 x c = 89.955 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (944.00-105.83) / 105.83 = 0.02376

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} = 20459.824 kN ≥ Pn = 1182.922 kN

ΦPn = 0.85 x 1182.922 = 1005.484 kN ≥ Pu = 593.688 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.297 = 1304.200 kN.m ≥ Mu = 770.066 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 544.099 kN

≥ Vu (= 256.203 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	900	80	820	593.688	144.035	242.6

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22368280.0

= 456.352 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 = 1015.924 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 635.520 = 9978.094 kN

Mb = Cc x 234.548 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2839.423 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 284.566 mm, e = Mu/Pu = 242.611 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 556.04 mm, a = k1 x c = 472.64 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 472636.108 = 10846.999 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 452.529 kN

Pn = 10846.999 + 1015.924 - 452.529 = 11410.393 kN

Mn = Cc x 220.034 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2768.343 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=242.616) | = 0.0048 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 556.042 mm, a = k1 x c = 472.636 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-556.04) / 556.04 = 0.00142

→ 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} = 17815.984 kN ≥ Pn = 11410.393 kN

ΦPn = 0.78 x 11410.393 = 8938.141 kN ≥ Pu = 593.688 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.243 = 2168.492 kN.m ≥ Mu = 144.035 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 = 557.701 kN

≥ Vu (= 256.203 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	900	100	800	632.906	541.786	856

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ 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 = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1077760.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 22368280.0

= 443.648 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 1077.760 = 8884.897 kN

Mb = Cc x 252.352 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2958.746 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 333.008 mm, e = Mu/Pu = 856.029 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 128.43 mm, a = k1 x c = 109.16 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 109161.758 = 2505.262 kN

∑Csi = 322.992 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 2505.262 + 322.992 - 1077.760 = 1750.494 kN

Mn = Cc x 389.068 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1498.470 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=856.027) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 128.426 mm, a = k1 x c = 109.162 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-128.43) / 128.43 = 0.01569

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} = 17815.984 kN ≥ Pn = 1750.494 kN

ΦPn = 0.85 x 1750.494 = 1487.920 kN ≥ Pu = 632.906 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.856 = 1273.702 kN.m ≥ Mu = 541.786 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 = 545.716 kN

≥ Vu (= 156.062 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	900	80	820	632.906	217.969	344.4

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22368280.0

= 456.352 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 = 1015.924 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 635.520 = 9978.094 kN

Mb = Cc x 234.548 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2839.423 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 284.566 mm, e = Mu/Pu = 344.393 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 379.06 mm, a = k1 x c = 322.20 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 322198.715 = 7394.461 kN

∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 7394.461 + 1015.924 - 635.520 = 7774.864 kN

Mn = Cc x 295.252 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2677.597 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=344.392) | = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 379.057 mm, a = k1 x c = 322.199 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-379.06) / 379.06 = 0.00349

→ 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} = 17815.984 kN ≥ Pn = 7774.864 kN

ΦPn = 0.78 x 7774.864 = 6090.310 kN ≥ Pu = 632.906 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.344 = 2097.462 kN.m ≥ Mu = 217.969 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 = 559.359 kN

≥ Vu (= 156.062 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	900	100	800	712.893	902.558	1266

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 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 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2055680.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 23346200.0

= 429.254 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 2055.680 = 7906.977 kN

Mb = Cc x 266.746 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3408.625 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 431.091 mm, e = Mu/Pu = 1266.049 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 169.64 mm, a = k1 x c = 144.19 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 144193.649 = 3309.244 kN

∑Csi = 467.262 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3309.244 + 467.262 - 2055.680 = 1720.826 kN

Mn = Cc x 357.157 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2178.649 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1266.049) | = 0.0007 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 169.640 mm, a = k1 x c = 144.194 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-169.64) / 169.64 = 0.01115

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} = 18553.434 kN ≥ Pn = 1720.826 kN

ΦPn = 0.85 x 1720.826 = 1462.702 kN ≥ Pu = 712.893 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.266 = 1851.853 kN.m ≥ Mu = 902.558 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 = 549.014 kN

≥ Vu (= 343.020 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	900	80	820	712.893	214.789	301.3

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0075) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 2055680.0 x 800.000) / 23346200.0

= 470.746 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 = 1937.735 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1937.735 - 635.520 = 10899.905 kN

Mb = Cc x 220.154 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2999.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 275.168 mm, e = Mu/Pu = 301.292 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 437.33 mm, a = k1 x c = 371.73 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 371732.979 = 8531.272 kN

∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 8531.272 + 1937.735 - 635.520 = 9833.487 kN

Mn = Cc x 284.880 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2962.737 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=301.291) | = 0.0019 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 437.333 mm, a = k1 x c = 371.733 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-437.33) / 437.33 = 0.00263

→ 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} = 18553.434 kN ≥ Pn = 9833.487 kN

ΦPn = 0.78 x 9833.487 = 7702.898 kN ≥ Pu = 712.893 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.301 = 2320.825 kN.m ≥ Mu = 214.789 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 820.00 = 562.740 kN

≥ Vu (= 343.020 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	1.056	100	956	144.979	356.777	2460.9

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0041) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1056.0 x 1000.0 = 24235200.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (24235200.0 x 528.00 + 1077760.0 x 100.000 + 635520.0 x 976.000) / 25948480.0

= 521.195 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 573.60 mm, ab = k1 x cb = 487.56 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 487560.000 = 11189.502 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 11189.502 + 599.057 - 1077.760 = 10710.799 kN

Mb = Cc x 291.025 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3982.821 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 371.851 mm, e = Mu/Pu = 2460.891 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 80.76 mm, a = k1 x c = 68.64 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 68642.190 = 1575.338 kN

∑Csi = 8.919 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 1575.338 + 8.919 - 1077.760 = 506.497 kN

Mn = Cc x 486.874 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1246.435 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2460.893) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1056.00 - 100.00 = 956.000 mm

c = 80.756 mm, a = k1 x c = 68.642 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (956.00-80.76) / 80.76 = 0.03251

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} = 20680.144 kN ≥ Pn = 506.497 kN

ΦPn = 0.85 x 506.497 = 430.522 kN ≥ Pu = 144.979 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.461 = 1059.468 kN.m ≥ Mu = 356.777 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 525.594 kN

≥ Vu (= 258.194 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	900	80	820	144.979	167.912	1158.2

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0048) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1077760.0 x 800.000) / 22368280.0

= 456.352 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 = 1015.924 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1015.924 - 635.520 = 9978.094 kN

Mb = Cc x 234.548 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2839.423 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 284.566 mm, e = Mu/Pu = 1158.186 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 83.90 mm, a = k1 x c = 71.32 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 71317.258 = 1636.731 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 945.684 kN

Pn = 1636.731 + 0.000 - 945.684 = 691.047 kN

Mn = Cc x 420.693 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 800.361 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1158.187) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 83.903 mm, a = k1 x c = 71.317 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-83.90) / 83.90 = 0.02632

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} = 17815.984 kN ≥ Pn = 691.047 kN

ΦPn = 0.85 x 691.047 = 587.390 kN ≥ Pu = 144.979 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.158 = 680.306 kN.m ≥ Mu = 167.912 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 = 538.734 kN

≥ Vu (= 258.194 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	900	100	800	131.78	115.724	878.2

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0035) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 21926040.0

= 450.580 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 635.520 = 9327.137 kN

Mb = Cc x 245.420 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2742.122 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 293.994 mm, e = Mu/Pu = 878.156 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 83.79 mm, a = k1 x c = 71.22 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 71219.730 = 1634.493 kN

∑Csi = 43.096 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 1634.493 + 43.096 - 635.520 = 1042.069 kN

Mn = Cc x 414.970 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 915.091 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=878.148) | = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 83.788 mm, a = k1 x c = 71.220 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-83.79) / 83.79 = 0.02564

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} = 17482.491 kN ≥ Pn = 1042.069 kN

ΦPn = 0.85 x 1042.069 = 885.759 kN ≥ Pu = 131.780 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.878 = 777.834 kN.m ≥ Mu = 115.724 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 = 525.050 kN

≥ Vu (= 202.675 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	900	80	820	131.78	302.322	2294.1

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0035) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 635520.0 x 800.000) / 21926040.0

= 449.420 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 599.057 - 635.520 = 9561.227 kN

Mb = Cc x 241.480 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2762.438 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 288.921 mm, e = Mu/Pu = 2294.139 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 69.06 mm, a = k1 x c = 58.70 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 58697.056 = 1347.097 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1062.698 kN

Pn = 1347.097 + 0.000 - 1062.698 = 284.400 kN

Mn = Cc x 420.072 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 652.454 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2294.142) | = 0.0030 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 69.055 mm, a = k1 x c = 58.697 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-69.06) / 69.06 = 0.03262

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} = 17482.491 kN ≥ Pn = 284.400 kN

ΦPn = 0.85 x 284.400 = 241.740 kN ≥ Pu = 131.780 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.294 = 554.585 kN.m ≥ Mu = 302.322 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 = 538.176 kN

≥ Vu (= 202.675 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	900	100	800	185.262	495.231	2673.1

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 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 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2055680.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 23346200.0

= 429.254 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 2055.680 = 7906.977 kN

Mb = Cc x 266.746 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3408.625 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 431.091 mm, e = Mu/Pu = 2673.143 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 124.50 mm, a = k1 x c = 105.83 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 105826.044 = 2428.708 kN

∑Csi = 304.274 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 2428.708 + 304.274 - 2055.680 = 677.301 kN

Mn = Cc x 376.341 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1810.529 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2673.151) | = 0.0080 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 124.501 mm, a = k1 x c = 105.826 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-124.50) / 124.50 = 0.01628

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} = 18553.434 kN ≥ Pn = 677.301 kN

ΦPn = 0.85 x 677.301 = 575.706 kN ≥ Pu = 185.262 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.673 = 1538.945 kN.m ≥ Mu = 495.231 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 = 527.255 kN

≥ Vu (= 329.626 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	900	80	820	185.262	305.3	1647.9

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0075) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 2055680.0 x 800.000) / 23346200.0

= 470.746 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 = 1937.735 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1937.735 - 635.520 = 10899.905 kN

Mb = Cc x 220.154 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2999.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 275.168 mm, e = Mu/Pu = 1647.940 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 84.18 mm, a = k1 x c = 71.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 71550.760 = 1642.090 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1215.123 kN

Pn = 1642.090 + 0.000 - 1215.123 = 426.967 kN

Mn = Cc x 434.971 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 703.618 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1647.942)| = 0.0019 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 84.177 mm, a = k1 x c = 71.551 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-84.18) / 84.18 = 0.02622

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} = 18553.434 kN ≥ Pn = 426.967 kN

ΦPn = 0.85 x 426.967 = 362.922 kN ≥ Pu = 185.262 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.648 = 598.074 kN.m ≥ Mu = 305.300 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 = 540.437 kN

≥ Vu (= 329.626 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 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 2경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 446 × 0.0020 = 892.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 892.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 446 × 1000 = 669.00 ㎟ (≤1800)
∴ 669.00 ㎟ ≤ 2647.338 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

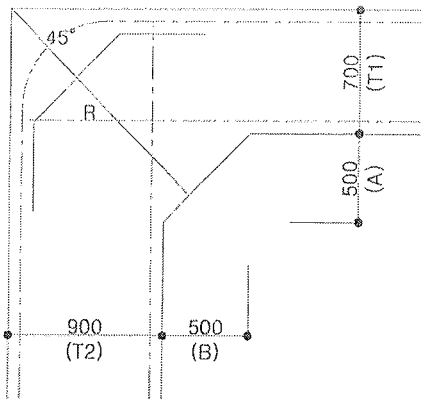
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 491.935 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 491.935 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm²

∴ Total Asb = 1146.000 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 491.94 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 1.115 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 491.94 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 3680.960 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb

= 3680.960 mm² - 1146.000 mm²

= 2534.960 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2534.960 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0018484 + \sqrt{(2 \times 0.0129 + (0.0129)^2)} = 0.148$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 / 3 = 0.951$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 8848632.000 / (1146.000 \times 620.000 \times 0.951)$

  $= 13.102$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 13.102 \times 1146.000 = 15014.954$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0019376 + \sqrt{(2 \times 0.0136 + (0.0136)^2)} = 0.152$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.152 / 3 = 0.949$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 8848632.000 / (1588.800 \times 820.000 \times 0.949)$

  $= 7.154$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 7.154 \times 1588.800 = 11365.718$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

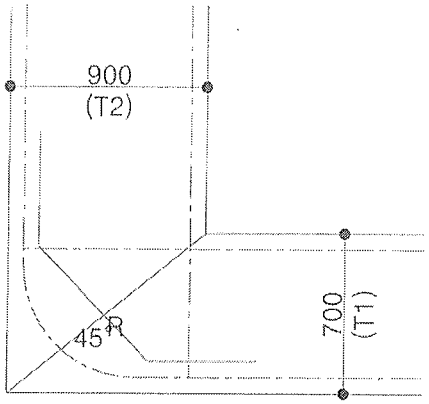
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(15014.954^2 + 11365.718^2)} / 180.0$

  $As = 104.620$ ㎟

  사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 611.585 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 611.585 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 611.58 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 2.352 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 611.58 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 5959.946 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5959.946 mm² - 2569.600 mm²

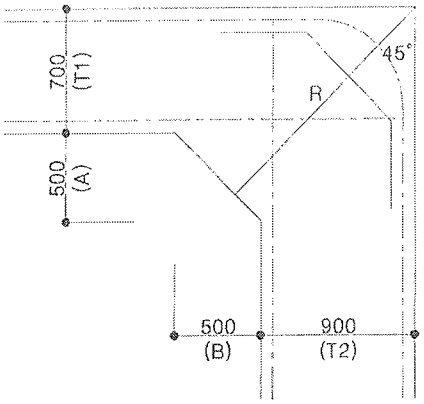
= 3390.346 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3390.346 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 229.408 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 229.408 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H19 @250 - 4EA = 1146.000 mm^2

∴ Total Asb = 1146.000 mm^2

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 229.41 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 0.520 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0018484 + √(2 x 0.0129 + (0.0129)²) = 0.148

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.148 /3 = 0.951

fs = Mo / (As x d x j) = 82358008.000 / (1146.000 x 620.000 x 0.951)

= 121.946 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 121.946 x 1146.000 = 139750.608 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0019376 + √(2 x 0.0136 + (0.0136)²) = 0.152

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.152 /3 = 0.949

fs = Mo / (As x d x j) = 82358008.000 / (1588.800 x 820.000 x 0.949)

= 66.582 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 66.582 x 1588.800 = 105785.604 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

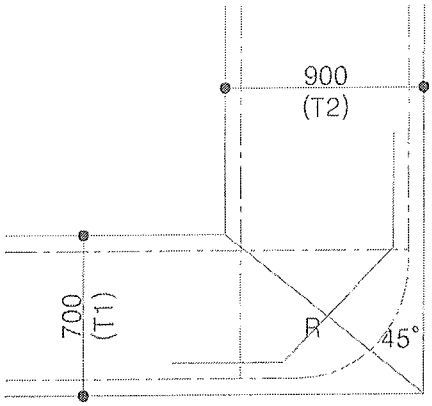
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(139750.608² + 105785.604²) / 180.0

As = 973.742 ㎟

사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 376.042 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 376.042 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm^2

∴ Total Asb = 2569.600 mm^2

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 376.04 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.446 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 376.04 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 3664.566\ mm^2$$

Asb = 2569.600 mm^2

Req'd As = As - Asb

= 3664.566 mm^2 - 2569.600 mm^2

= 1094.966 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm^2 > Req'd As (= 1094.966 mm^2) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0024974 + \sqrt{(2 \times 0.0175 + (0.0175)^2)} = 0.170$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.170 / 3 = 0.943$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 48428973.000 / (1548.400 \times 620.000 \times 0.943)$

$= 53.483$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 53.483 \times 1548.400 = 82812.800$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0019376 + \sqrt{(2 \times 0.0136 + (0.0136)^2)} = 0.152$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.152 / 3 = 0.949$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 48428973.000 / (1588.800 \times 820.000 \times 0.949)$

$= 39.152$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 39.152 \times 1588.800 = 62205.101$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(82812.800^2 + 62205.101^2)} / 180.0$

$As = 575.407$ ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ 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	717	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	191.987	O.K	1.536
		좌측 (하면)	1	620	H19 - 8.0EA	125	9432.537	O.K	75.460
		중앙부	2	620	H19 - 8.0EA	125	181.437	O.K	1.451
		우측 (상면)	3	717	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	202.985	O.K	1.624
		우측 (하면)	3	620	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
	2경간	좌측 (상면)	4	767	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	164.902	O.K	1.319
		좌측 (하면)	4	620	H19 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부 (상면)	5	717	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	395.149	O.K	3.161
		중앙부 (하면)	5	620	H19 - 8.0EA	125	4416.392	O.K	35.331
		우측 (상면)	6	717	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	395.149	O.K	3.161
		우측 (하면)	6	620	H19 - 8.0EA	125	4416.392	O.K	35.331
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	7	620	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측 (하면)	7	600	H29 - 8.0EA	125	177.429	O.K	1.419
		중앙부 (상면)	8	620	H22 - 8.0EA	125	220.288	O.K	1.762
		중앙부 (하면)	8	600	H29 - 4.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	9	620	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (하면)	9	600	H29 - 8.0EA	125	253.288	O.K	2.026

하부슬래브	2경간	좌측(상면)	10	620	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		좌측(하면)	10	600	H29 - 8.0EA	125	306.945	O.K	2.456
		중앙부(상면)	11	620	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부(하면)	11	600	H29 - 8.0EA	125	369.475	O.K	2.956
		우측(상면)	12	620	H22 - 8.0EA	125	4290.383	O.K	34.323
		우측(하면)	12	600	H29 - 8.0EA	125	369.253	O.K	2.954
좌측벽체	1층	상부	13	944	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	160.116	O.K	1.281
		상부	13	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	14	800	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	219.898	O.K	1.759
		중앙부	14	820	H16 - 8.0EA	125	1404.568	O.K	11.237
		하부	15	800	H29 - 8.0EA	125	270.068	O.K	2.161
		하부	15	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	16	956	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	1028.928	O.K	8.231
		상부	16	820	H16 - 8.0EA	125	946.201	O.K	7.570
		중앙부	17	800	H16 - 8.0EA	125	3571.512	O.K	28.572
		중앙부	17	820	H16 - 8.0EA	125	321.691	O.K	2.574
		하부	18	800	H29 - 8.0EA	125	686.307	O.K	5.490
		하부	18	820	H16 - 8.0EA	125	1609.103	O.K	12.873

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 341.895 x 1000000 / [2694.400 x (716.750 - 146.647/3)]
= 189.994 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.8/(7x2694.400)]
= 146.647 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 189.99) - 2.5 x 89.00 = 191.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 189.99) = 331.59 mm
Sa는 작은 값인 191.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 191.99 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 8.849 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 6.679 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 6.68) - 2.5 x 70.50 = 11614.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 6.68) = 9432.54 mm
Sa는 작은 값인 9432.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 9432.54 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 291.684 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 220.165 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 220.16) - 2.5 x 70.50 = 181.44 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 220.16) = 286.15 mm
Sa는 작은 값인 181.44 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 181.44 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 333.036 x 1000000 / [2694.400 x (716.707 - 146.642/3)]
= 185.083 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2694.400)]
= 146.642 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 185.08) - 2.5 x 89.00 = 202.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 185.08) = 340.39 mm
Sa는 작은 값인 202.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 202.99 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 392.116 x 1000000 / [2694.400 x (766.667 - 152.240/3)]
= 203.277 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x766.7/(7x2694.400)]
= 152.240 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 203.28) - 2.5 x 89.00 = 164.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 203.28) = 309.92 mm
Sa는 작은 값인 164.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 164.90 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 229.408 x 1000000 / [2694.400 x (716.666 - 146.637/3)]
= 127.500 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2694.400)]
= 146.637 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.50) - 2.5 x 89.00 = 395.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.50) = 494.12 mm
Sa는 작은 값인 395.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 395.15 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 18.899 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 14.265 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 14.27) - 2.5 x 70.50 = 5344.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 14.27) = 4416.39 mm
Sa는 작은 값인 4416.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4416.39 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 229.408 x 1000000 / [2694.400 x (716.666 - 146.637/3)]
= 127.500 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x2694.400)]
= 146.637 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 127.50) - 2.5 x 89.00 = 395.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.50) = 494.12 mm
Sa는 작은 값인 395.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 395.15 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 18.899 x 1000000 / [2292.000 x (620.000 - 125.914/3)]
= 14.265 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x2292.000)]
= 125.914 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 14.27) - 2.5 x 70.50 = 5344.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 14.27) = 4416.39 mm
Sa는 작은 값인 4416.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4416.39 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 560.444 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 201.315 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 201.31) - 2.5 x 85.50 = 177.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 201.31) = 312.94 mm
Sa는 작은 값인 177.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 177.43 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 1경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 355.203 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 200.490 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 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 (210 / 200.49) - 2.5 x 69.00 = 220.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 200.49) = 314.23 mm
Sa는 작은 값인 220.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 220.29 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 1경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 469.413 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 168.616 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 168.62) - 2.5 x 85.50 = 253.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.62) = 373.63 mm
Sa는 작은 값인 253.29 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 253.29 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 2경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 421.041 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 151.240 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 151.24) - 2.5 x 85.50 = 306.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 151.24) = 416.56 mm
Sa는 작은 값인 306.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 306.94 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 2경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 375.899 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 135.025 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 135.03) - 2.5 x 85.50 = 369.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.03) = 466.58 mm
Sa는 작은 값인 369.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 369.48 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 26.015 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 14.684 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 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 (210 / 14.68) - 2.5 x 69.00 = 5190.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 14.68) = 4290.38 mm
Sa는 작은 값인 4290.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 4290.38 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 376.042 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 135.076 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 135.08) - 2.5 x 85.50 = 369.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 135.08) = 466.40 mm
Sa는 작은 값인 369.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 369.25 mm) ∴ O.K

17) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 491.935 x 1000000 / [2694.400 x (944.000 - 170.783/3)]
= 205.820 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x944.0/(7x2694.400)]
= 170.783 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 205.82) - 2.5 x 89.00 = 160.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 205.82) = 306.09 mm
Sa는 작은 값인 160.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 160.12 mm) ∴ O.K

18) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 358.778 x 1000000 / [2694.400 x (800.000 - 155.876/3)]
= 178.007 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2694.400)]
= 155.876 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 178.01) - 2.5 x 89.00 = 219.90 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 178.01) = 353.92 mm
Sa는 작은 값인 219.90 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 219.90 mm) ∴ O.K

19) 좌측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 55.481 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 44.854 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 44.85) - 2.5 x 72.00 = 1575.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 44.85) = 1404.57 mm
Sa는 작은 값인 1404.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1404.57 mm) ∴ O.K

20) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 611.585 x 1000000 / [5139.200 x (800.000 - 206.622/3)]
= 162.768 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5139.200)]
= 206.622 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 (210 / 162.77) - 2.5 x 85.50 = 270.07 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 162.77) = 387.05 mm
Sa는 작은 값인 270.07 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.07 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 148.259 x 1000000 / [2694.400 x (956.000 - 171.973/3)]
= 61.229 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x956.0/(7x2694.400)]
= 171.973 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 61.23) - 2.5 x 89.00 = 1063.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 61.23) = 1028.93 mm
Sa는 작은 값인 1028.93 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1028.93 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 82.358 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 66.582 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 66.58) - 2.5 x 72.00 = 1002.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 66.58) = 946.20 mm
Sa는 작은 값인 946.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 946.20 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 21.274 x 1000000 / [1588.800 x (800.000 - 122.737/3)]
= 17.640 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x1588.800)]
= 122.737 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 16/2 = 92.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 17.64) - 2.5 x 92.00 = 4234.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 17.64) = 3571.51 mm
Sa는 작은 값인 3571.51 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3571.51 mm) ∴ O.K

24) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 194.161 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 156.969 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.97) - 2.5 x 72.00 = 321.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.97) = 401.35 mm
Sa는 작은 값인 321.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 321.69 mm) ∴ O.K

25) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 328.752 x 1000000 / [5139.200 x (800.000 - 206.622/3)]
= 87.494 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5139.200)]
= 206.622 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 (210 / 87.49) - 2.5 x 85.50 = 686.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 87.49) = 720.05 mm
Sa는 작은 값인 686.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 686.31 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 48.429 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 39.152 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 39.15) - 2.5 x 72.00 = 1831.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 39.15) = 1609.10 mm
Sa는 작은 값인 1609.10 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1609.10 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 1.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.70 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 = 1.900 / 28

T = 0.068 m < 0.700 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

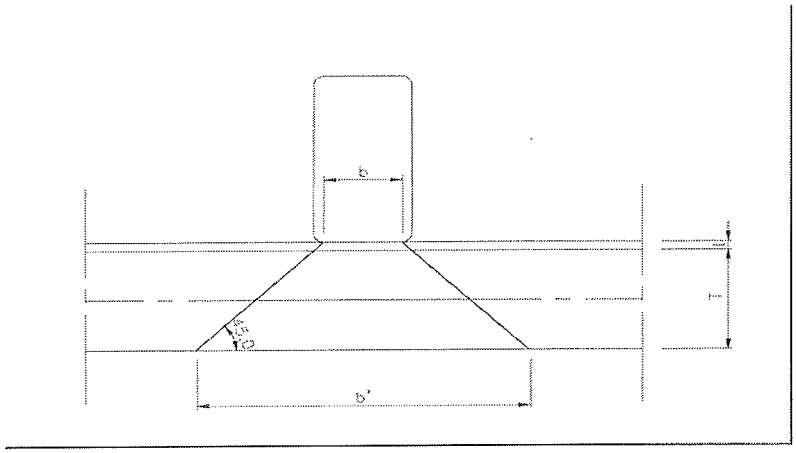
1) 고정하중

- 구체자중 = 585.100 / 10.000 = 58.510 kN/m²
- 상부연직하중 = 34.528 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 39.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

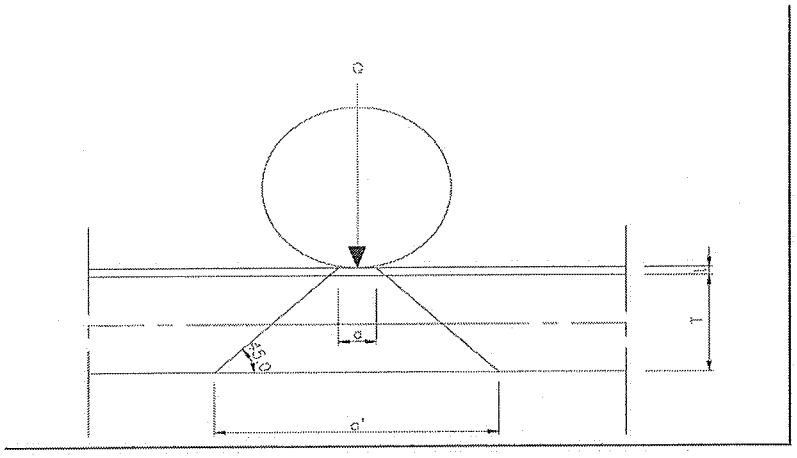


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.680)= 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 58.51 + 34.53 + 39.00 + 0.92 + 28.86

= 161.818 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 510.41 kN/m² ≥ Qmax = 161.818 kN/m² ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.000	×	0.700	×	25.000			=	175.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.000	×	0.700	×	25.000			=	175.000	kN/m
- 벽체	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.040	×	23.000			=	4.968	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.000	×	1.000	×	19.000			=	190.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.000	×	0.714	×	10.000			=	71.400	kN/m
- 수직수압	:	10.000	×	0.714	×	10.000			=	71.400	kN/m
							∴ Σ		=	954.668	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

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 0.714 \times 19.000 + 0.714^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 5.865$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 5.865 = 9.323$ kN/m

(3) 저항력

$R = 954.668 + 9.323 = 963.991$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 10.000 \times 6.354 \times 10.000$

$= 635.400$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 963.991 / 635.400$

$= 1.517 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	10.000	×	0.700	×	25.000			=	175.000	kN/m
- 하부슬래브	:	10.000	×	0.700	×	25.000			=	175.000	kN/m
- 벽체	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	5.400	×	0.040	×	23.000			=	4.968	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	10.000	×	6.600	×	19.000			=	1254.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	10.000	×	-4.886	×	10.000			=	-488.600	kN/m
- 수직수압	:	10.000	×	-4.886	×	10.000			=	-488.600	kN/m
								∴ Σ	=	898.668	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 150.618$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.600 \times -4.886 \times 19.000 + -4.886^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -179.561$ kN/m

∴ Σ = 150.618 + -179.561 = -28.943 kN/m

(3) 저항력

R = 898.668 + -28.943 = 869.725 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 10.000 × 0.754 × 10.000

= 75.400 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 869.725 / 75.400

= 11.535 > 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

$$H = \frac{175.000}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{302.200}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.747 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.747 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{314.700}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.861 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.861 m 이하유지

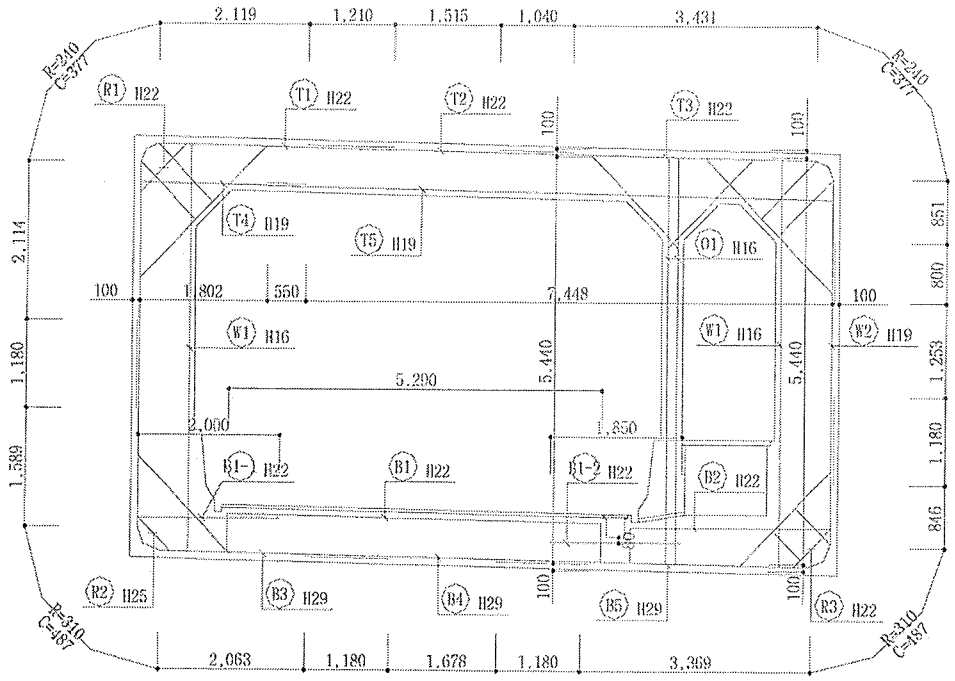
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{616.900}{10.000 \times 10.000 \times 1.100} = 5.608 \text{ m}$$

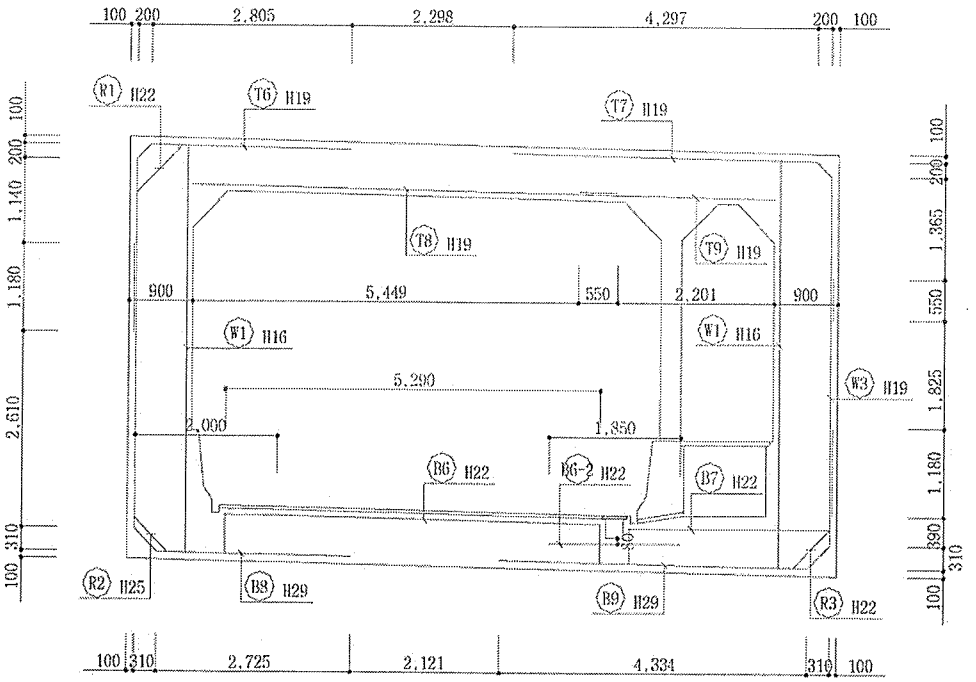
∴ 구조물 저면으로 부터 5.608 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



5.3 집수정

집수정 본체

▨ 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	1521.9	1730.9	1205.8	1142.4	1968.75	1364.59	1.14	1.13	H29@125,H25@125
	우측단부	837.8	544.1	521.0	632.1	998.76	1364.59	1.19	2.16	H25@125
	중앙부	1148.0	910.0	1007.8	774.3	1219.73	1113.22	1.06	1.10	H32@125
하부슬래브	좌측단부	1956.6	2828.8	1560.6	1189.1	3218.98	2082.80	1.14	1.33	H29@125,H25@125
	우측단부	1387.8	1376.3	481.9	755.9	2547.07	2082.80	1.84	2.76	H25@125,H22@125
	기둥지점부	1620.3	1714.4	1475.5	1221.6	2158.08	1795.52	1.26	1.22	H25@125,H22@125
	중앙부	1996.9	934.6	496.1	576.3	2479.01	630.03	1.24	1.09	H25@125,H25@125
중간슬래브	상단부	966.4	1050.4	1075.0	939.2	1376.43	1113.22	1.31	1.04	H25@125,H25@125
	하단부	745.0	799.1	1075.0	939.2	1005.09	1113.22	1.26	-	H29@125

▣ 벽체검토 요약

부재명	B	H	dc	Mu	ΦMn	사용철근량	안전율
좌측벽체 상단부	1000	1060	144	1942.86	3551.42	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	1.83
좌측벽체 중앙부	1000	900	80	789.27	1697.29	H16 - 8.0EA	2.15
좌측벽체 중앙지점부	1000	900	100	1139.90	2079.64	H25 - 8.0EA	1.82
좌측벽체 하단부	1000	1060	150	2509.52	3475.68	H29 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	1.39
우측벽체 상단부	1000	1060	100	885.85	2005.21	H25 - 8.0EA	2.26
우측벽체 중앙부	1000	900	80	574.79	1915.17	H22 - 8.0EA	2.71
우측벽체 중앙지점부	1000	900	100	1677.88	1902.48	H32 - 8.0EA	1.13
우측벽체 하단부	1000	1060	150	2130.98	2429.27	H25 - 8.0EA + H22 - 8.0EA	1.14
내측벽체 상단부	1000	300	50	200.77	239.81	H19 - 8.0EA	1.19
내측벽체 하단부	1000	300	50	177.81	236.45	H19 - 8.0EA	1.33

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)
: $\gamma s'$ = 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(Pv ℓ ,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 = -1.00 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 = 26700 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(㎜)

	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

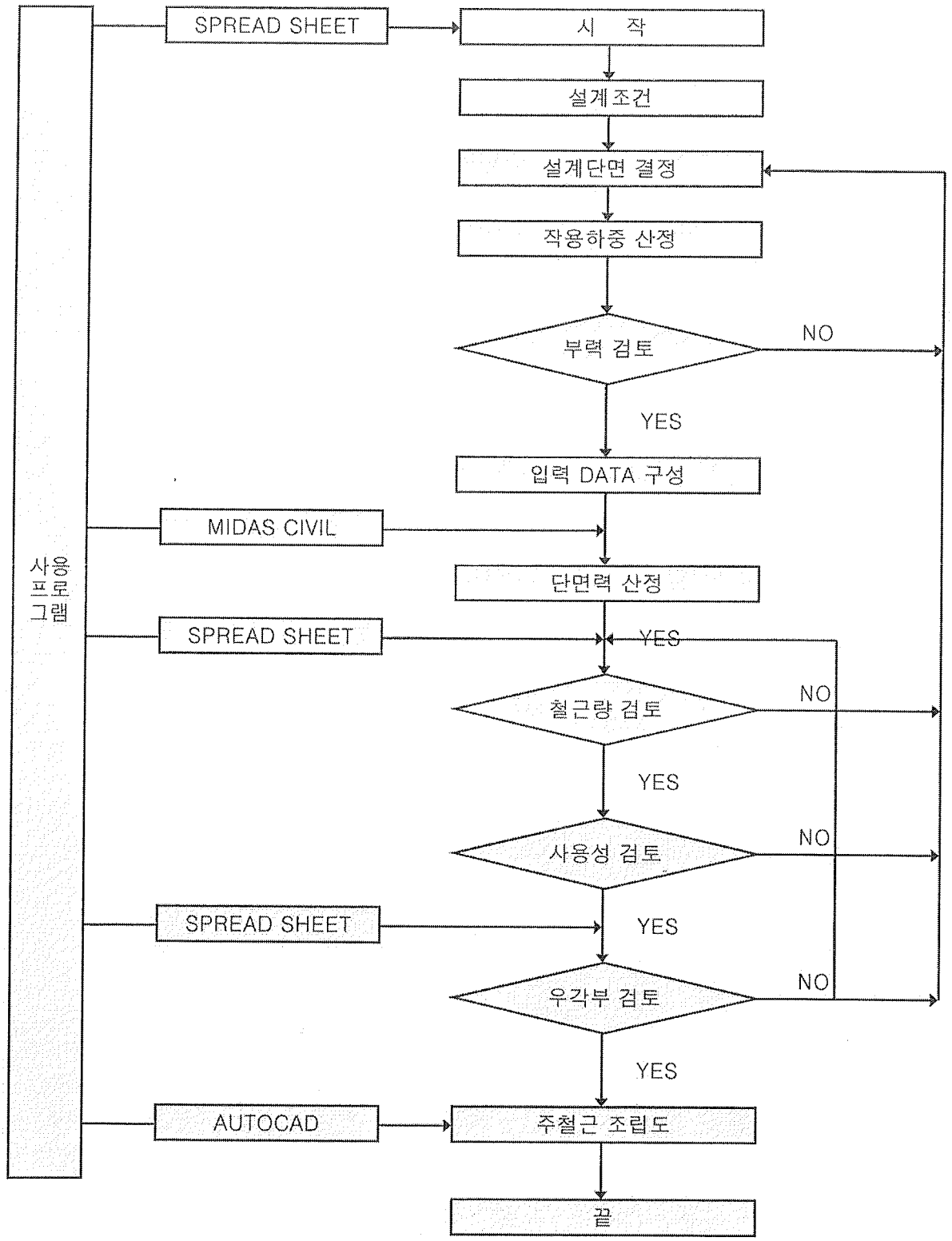
⑤ 지중구조물의 내진설계 ------ 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 [2009] ------ 건설교통부

10) 사용 프로그램

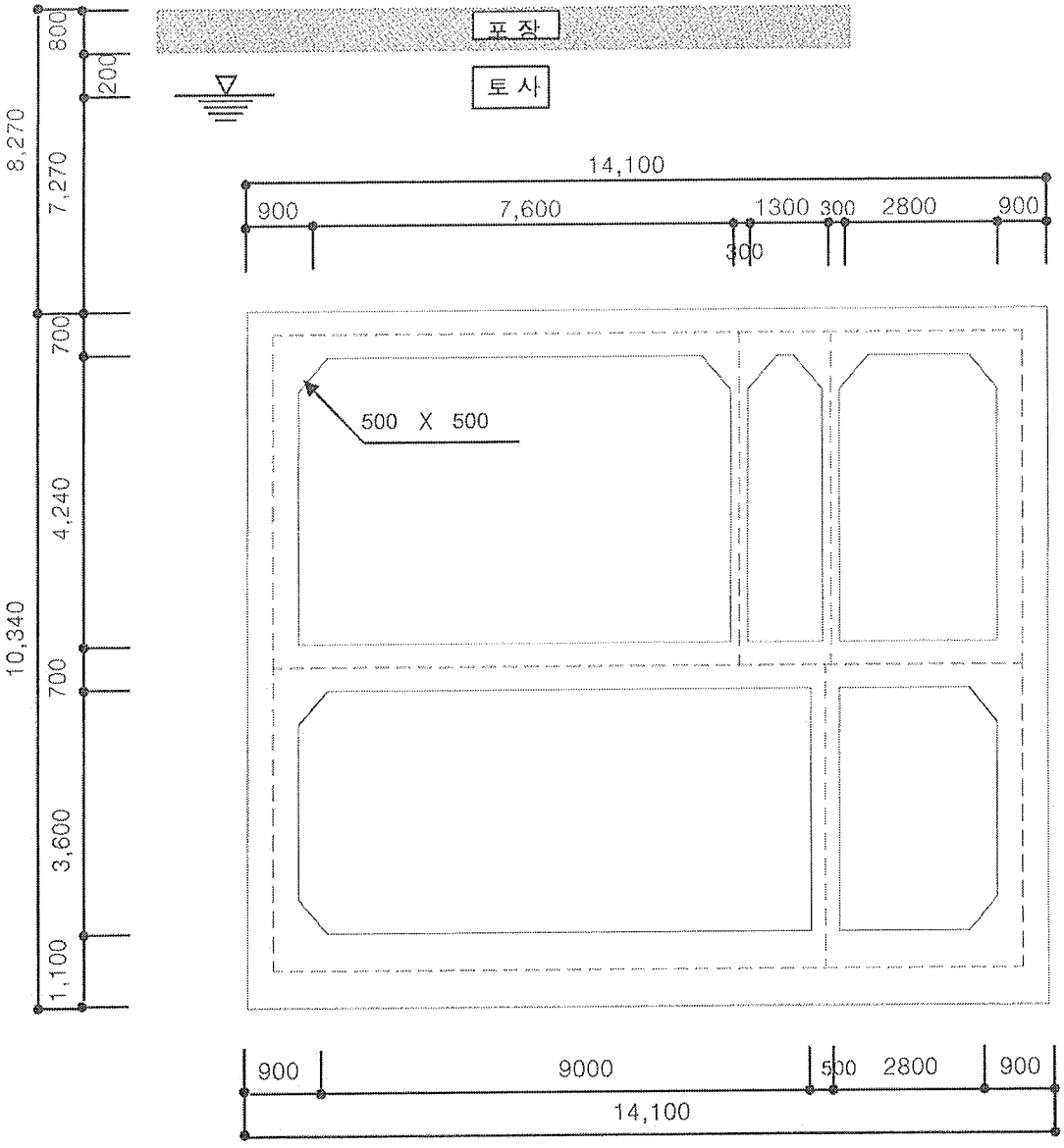
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브 :	0.700	x	14.10	x	25.00				=	246.750	kN
②	측 벽 :	0.900	x	8.54	x	25.00	x	2 ea		=	384.300	kN
③	하부슬라브 :	1.100	x	14.10	x	25.00				=	387.750	kN
④	헌 치 :	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 10 ea	=	31.250	kN
⑤	중간슬라브 :	0.700	x	12.30	x	25.00				=	215.250	kN
⑥	내측벽체 :	0.300	x	4.24	x	25.00	x	2 ea		=	63.600	kN
		0.500	x	3.60	x	25.00				=	45.000	kN
										Σ =	1373.900	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.800	x	23.000	=	18.400 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	7.470	x	19.000	=	141.930 kN/㎡
					∑ Wt1	=	160.330 kN/㎡

- 하부반력산정 : 160.330 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.800	x	23.000	=	18.400 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.200	x	19.000	=	3.800 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	7.270	x	10.000	=	72.700 kN/㎡
					∑ Wt2	=	94.900 kN/㎡

- 하부반력산정 : 94.900 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,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 : = 12.00 kN/㎡

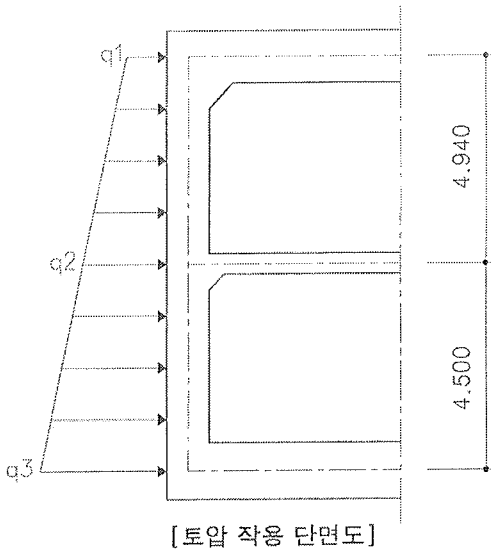
하부반력산정 : = 12.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

PvL x Ko = 12.000 x 0.500 = 6.000 kN/㎡

5) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-4)

q1 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 7.820 x 19.00) = 83.490 kN/㎡

q2 = 83.490 + 0.500 x 4.940 x 19.00 = 130.420 kN/㎡

q3 = 130.42 + 0.500 x 4.500 x 19.00 = 173.170 kN/㎡

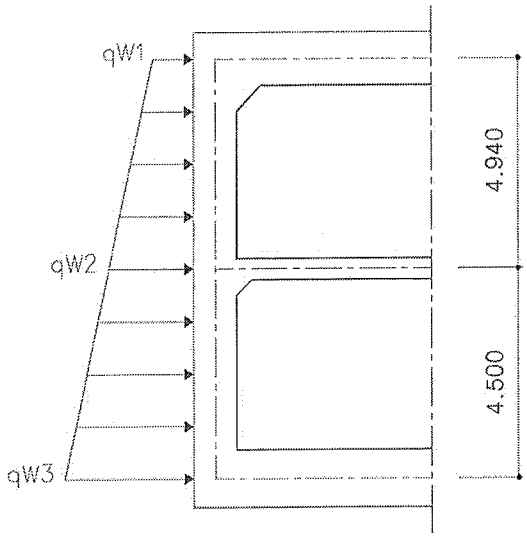
(2) 지하수 고려시 (CASE-5)

q1 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 0.200 x 19.00
+ 7.620 x 10.00) = 49.200 kN/㎡

q2 = 49.200 + 0.500 x 4.940 x 10.00 = 73.900 kN/㎡

q3 = 73.900 + 0.500 x 4.500 x 10.00 = 96.400 kN/㎡

6) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 7.270 x 10.000 = 72.700 kN/㎡

(2) 수평수압 - 벽 체 (CASE-7)

qw1 = 7.620 x 10.000 = 76.200 kN/㎡

qw2 = 76.200 + 4.940 x 10.000 = 125.600 kN/㎡

qw3 = 125.600 + 4.500 x 10.000 = 170.600 kN/㎡

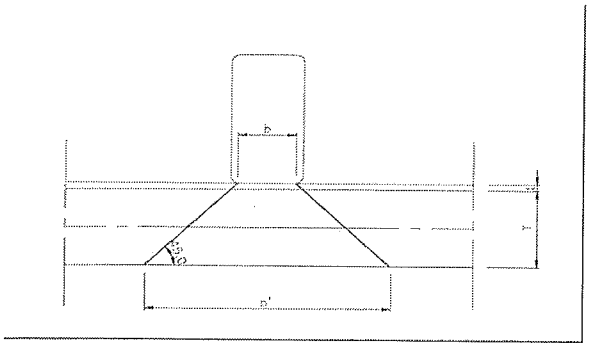
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-6)

qwb = 170.60 + 0.550 x 10.000 = 176.100 kN/㎡

7) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

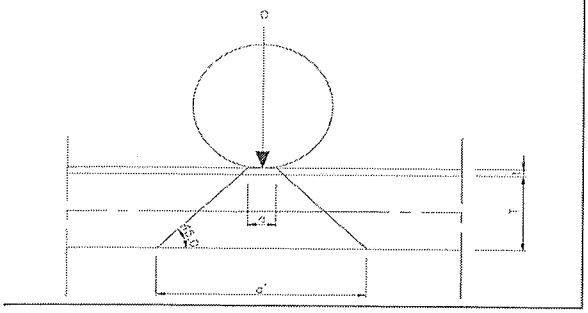
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



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

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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브 :			=	246.750	kN
②	측벽 :			=	384.300	kN
③	하부슬라브 :			=	387.750	kN
④	헌치 :			=	31.250	kN
⑤	중간슬라브 :			=	215.250	KN
⑥	벽체 :	63.600 + 45.00		=	108.600	KN
-	연직하중 :	160.330 x 14.100		=	2260.653	kN
-	상부활하중 :	12.000 x 14.100		=	169.200	kN
-	내부활하중 :	5.000 x 10.400		=	52.000	kN
				Σ =	3855.753	kN

Qmax1 = 3855.753 / 14.100 + 13.924 = 287.382 kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브 :			=	246.750	kN
②	측벽 :			=	384.300	kN
③	하부슬라브 :			=	387.750	kN
④	헌치 :			=	31.250	kN
⑤	중간슬라브 :			=	215.250	kN
⑥	벽체 :			=	108.600	KN
-	연직하중 :	94.900 x 14.100		=	1338.090	KN
-	상부활하중 :			=	169.200	kN
-	내부활하중 :			=	52.000	kN
				Σ =	2933.190	kN

Qmax1 = 2933.190 / 14.100 + 13.924 = 221.952 kN/m²

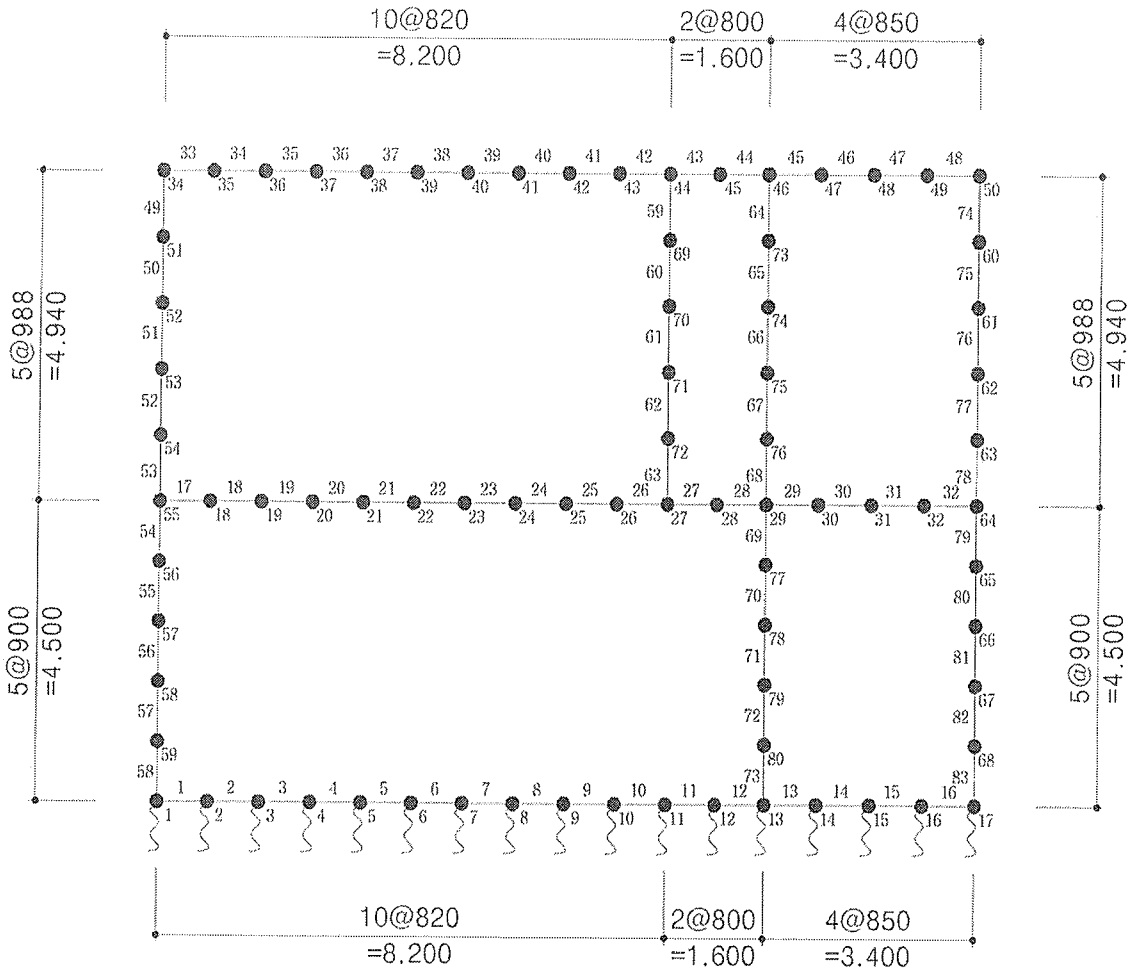
∵ Qmax = 287.382 kN/m²

(3) 지지력 판정

Qmax = 287.382 kN/m² < Qa = 740.910 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	0.70	0.700	0.0285833	26700	33 ~ 48
측 벽	1.0	0.90	0.900	0.0607500	26700	49 ~ 58
	1.0	0.90	0.900	0.0607500	26700	47 ~ 83
하부슬래브	1.0	1.10	1.100	0.1109167	26700	1 ~ 16
중간 슬래브1	1.0	0.70	0.700	0.0285833	26700	17 ~ 32
내 측벽 체1	1.0	0.30	0.300	0.0022500	26700	59 ~ 68
내 측벽 체2	1.0	0.50	0.500	0.0036372	26700	69 ~ 73

3) 강역설정

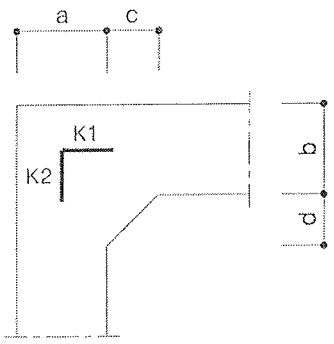
① 강역설정기준

CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 헌치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

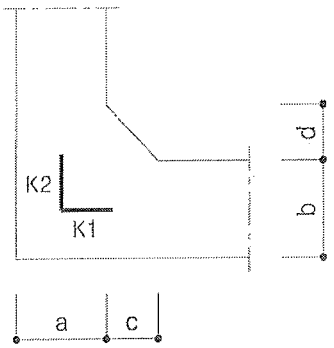
CASE 3 : 헌치의 경사가 60° 이상의 경우는 헌치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

② 강역설정



[상부 우각부]

a =	900 mm	c =	0 mm
b =	700 mm	d =	0 mm
K1 =	275 mm	K2 =	125 mm



[하부 우각부]

a =	900 mm	c =	0 mm
b =	1100 mm	d =	0 mm
K1 =	175 mm	K2 =	325 mm

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

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

③ 환산재하폭

$Bv = \sqrt{14.100 \times 6.100}$ = 9.274 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 + 14.1 / 6.1) / 1.5 = 2.208 > 1

∴ β = 1.0

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (9.274 / 0)$^{-3/4}$ = 12713 kN/m³

Kz(1) =	12713	x	1.0	x (	0.900	/	2	+	0.820	/	2	) =	10933 kN/m³
Kz(16) =	12713	x	1.0	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	11124 kN/m³
Kz(2~13) =	12713	x	1.0	x (	0.820	/	2	+	0.820	/	2	) =	10424 kN/m³
Kz(14~16) =	12713	x	1.0	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	10806 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 = 0.875

(상 시)

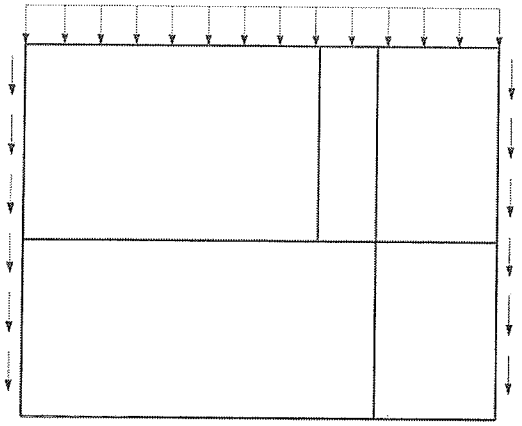
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9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

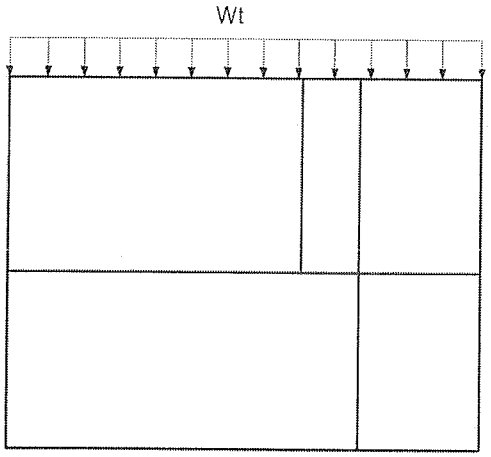
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1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

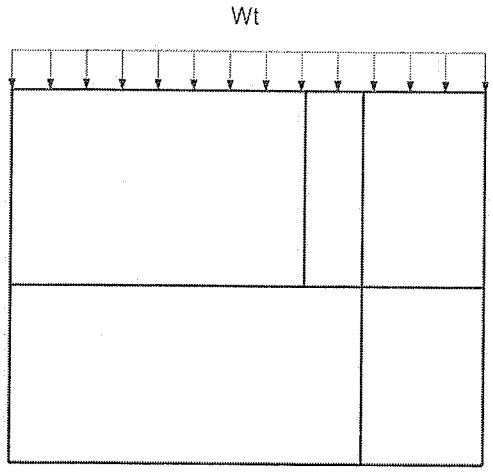


2) CASE 1 - 연 직 토 압 (지하수 비고려시)



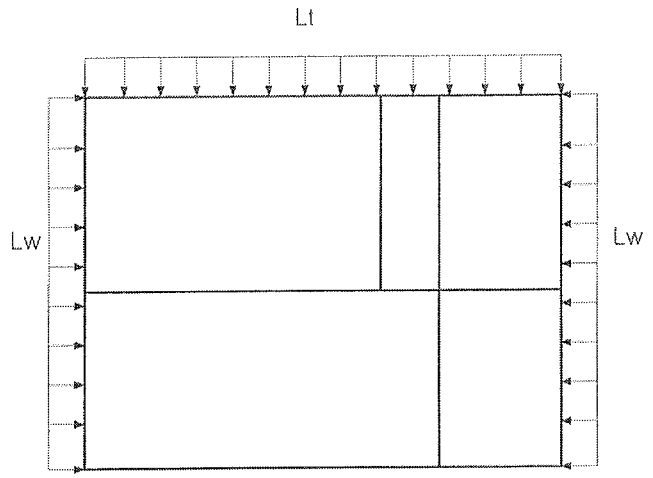
Wt = 160.33 kN/㎡

3) CASE 2 - 연 직 토 압 (지하수 고려시)



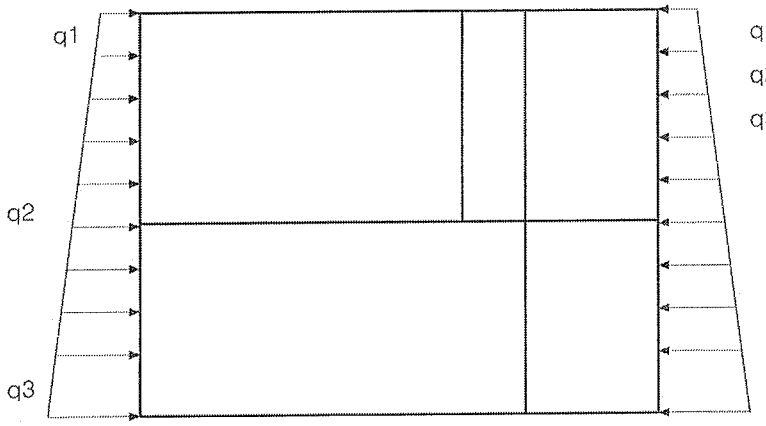
Wt = 94.90 kN/㎡

4) CASE 3 - 활 하 중 (노면 활하중)



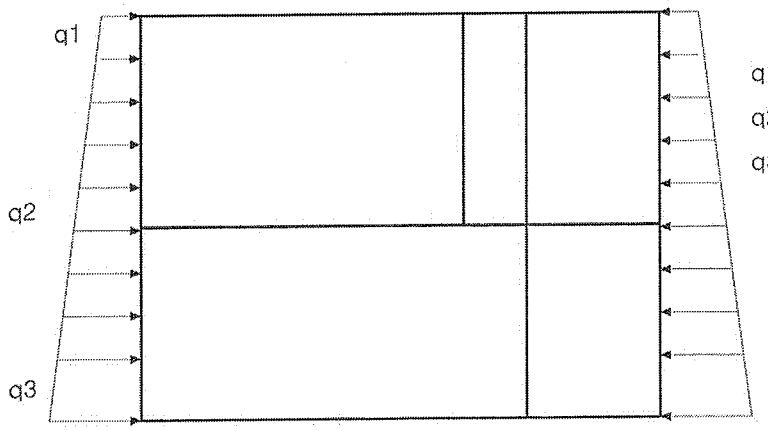
Lt = 12.00 kN/㎡
Lw = 6.00 kN/㎡

5) CASE 4 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



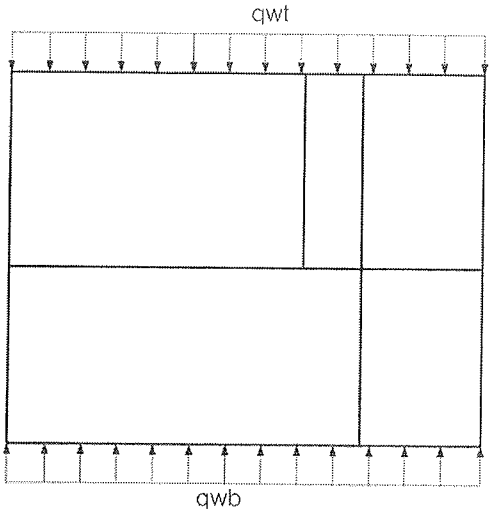
q1 = 83.49 kN/㎡
q2 = 130.42 kN/㎡
q3 = 173.17 kN/㎡

6) CASE 5 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



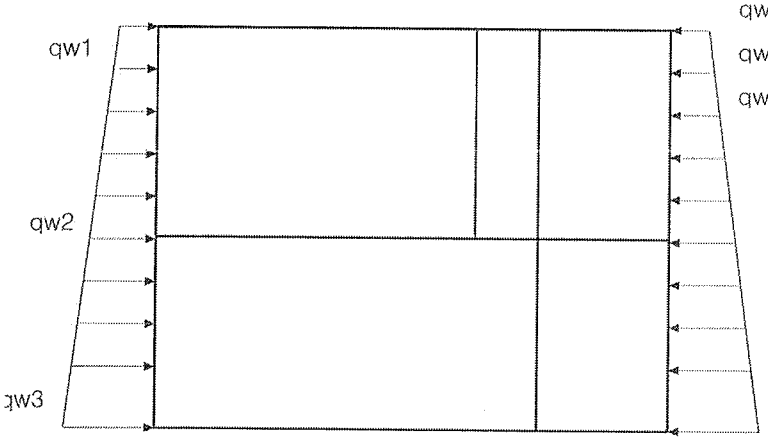
q1 = 49.20 kN/㎡
q2 = 73.90 kN/㎡
q3 = 96.40 kN/㎡

7) CASE 6 - 연 직 수 압



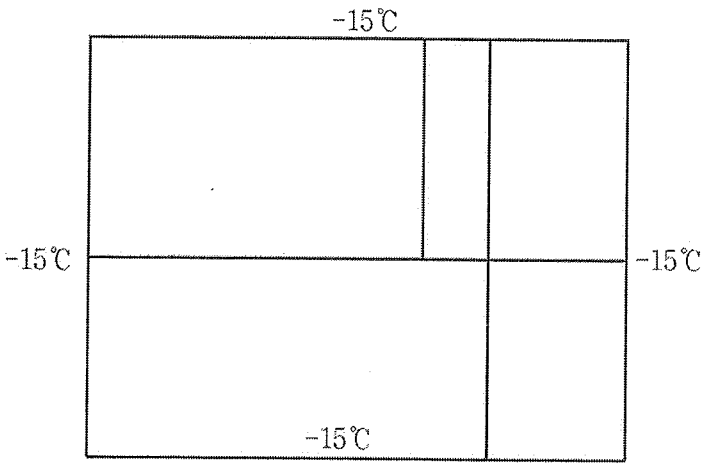
qwt = 72.70 kN/㎡
qwb = 176.10 kN/㎡

8) CASE 7 - 횡 수 압



qw1 = 76.20 kN/㎡
qw2 = 125.60 kN/㎡
qw3 = 170.60 kN/㎡

9) CASE 8 - 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	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	50	연암	50

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 8.620 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 13.560 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 18.060 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 14.100 m

구조물 저판연장 : 6.100 m

구조물 높이 : 10.340 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 0.700 m (측 벽 -1) 0.900 m (중간슬래브) 0.700 m

(측 벽 -2) 0.900 m (하부슬래브) 1.100 m

⑧ 상재토 제원

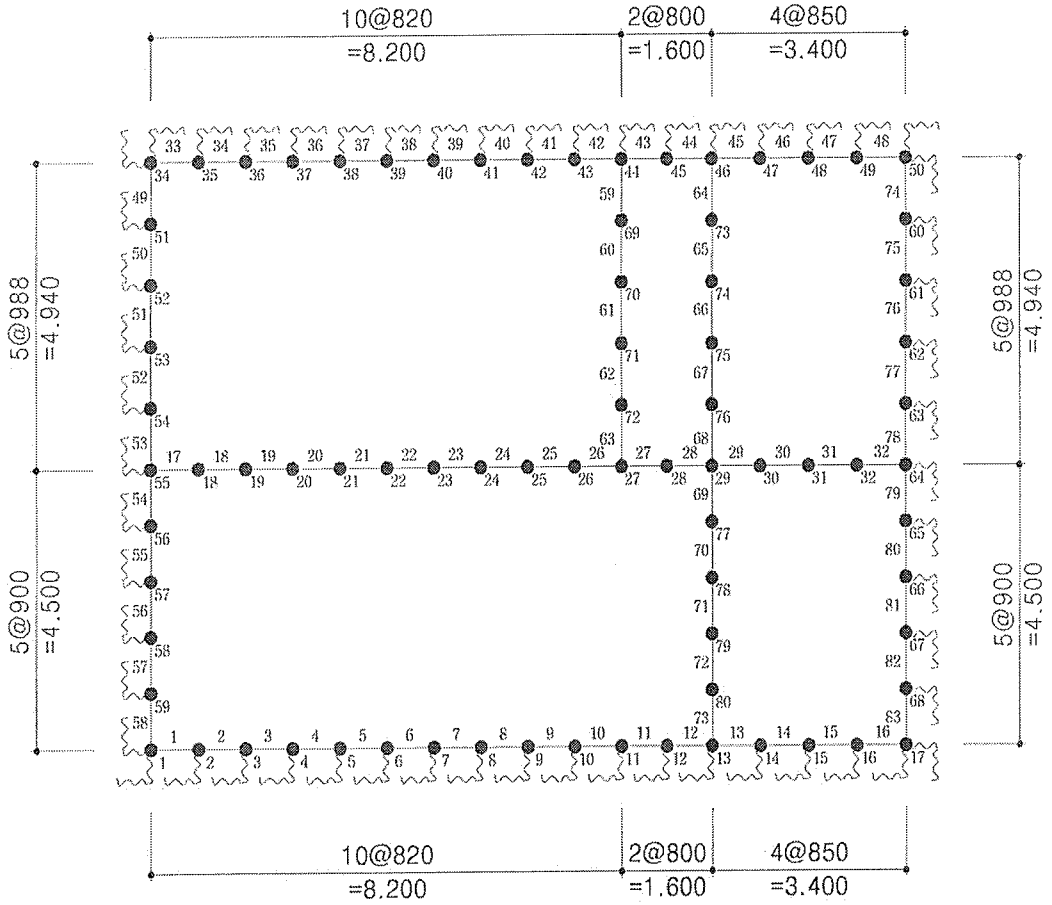
포장두께	0.800	m
입도조정	0.000	m
보조기층	0.000	m
동방층	0.000	m
토사층	7.470	m
전체토피	8.270	m

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	0.70	0.700	0.0285833	26700	33 ~ 48
측 벽	1.0	0.90	0.900	0.0607500	26700	49 ~ 58
	1.0	0.90	0.900	0.0607500	26700	47 ~ 83
하부슬래브	1.0	1.10	1.100	0.1109167	26700	1 ~ 16
중간 슬래브1	1.0	0.70	0.700	0.0285833	26700	17 ~ 32
내 측벽 체1	1.0	0.30	0.300	0.0022500	26700	59 ~ 68
내 측벽 체2	1.0	0.50	0.500	0.0036372	26700	69 ~ 73

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= 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)
  = 21.0 / 9.81 × 235.8 ^{2} = 118985.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 118985.0 = 314120.4 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)
  = 21.0 / 9.81 × 147.4 ^{2} = 46510.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 46510.0 = 122786.4 kN/m²

(3) 연암 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 : 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(14.10 × 6.10) = 9.274 m

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

Kv = 293946.40 × (9.274 / 0.3)^(-3 / 4) = 22421.20 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 22421.20 = 7473.73 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(14.10 × 6.10) = 9.274 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 314120.4 = 1047068.00 kN/m³

Kv = 1047068.00 × (9.274 / 0.3)^(-3 / 4) = 79866.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 79866.66 = 26622.22 kN/m³

(3) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(6.10 × 10.34) = 7.942 m

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

Kh = 293946.40 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 25186.14 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 25186.14 = 8395.38 kN/m³

(4) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(6.10 × 10.34) = 7.942 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 314120.4 = 1047068.00 kN/m³

Kh = 1047068.00 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 89715.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 89715.69 = 29905.23 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

Kv(34,50)=	22421	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	19619 kN/m³
Kvs(34,50)=	7474	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	6540 kN/m³
Kv(35~49)=	22421	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	19058 kN/m³
Kvs(35~49)	7474	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	6353 kN/m³

- 측 벽

Kh(34,50)=	25186	x (	0.700	/	2	+	0.988	/	2	) =	21257 kN/m³
Khs(34,50)=	8395	x (	0.700	/	2	+	0.988	/	2	) =	7086 kN/m³
Kh(51~53)=	25186	x (	0.988	/	2	+	0.988	/	2	) =	24884 kN/m³
Khs(51~53)=	8395	x (	0.988	/	2	+	0.988	/	2	) =	8295 kN/m³
Kh(60~62)=	25186	x (	0.988	/	2	+	0.988	/	2	) =	24884 kN/m³
Khs(60~62)=	8395	x (	0.988	/	2	+	0.988	/	2	) =	8295 kN/m³
Kh(54~59,63~68)=	89716	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	80744 kN/m³
Khs(54~59,63~68)=	29905	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	26915 kN/m³
Kh(1,17)=	89716	x (	0.900	/	2	+	1.100	/	2	) =	89716 kN/m³
Khs(1,17)=	29905	x (	0.900	/	2	+	1.100	/	2	) =	29905 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,17)=	79867	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	69883 kN/m³
Kvs(1,17)=	26622	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	23294 kN/m³
Kv(2~16)=	79867	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	67887 kN/m³
Kvs(2~16)=	26622	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	22629 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(14.10 × 6.10) = 9.274 m

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

Kv = 114822.40 × (9.274 / 0.3)^(-3 / 4) = 8758.25 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8758.25 = 2919.42 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(14.10 × 6.10) = 9.274 m

Kvo = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 122786.4 = 409288.00 kN/m³

Kv = 409288.00 × (9.274 / 0.3)^(-3 / 4) = 31219.05 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 31219.05 = 10406.35 kN/m³

(3) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(6.10 × 10.34) = 7.942 m

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

Kh = 114822.40 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 9838.30 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 9838.30 = 3279.43 kN/m³

(4) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(6.10 × 10.34) = 7.942 m

Khc = 1 / 0.3 × Ed = 1 / 0.3 × 122786.4 = 409288.00 kN/m³

Kh = 409288.00 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 35068.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 35068.93 = 11689.64 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

Kv(34,50)=	8758	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	7663 kN/m³
Kvs(34,50)=	2919	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	2554 kN/m³
Kv(35~49)=	8758	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	7445 kN/m³
Kvs(35~49)	2919	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	2482 kN/m³

- 측 벽

Kh(34,50)=	9838	x (	0.700	/	2	+	0.988	/	2	) =	8304 kN/m³
Khs(34,50)=	3279	x (	0.700	/	2	+	0.988	/	2	) =	2768 kN/m³
Kh(51~53)=	9838	x (	0.988	/	2	+	0.988	/	2	) =	9720 kN/m³
Khs(51~53)=	3279	x (	0.988	/	2	+	0.988	/	2	) =	3240 kN/m³
Kh(60~62)=	9838	x (	0.988	/	2	+	0.988	/	2	) =	9720 kN/m³
Khs(60~62)=	3279	x (	0.988	/	2	+	0.988	/	2	) =	3240 kN/m³
Kh(54~59,63~68)=	35069	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	31562 kN/m³
Khs(54~59,63~68)=	11690	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	10521 kN/m³
Kh(1,17)=	35069	x (	0.900	/	2	+	1.100	/	2	) =	35069 kN/m³
Khs(1,17)=	11690	x (	0.900	/	2	+	1.100	/	2	) =	11690 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,17)=	31219	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	27317 kN/m³
Kvs(1,17)=	10406	x (	0.900	/	2	+	0.850	/	2	) =	9106 kN/m³
Kv(2~16)=	31219	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	26536 kN/m³
Kvs(2~16)=	10406	x (	0.850	/	2	+	0.850	/	2	) =	8845 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	5.900	128.000	80.000	19.000	0.184	0.295
퇴적토	18.900	235.778	147.361	19.000	0.321	0.513
연암	5.200	235.778	147.361	23.000	0.088	0.141
계	30.000	214.582	134.114		0.593	0.949

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.593 = 0.742	1.25 × 0.949 = 1.186

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	172.000	89.000

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
30.000	214.582 , 134.114	0.13981	60376	0.22369	16165

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.742} = 1.385$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.186} = 1.774$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.742 \times 1.385}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.186 \times 1.774}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 8.620 m
- 하부슬래브 심도 = 18.060 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

① 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.742 \times \cos(\pi \times 8.620 / (2 \times 30.0))$

$= 0.02219$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.742 \times \cos(\pi \times 18.060 / (2 \times 30.0))$

$= 0.01443$

② 붕괴방지 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.186 \times \cos(\pi \times 8.620 / (2 \times 30.0))$

$= 0.07245$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.186 \times \cos(\pi \times 18.060 / (2 \times 30.0))$

$= 0.04712$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준							
Po =	7473.73	× (	0.02219	-	0.01443	) =	57.983 kN/m²
붕괴방지수준							
Po =	2919.42	× (	0.07245	-	0.04712	) =	73.951 kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

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

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	8.620	0.0222	0.0081	204.74	0.0724	0.0265	261.13
q2	9.608	0.0216	0.0075	189.99	0.0705	0.0246	242.31
q3	10.596	0.0210	0.0069	173.78	0.0684	0.0225	221.63
q4	11.584	0.0203	0.0062	156.16	0.0662	0.0202	199.16
q5	12.572	0.0195	0.0054	137.17	0.0637	0.0178	174.94
q6	13.560	0.0187	0.0046	416.28	0.0611	0.0151	531.28
q7	14.460	0.0179	0.0039	346.49	0.0585	0.0126	442.20
q8	15.448	0.0170	0.0030	265.76	0.0556	0.0097	339.18
q9	16.436	0.0161	0.0020	180.96	0.0525	0.0066	230.95
q10	17.424	0.0151	0.0010	92.29	0.0493	0.0034	117.78
q11	18.412	0.0141	0.0000	0.00	0.0459	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 32.71$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 64.50$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 48.60$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 28.59$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 56.38$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 42.49$$

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

- $fi = Ai \times rcon'c \times Khu \times (1 - 0.015 \times Zi)$
- 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 = 0.700 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 8.62)
= 1.390 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.700 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 8.62)
= 3.410 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.100 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 18.06)
= 1.820 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.100 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 18.06)
= 4.490 kN/m

- 측벽

① 기능수행수준

fu = 0.900 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 13.34)
= 1.640 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.900 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 13.34)
= 4.030 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fu = 0.700 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 13.56)
= 1.270 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.700 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 13.56)
= 3.120 kN/m

12. 하중조합 및 하중제하도(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

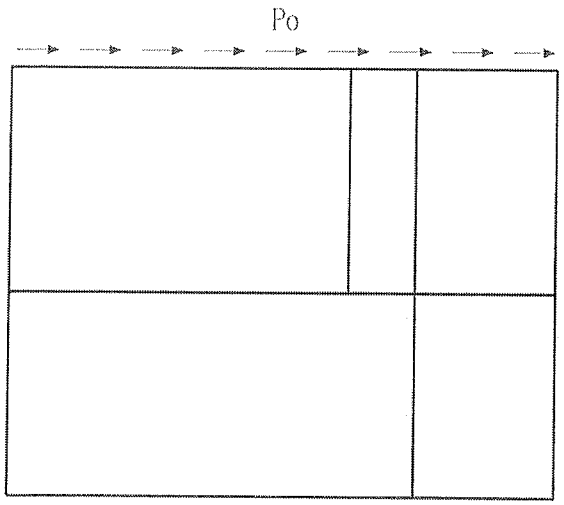
2) 지진시(붕괴방지수준)

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)

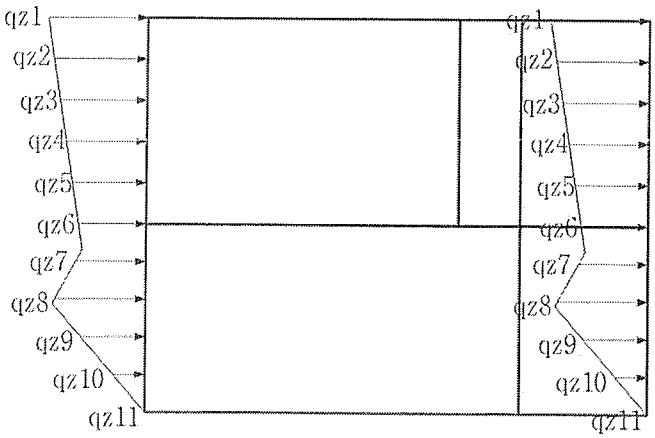
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)



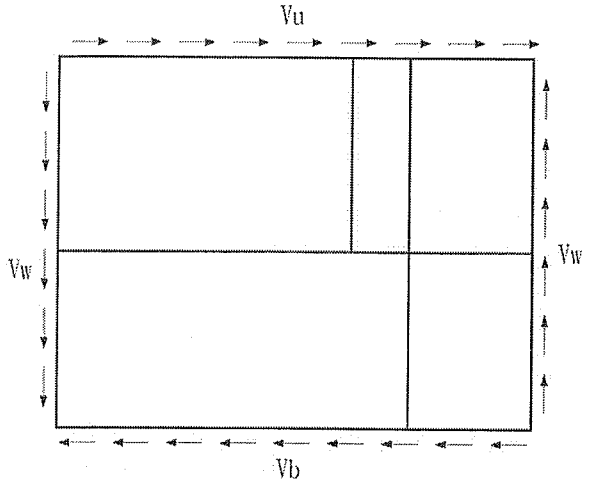
Po = 57.98 kN/m²

2) CASE 2 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



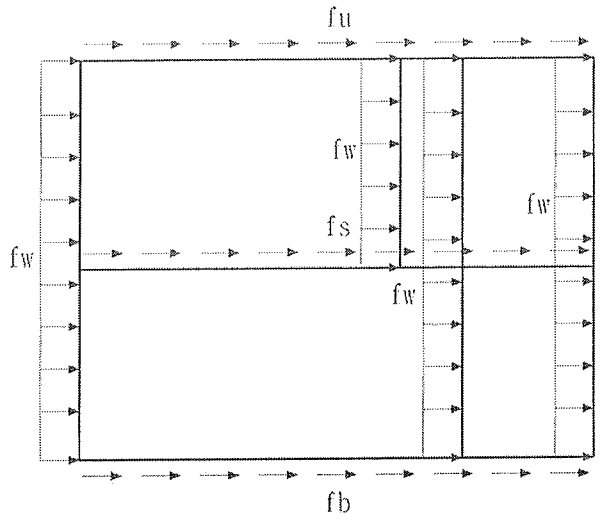
qz1 = 204.74 kN/m²
qz2 = 189.99 kN/m²
qz3 = 173.78 kN/m²
qz4 = 156.16 kN/m²
qz5 = 137.17 kN/m²
qz6 = 416.28 kN/m²
qz7 = 346.49 kN/m²
qz8 = 265.76 kN/m²
qz9 = 180.96 kN/m²
qz10 = 92.29 kN/m²
qz11 = 0.00 kN/m²

3) CASE 3 - 주면전단력 (기능수행수준)



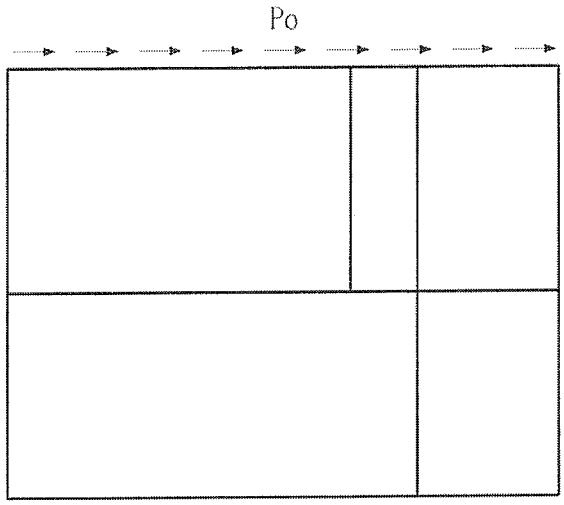
Vu = 32.71 kN/m²
Vb = 64.50 kN/m²
Vw = 48.60 kN/m²

4) CASE 4 - 관성력 (기능수행수준)



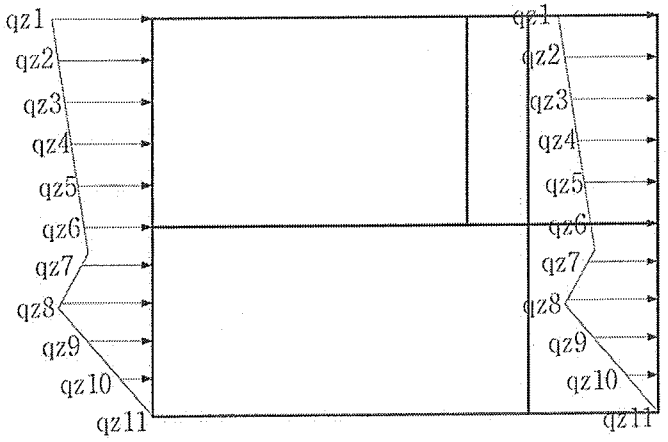
fu = 1.39 kN/m
fb = 1.82 kN/m
fw = 1.64 kN/m
fs = 1.27 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



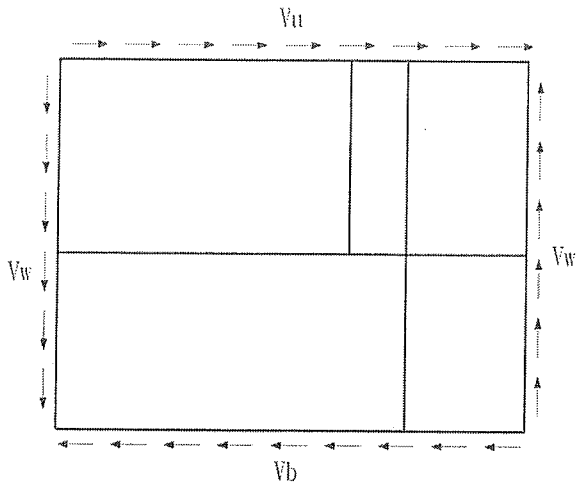
Po = 73.95 kN/㎡

6) CASE 6 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



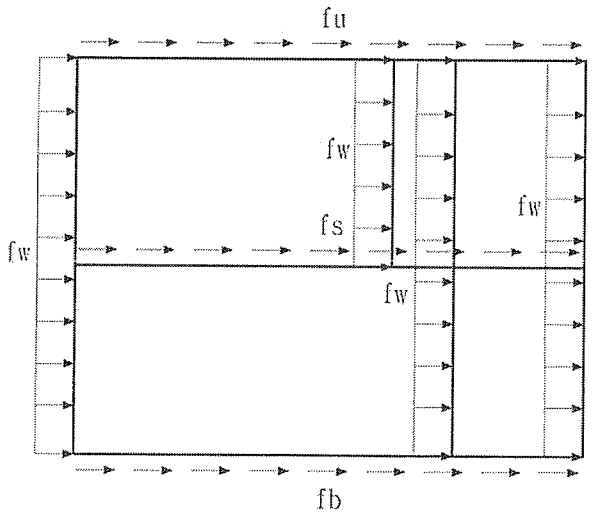
qz1 = 261.13 kN/㎡
qz2 = 242.31 kN/㎡
qz3 = 221.63 kN/㎡
qz4 = 199.16 kN/㎡
qz5 = 174.94 kN/㎡
qz6 = 531.28 kN/㎡
qz7 = 442.20 kN/㎡
qz8 = 339.18 kN/㎡
qz9 = 230.95 kN/㎡
qz10 = 117.78 kN/㎡
qz11 = 0.00 kN/㎡

7) CASE 7 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 28.59 kN/㎡
Vb = 56.38 kN/㎡
Vw = 42.49 kN/㎡

8) CASE 8 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 3.41 kN/m
fb = 4.49 kN/m
fw = 4.03 kN/m
fs = 3.12 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

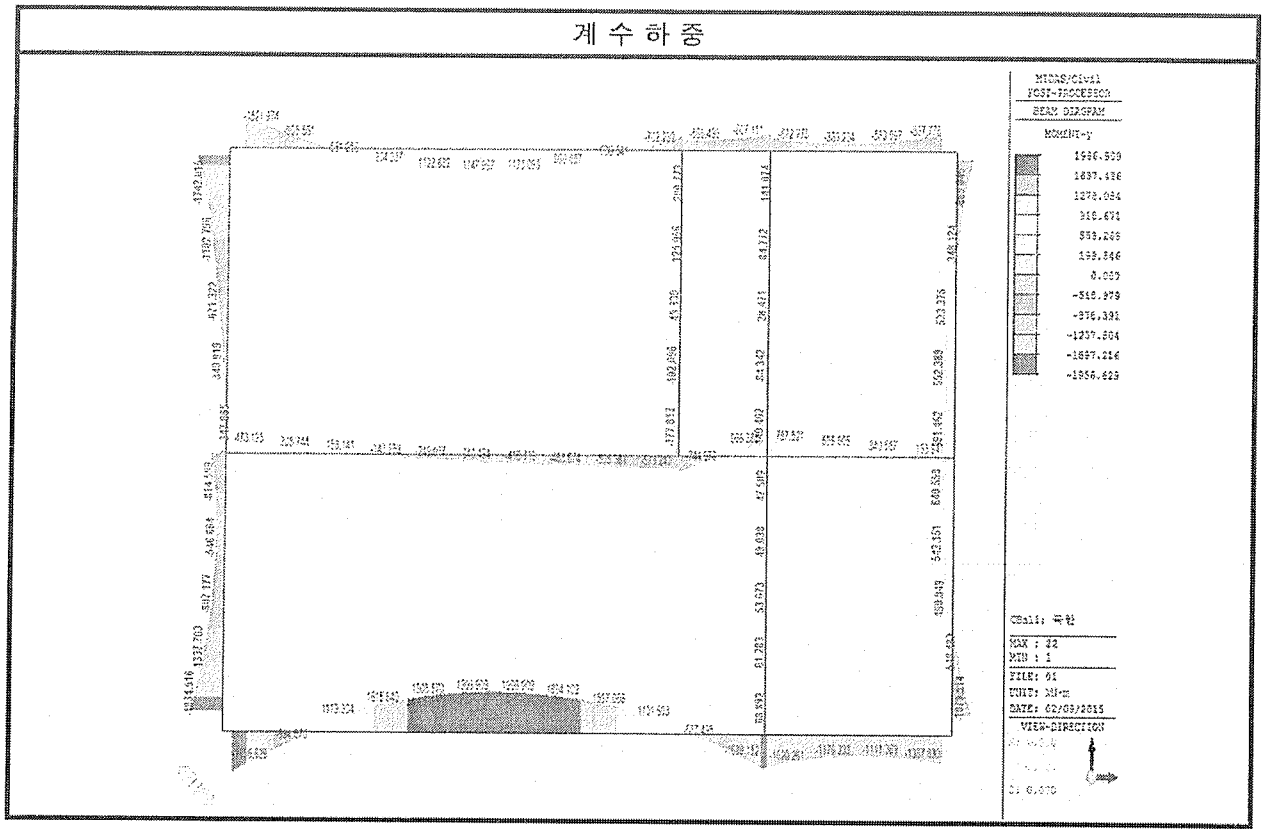
부재	부재력	상시				지진시				적용		
						기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Fx	Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
1	상부슬래브 좌측단부	-	1521.9	1205.8	1077.0	1730.9	1083.1	685.0	1142.4	1731	1206	1077
2	상부슬래브 우측단부		837.8	521.0	583.2	544.1	450.5	455.2	632.1	838	632	583
3	상부슬래브 중앙부		1148.0	1007.8	826.9	910.0	774.3	354.7	467.4	1148	1008	827
4	하부슬래브 좌측단부	-	1956.6	1560.6	1420.8	2828.8	1189.1	974.3	1132.2	2829	1561	1421
5	하부슬래브 우측단부		1387.8	481.9	993.1	1376.3	755.9	799.5	397.7	1388	756	993
6	하부슬래브 기둥지점부		1620.3	1475.5	1241.3	1714.4	1006.1	831.1	1221.6	1714	1476	1241
7	하부슬래브 중앙부		1996.9	496.1	1491.1	934.6	576.3	529.3	351.1	1997	576	1491
8	좌측벽체 상단부	1737.8	1742.0	962.2	1239.5	1942.9	1227.8	760.7	1009.7	1943	1228	1239
9	좌측벽체 중앙부		671.3	516.3	319.0	789.3	639.9	344.5	1021.5	789	1021	319
10	좌측벽체 중앙지점부		814.6	608.9	551.3	1139.9	938.5	509.9	1398.7	1140	1399	551
11	좌측벽체 하단부		1834.5	1156.0	1355.8	2509.5	1534.0	871.2	1472.8	2510	1534	1356
12	우측벽체 상단부	727.2	885.8	831.3	620.4	600.1	834.9	495.4	870.7	886	871	620
13	우측벽체 중앙부		523.4	638.4	538.9	574.8	1065.8	462.5	1118.0	575	1118	539
14	우측벽체 중앙지점부		640.6	612.7	1.0	1677.9	837.5	416.4	1333.8	1678	1334	1
15	우측벽체 하단부		1079.5	1148.1	790.4	2131.0	1139.4	659.1	1419.3	2131	1419	790
16	내측벽체 상단부	1079.9	200.8	76.6	146.3	172.9	66.1	106.1	121.9	201	122	146
17	내측벽체 하단부		177.8	76.6	130.2	170.5	75.2	108.5	144.2	178	144	130
18	중간슬래브 상면	-	966.4	1075.0	715.3	1050.4	819.6	503.4	939.2	1050	1075	715
19	중간슬래브 하면		745.0	1075.0	529.8	799.1	819.6	323.1	939.2	799	1075	530

14. 단면력도

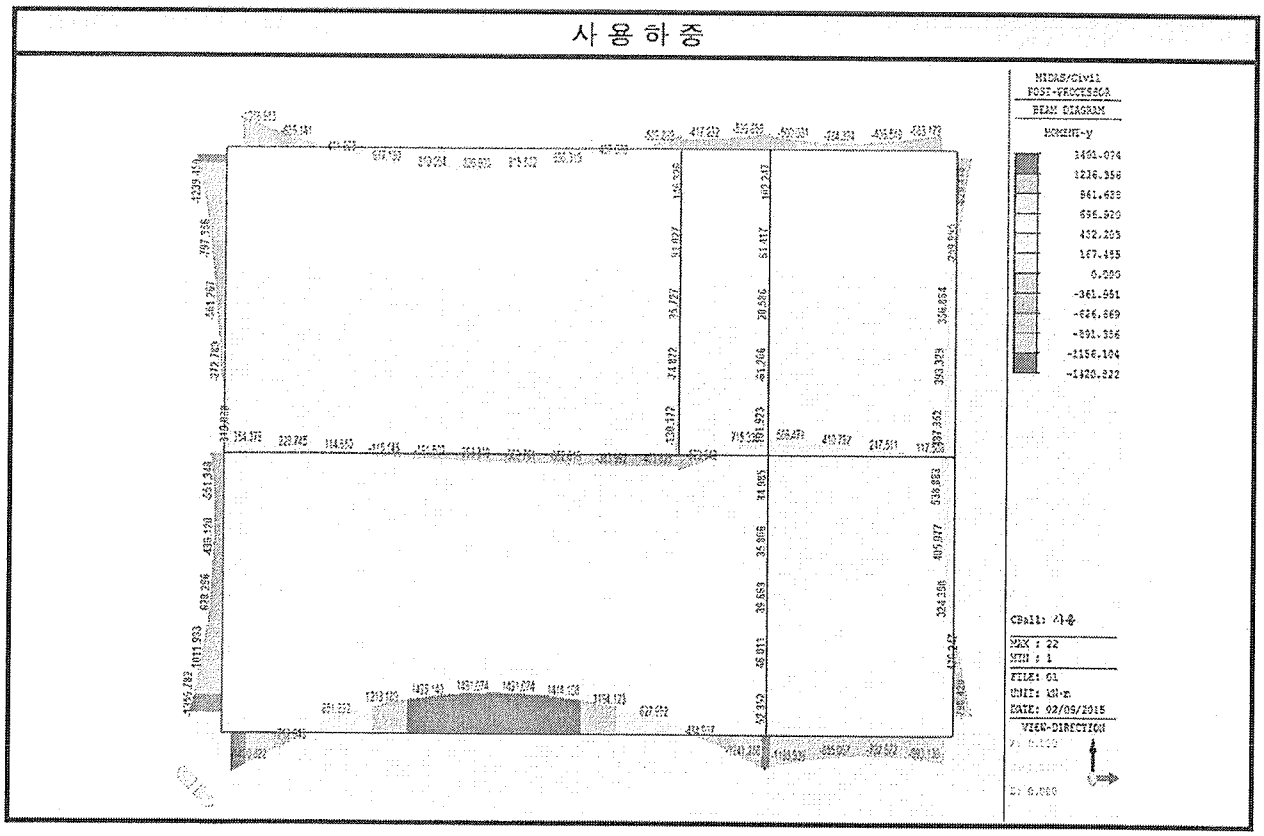
1) 상시

- 모멘트도

계 수 하 중

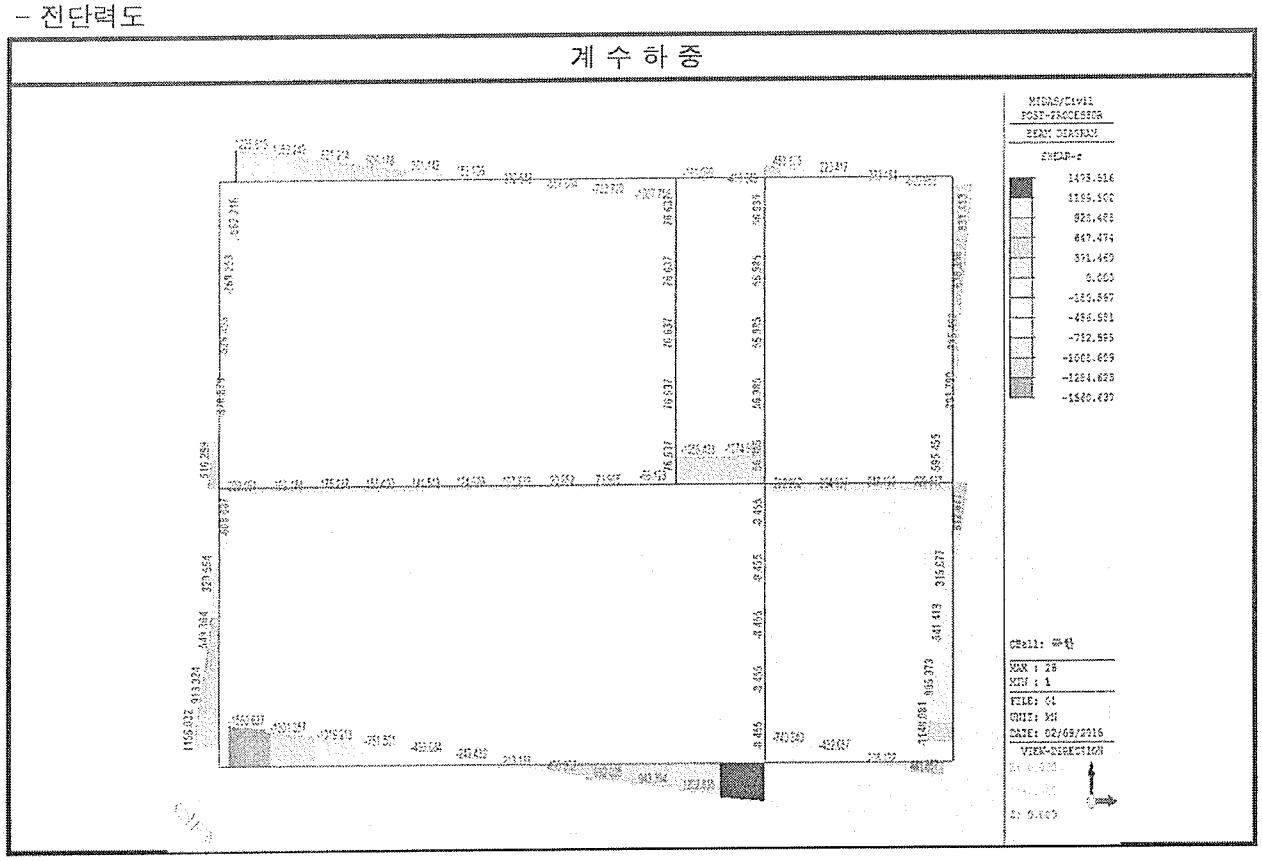


사 용 하 중



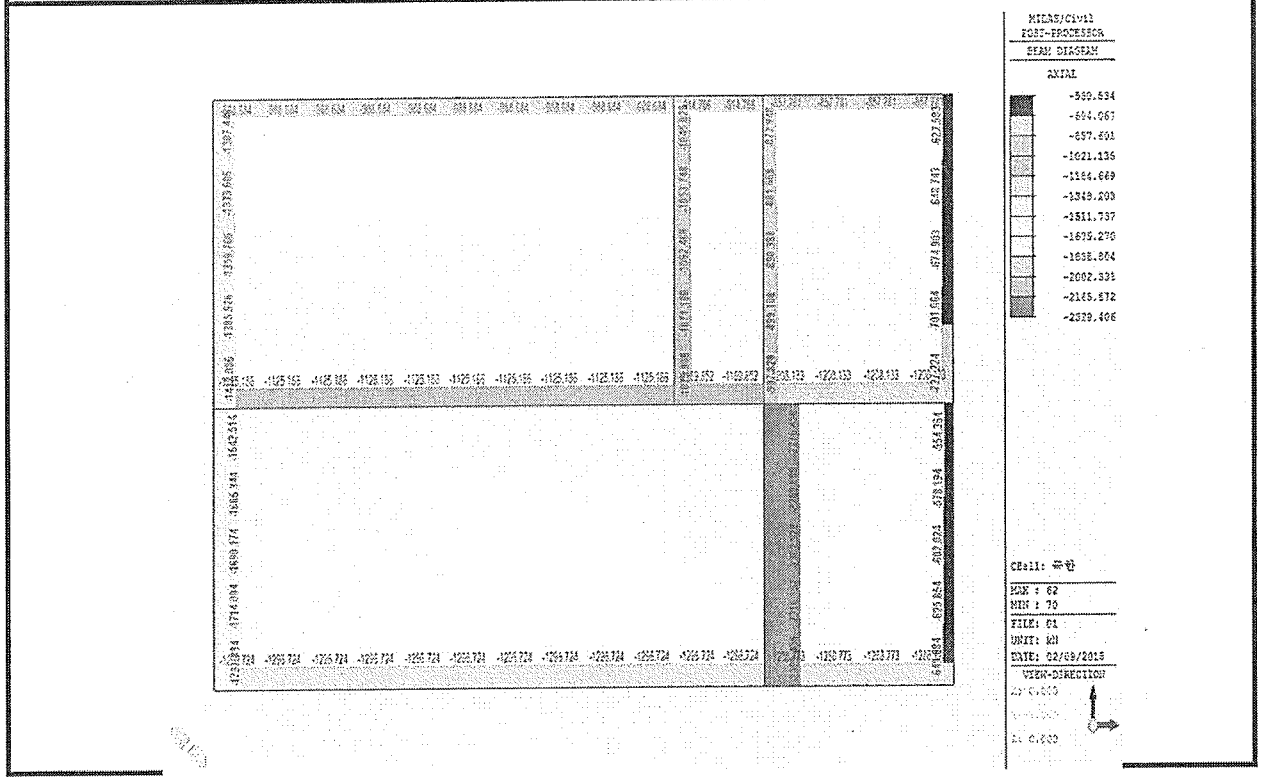
- 진단력도

계 수 하 중



- 축력도

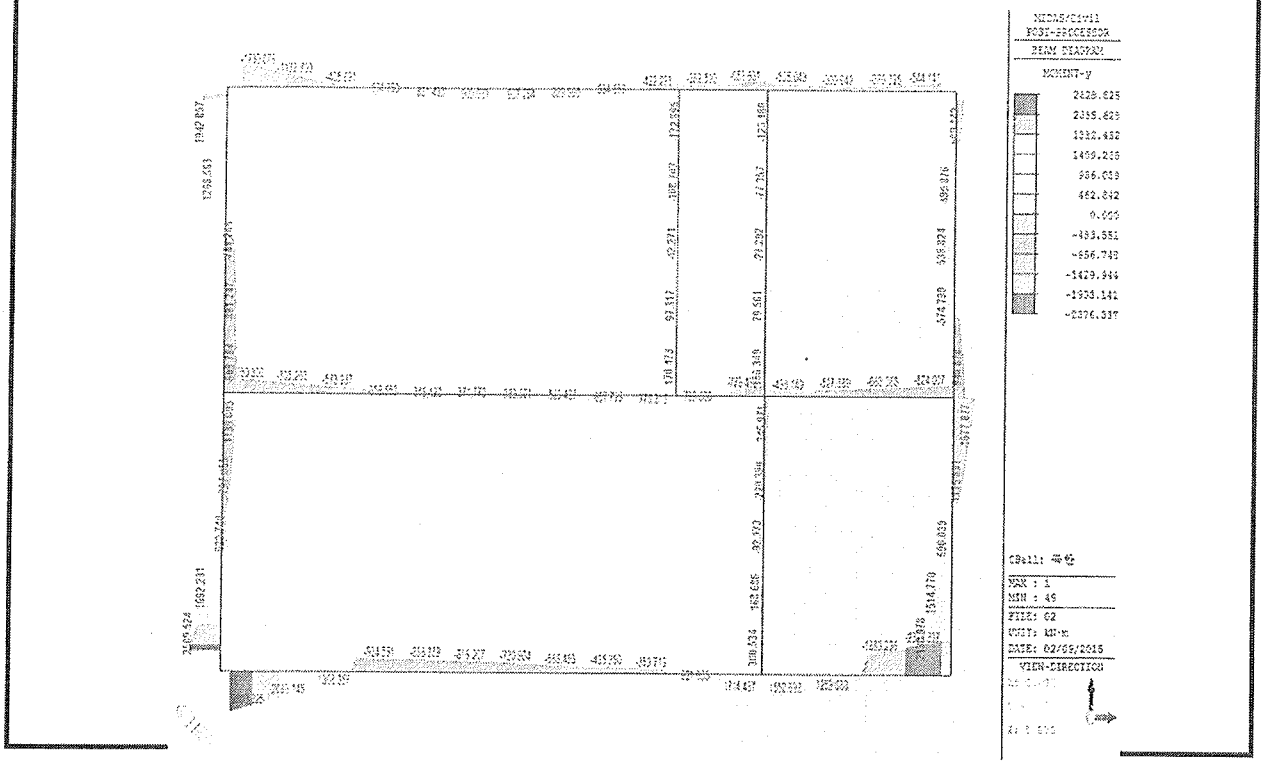
계 수 하 중



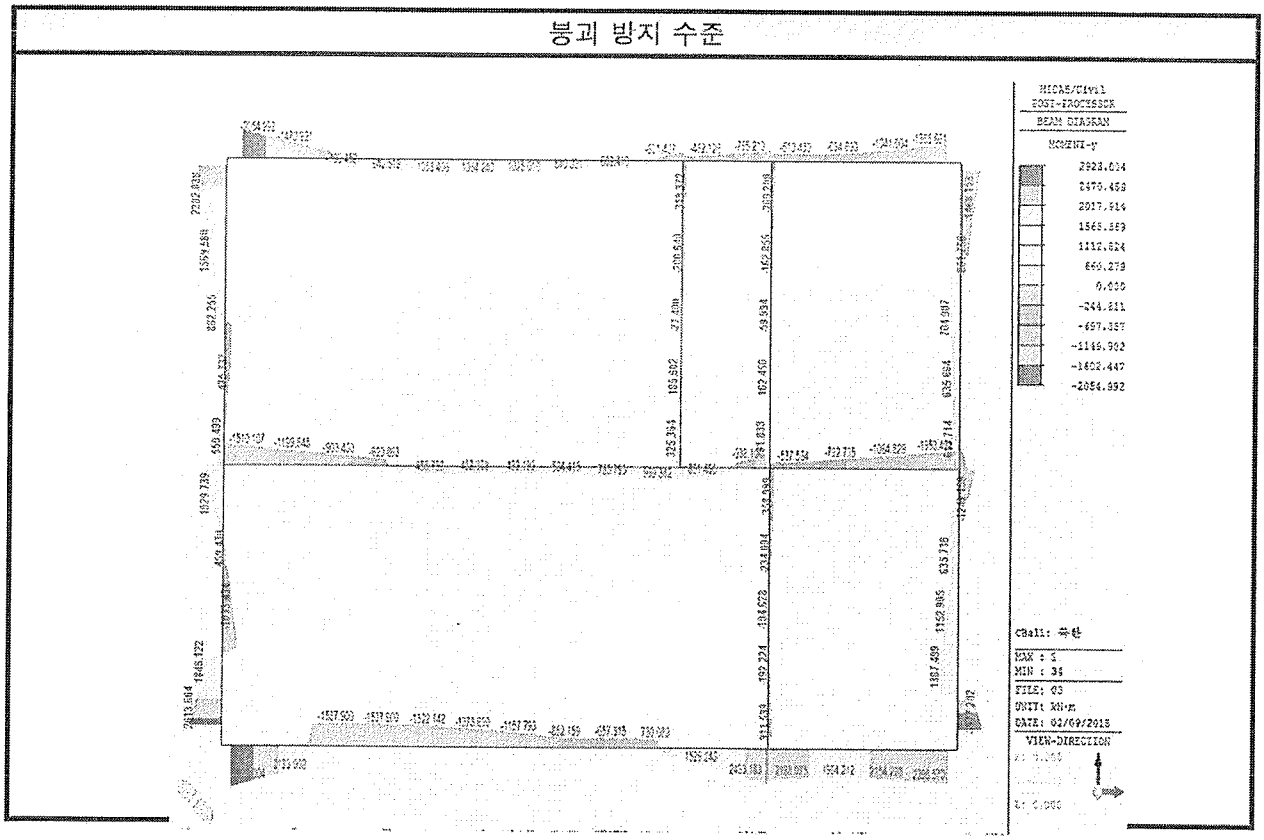
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

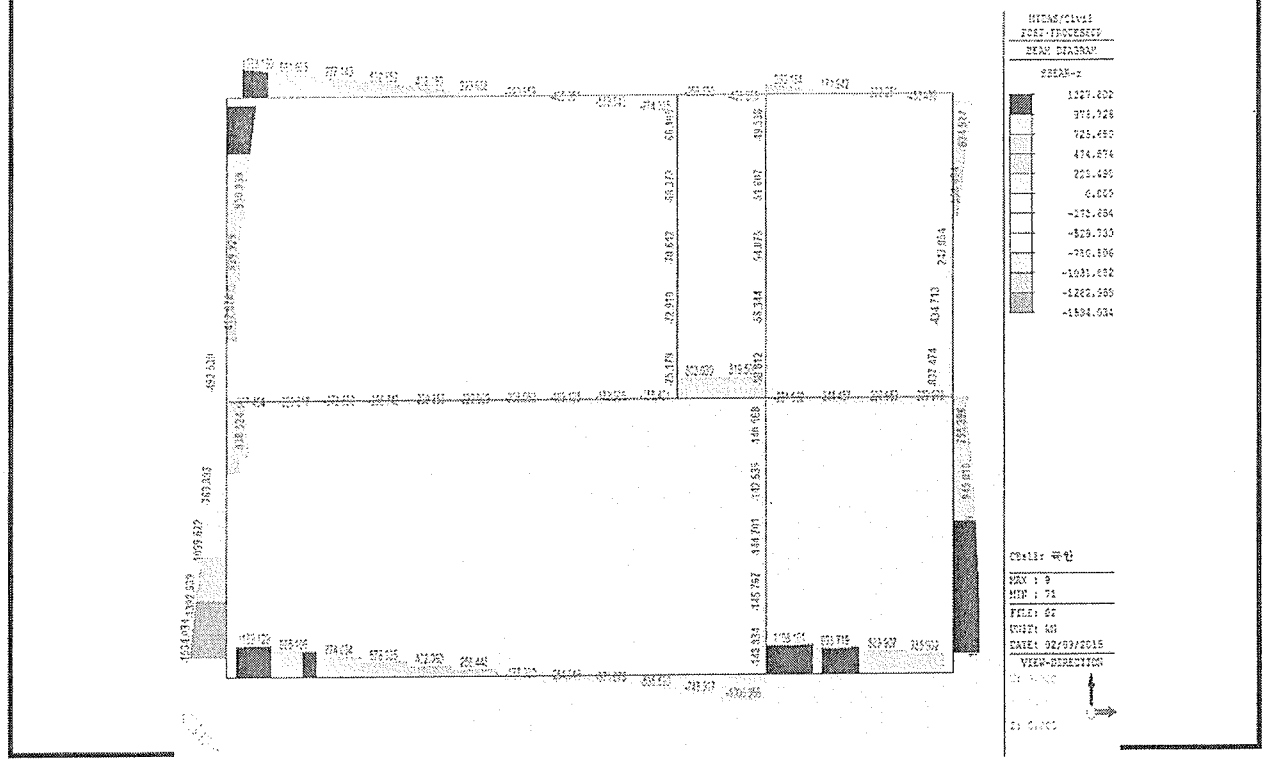


붕괴 방지 수준

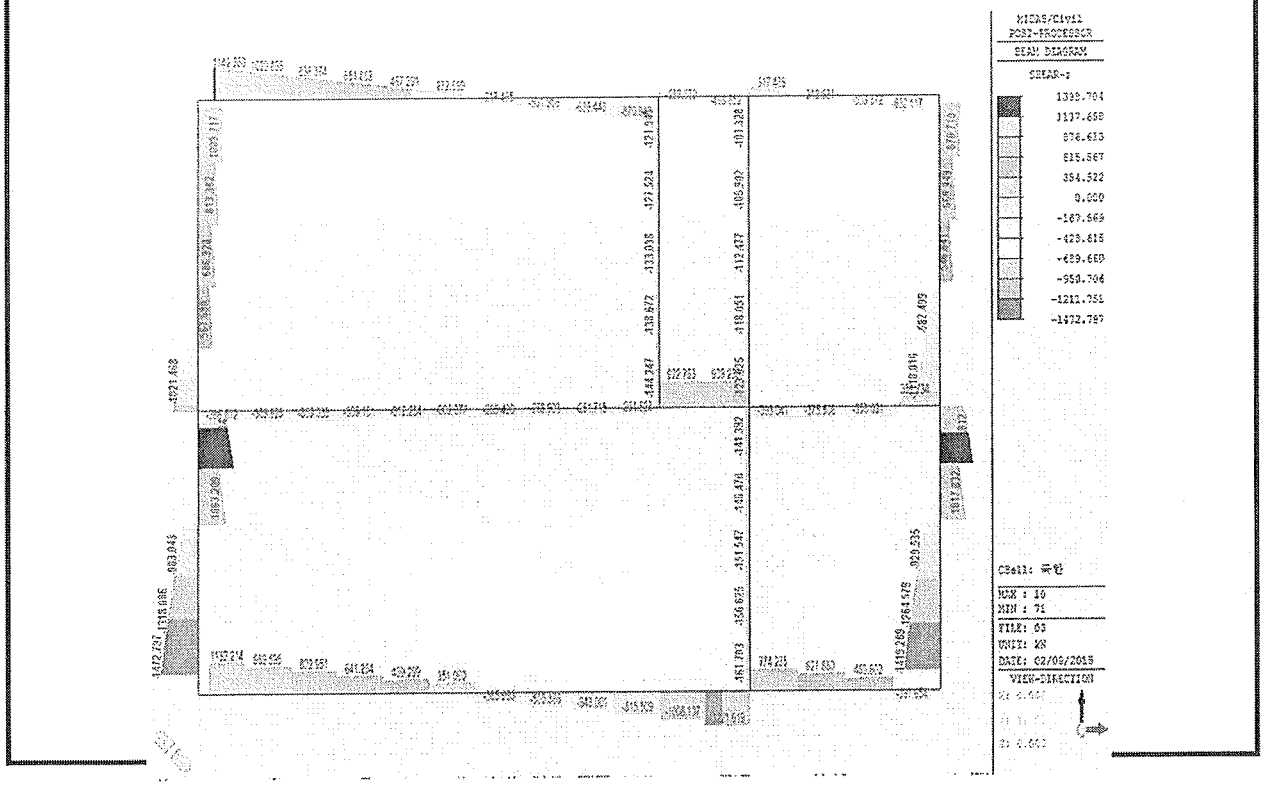


- 전단력도

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 =	86	cm			
· Mu =	1730.876	kN.m	· Vu =	1205.816	kN	· M =	1076.983	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	71.0 cm	· 전단력 d =	76.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 80.819 cm^2 [p = 0.01138]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9,193 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 16.02 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	24.850 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	23.075 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.125 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	24.850 cm^2	>	10.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	107.759 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	@	125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	91.928	cm^2	[p = 0.012948	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.022 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.849 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0091 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1968.75 kN.m > Mu = 1730.88 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 493.63 kN < Vu = 1205.82 kN

· 1/2·Φv Vc = 246.82 kN < Vu = 1205.82 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] = 4.685 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.685 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 493.63 + 870.96 = 1364.59 kN > Vu = 1205.82 kN

Rm = Md / Mu = 1.14 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

15.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.012948 + √ [2 × 0.097 + 0.097 ²] = 0.354

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.354 / 3 = 0.882

fs = M / [As·d·j]

= 1076.98 × 1000 / [91.928 × 71.0 × 0.882] = 187.08 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 187.1) - 2.5 x 85.5 = 207 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 187.1) = 337 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 =	86	cm			
· Mu =	837.778	kN.m	· Vu =	632.117	kN	· M =	583.179	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	76.0 cm	· 전단력 d =	76.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 34.003 cm^2 [p = 0.00447]

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 =	26.600 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	24.700 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	10.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	26.600 cm^2	> 10.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	45.337 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 = 0.005334]	

◈ 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)/ = 0.0244 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 998.76 kN.m > Mu = 837.78 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 493.63 kN < Vu = 632.12 kN

· 1/2·Φv Vc = 246.82 kN < Vu = 632.12 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] = 0.911 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.911 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 493.63 + 870.96 = 1364.59 kN > Vu = 632.12 kN

Rm = Md / Mu = 1.19 Rs = Φv Vn / Vu = 2.16

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005334 + √ [2 × 0.04 + 0.04 ²] = 0.246

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.246 / 3 = 0.918

fs = M / [As·d·j]

= 583.18 × 1000 / [40.536 × 76.0 × 0.918] = 206.21 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 206.2) − 2.5 x 87.5 = 163 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 206.2) = 306 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 =	70	cm			
· Mu =	1147.967	kN.m	· Vu =	1007.756	kN	· M =	826.903	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)] = 59.796 cm^2 [p = 0.00964]

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 =	79.728 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)/ = 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 = 1147.97 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN < Vu = 1007.76 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN < Vu = 1007.76 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] = 4.879 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.879 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 710.52 = 1113.22 kN > Vu = 1007.76 kN

Rm = Md / Mu = 1.06 Rs = Φv Vn / Vu = 1.10

9.3.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.010248 + √ [2 × 0.077 + 0.077 ²] = 0.323

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.323 / 3 = 0.892

fs = M / [As·d·j]

= 826.90 × 1000 / [63.536 × 62.0 × 0.892] = 235.33 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 235.3) - 2.5 x 64 = 175 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 235.3) = 268 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 =	126	cm			
· Mu =	2828.825	kN.m	· Vu =	1560.637	kN	· M =	1420.822	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	111.0 cm	· 전단력 d =	116.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 80.785 cm^2 [p = 0.00728]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (9,193 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 16.02 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	38.850 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	36.075 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	38.850 cm^2	> 15.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	107.713 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 @ 125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	91.928 cm^2	[p =	0.008282]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 16.022 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.849 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0155 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 3218.98 kN.m > Mu = 2828.83 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 753.44 kN < Vu = 1560.64 kN

· 1/2·Φv Vc = 376.72 kN < Vu = 1560.64 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] = 3.479 cm^2 ⇨ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.479 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 753.44 + 1329.36 = 2082.80 kN > Vu = 1560.64 kN

Rm = Md / Mu = 1.14 Rs = Φv Vn / Vu = 1.33

15.4.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.008282 + √ [2 × 0.062 + 0.062 ²] = 0.296

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.296 / 3 = 0.901

fs = M / [As·d·j]

= 1420.82 × 1000 / [91.928 × 111.0 × 0.901] = 154.54 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 154.5) - 2.5 x 85.5 = 296 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 154.5) = 408 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 =	126	cm			
· Mu =	1387.830	kN.m	· Vu =	755.902	kN	· M =	993.130	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	111.0 cm	· 전단력 d =	116.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 38.960 cm^2 [p = 0.00351]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (7,150 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 12.46 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	38.850 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	36.075 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	15.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	38.850 cm^2	> 15.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	51.947 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 22 @ 125	=	30.968 cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	71.504 cm^2	[p =	0.006442]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 12.463 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 14.662 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0207 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 2547.07 kN.m > Mu = 1387.83 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 753.44 kN < Vu = 755.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 376.72 kN < Vu = 755.90 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] = 0.011 cm^2 ※ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.011 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 753.44 + 1329.36 = 2082.80 kN > Vu = 755.90 kN

Rm = Md / Mu = 1.84 Rs = Φv Vn / Vu = 2.76

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006442 + √ [2 × 0.048 + 0.048 ²] = 0.266

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.266 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 993.13 × 1000 / [71.504 × 111.0 × 0.911] = 137.35 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 137.4) − 2.5 x 87.5 = 355 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 137.4) = 459 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.6 하부슬래브 기둥지점부

15.6.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 110 cm	
· Mu = 1714.437 kN.m	· Vu = 1475.516 kN	· M = 1241.288 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)] = 56.804 cm^2 [p = 0.00598]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (7,150 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 12.46 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 = 75.739 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25	@	125	=	40.536 cm^2	[8.0 EA/m]
	H	22	@	125	=	30.968 cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	71.504 cm^2	[p = 0.007527]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 12.463 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 14.662 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0175 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 2158.08 kN.m > Mu = 1714.44 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 649.52 kN < Vu = 1475.52 kN

· 1/2·Φv Vc = 324.76 kN < Vu = 1475.52 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] = 4.130 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.130 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 649.52 + 1146.00 = 1795.52 kN > Vu = 1475.52 kN

Rm = Md / Mu = 1.26 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

15.6.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.007527 + √ [2 × 0.056 + 0.056 ²] = 0.284

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.284 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 1241.29 × 1000 / [71.504 × 95.0 × 0.905] = 201.92 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 201.9) - 2.5 x 87.5 = 171 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 201.9) = 312 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 하부슬래브 중앙부

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	110	cm						
· Mu =	1996.909	kN.m	· Vu =	576.335	kN	· M =	1491.074	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)] = 65.306 cm^2 [p = 0.00673]

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 =	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 =	87.075 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 = 0.008358	]

◈ 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)/ = 0.0154 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 2479.01 kN.m > Mu = 1996.91 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 630.03 kN > Vu = 576.34 kN

· 1/2·Φv Vc = 315.02 kN < Vu = 576.34 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 630.03 + 0.00 = 630.03 kN > Vu = 576.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.09

15.7.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008358 + √ [2 × 0.063 + 0.063 ²] = 0.297

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.297 / 3 = 0.901

fs = M / [As·d·j]

= 1491.07 × 1000 / [81.072 × 97.0 × 0.901] = 210.44 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 210.4) − 2.5 x 67.5 = 205 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 210.4) = 299 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 중간슬래브 상면

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	1050.396	kN.m	· Vu =	1074.963	kN	· M =	715.336	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	57.0 cm	· 전단력 d =	62.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 61.868 cm^2 [p = 0.01085]

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 = 19.950 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 18.525 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 8.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 19.950 cm^2 > 8.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 82.491 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 = 0.014223	]

◈ 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)/ = 0.0082 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1376.43 kN.m > Mu = 1050.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN < Vu = 1074.96 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN < Vu = 1074.96 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] = 5.421 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 5.421 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= [402.70 + 710.52 = 1113.22 kN > Vu = 1074.96 kN

Rm = Md / Mu = 1.31 Rs = Φv Vn / Vu = 1.04

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.014223 + √ [2 × 0.107 + 0.107 ²] = 0.367

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.367 / 3 = 0.878

fs = M / [As·d·j]

= 715.34 × 1000 / [81.072 × 57.0 × 0.878] = 176.31 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 176.3) − 2.5 x 67.5 = 278 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 176.3) = 357 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 중간슬래브 하면

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	70	cm						
· Mu =	799.066	kN.m	· Vu =	1074.963	kN	· M =	529.842	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)] = 40.859 cm^2 [p = 0.00659]

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 =	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 =	54.479 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 =	0.008289]	

◈ 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)/ = 0.0147 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1005.09 kN.m > Mu = 799.07 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN < Vu = 1074.96 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN < Vu = 1074.96 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] = 5.421 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 5.421 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 710.52 = 1113.22 kN > Vu = 1074.96 kN

Rm = Md / Mu = 1.26 Rs = Φv Vn / Vu = 1.04

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008289 + √ [2 × 0.062 + 0.062 ²] = 0.296

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.296 / 3 = 0.901

fs = M / [As·d·j]

= 529.84 × 1000 / [51.392 × 62.0 × 0.901] = 184.56 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 184.6) − 2.5 x 65.5 = 263 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 184.6) = 341 mm > 125 mm ∴ O.K.

【 벽체 : 좌측벽체 상단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	1060.0	915.9	1737.800	1943.000	1228.000	1118.1

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0087) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 3677120.0 x 144.095 + 0.0 x 1060.000) / 28004120.0

= 479.328 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 549.543 mm, ab = k1 x cb = 467.111 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467111.357 = 10720.206 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pb = 10720.206 + 0.000 - 3677.120 = 7043.086 kN

Mb = Cc x 245.773 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4953.847 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 703.363 mm, e = Mu/Pu = 1118.080 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 389.670 mm, a = k1 x c = 331.220 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 331219.646 = 7601.491 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pn = 7601.491 + 0.000 - 3677.120 = 3924.371 kN

Mn = Cc x 313.718 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4387.781 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1118.085)| = 0.0048 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 389.670 mm, a = k1 x c = 331.220 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-389.67) / 389.67 = 0.00439

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.81 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0044-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.809

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22234.516 kN ≥ Pn = 3924.371 kN

ΦPn = 0.81 x 3924.371 = 3176.351 kN ≥ Pu = 1737.800 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.118 = 3551.415 kN.m ≥ Mu = 1943.000 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 915.90 = 664.561 kN
< Vu (= 1228.000 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1228.000 - 664.561) x 150.00 / (400.0 x 915.90 x Φ) = 307.586 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 915.90 / 150.00 = 1399.502 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 915.90 = 3172.787 kN ≥ 1399.502 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 457.952 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (886.082 + 1399.502) = 1714.188 kN ≥ 1228.000 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1239.500 x 1000000 / [9192.800 x (915.905 - 284.960/3)]
= 164.248 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x915.9/(7x9192.800)]
= 284.960 mm

사용철근량 = 9192.8 mm² (철근도심 : 144.1 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.25) - 2.5 x 85.50 = 265.71 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 164.25) = 383.57 mm

Sa는 작은 값인 265.71 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 265.71 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 중앙부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	900.0	820.0	1737.800	789.000	1021.500	454.0

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0018) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 0.0 x 900.000) / 21290520.0

= 438.956 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.000 mm, ab = k1 x cb = 418.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 0.000 - 635.520 = 8962.170 kN

Mb = Cc x 229.856 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2646.208 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 295.264 mm, e = Mu/Pu = 454.022 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 258.033 mm, a = k1 x c = 219.328 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 219328.041 = 5033.579 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 5033.579 + 0.000 - 635.520 = 4398.059 kN

Mn = Cc x 329.292 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1996.824 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=454.024)| = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 258.033 mm, a = k1 x c = 219.328 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-258.03) / 258.03 = 0.00653

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17003.246 kN ≥ Pn = 4398.059 kN

ΦPn = 0.85 x 4398.059 = 3738.350 kN ≥ Pu = 1737.800 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.454 = 1697.294 kN.m ≥ Mu = 789.000 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 = 606.063 kN
< Vu (= 1021.500 kN) . 전단보강 필요.

Req Av = (1021.500 - 606.063) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 253.315 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

s = 150.000 ≤ 410.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (808.084 + 1252.960) = 1545.783 kN ≥ 1021.500 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 319.000 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 257.895 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b √[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 257.89) - 2.5 x 72.00 = 125.36 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 257.89) = 244.29 mm

Sa는 작은 값인 125.36 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 125.36 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 중앙지점부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	900.0	800.0	1737.800	1140.000	1399.000	656.0

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0045) ≤ 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 = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 100.000 + 0.0 x 900.000) / 22276440.0

= 424.524 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.000 mm, ab = k1 x cb = 408.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9363.600 + 0.000 - 1621.440 = 7742.160 kN

Mb = Cc x 220.524 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3068.185 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 396.296 mm, e = Mu/Pu = 656.002 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 274.307 mm, a = k1 x c = 233.161 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 233161.163 = 5351.049 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 5351.049 + 0.000 - 1621.440 = 3729.609 kN

Mn = Cc x 307.944 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2446.661 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=656.010)| = 0.0083 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 274.307 mm, a = k1 x c = 233.161 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-274.31) / 274.31 = 0.00575

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17746.728 kN ≥ Pn = 3729.609 kN

ΦPn = 0.85 x 3729.609 = 3170.167 kN ≥ Pu = 1737.800 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.656 = 2079.636 kN.m ≥ Mu = 1140.000 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 = 591.281 kN
< Vu (= 1399.000 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1399.000 - 591.281) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 504.824 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 573.000 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 1222.400 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 1222.400 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 400.000 (d/2, 600 ㎜ 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (788.375 + 1222.400) = 1508.081 kN ≥ 1399.000 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 551.300 x 1000000 / [4053.600 x (800.000 - 186.579/3)]
= 184.334 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x4053.600)]
= 186.579 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.33) - 2.5 x 87.50 = 208.46 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 184.33) = 341.77 ㎜

Sa는 작은 값인 208.46 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 208.46 ㎜) ∴ O.K

【 벽체 : 좌측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	1060.0	915.9	1737.800	2510.000	1534.000	1444.4

㉯ 철근비 검토

As = 9192.800 mm² (인장중심 = 144.10 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H25- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0087) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 3677120.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 3677120.0 x 144.095 + 0.0 x 1060.000) / 28004120.0
= 479.328 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 549.543 mm, ab = k1 x cb = 467.111 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467111.357 = 10720.206 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pb = 10720.206 + 0.000 - 3677.120 = 7043.086 kN

Mb = Cc x 245.773 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4953.847 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 703.363 mm, e = Mu/Pu = 1444.355 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 333.624 mm, a = k1 x c = 283.580 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 283580.117 = 6508.164 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 3677.120 kN

Pn = 6508.164 + 0.000 - 3677.120 = 2831.044 kN

Mn = Cc x 337.538 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4089.005 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1444.346) | = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 333.624 mm, a = k1 x c = 283.580 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-333.62) / 333.62 = 0.00563

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 22234.516 kN ≥ Pn = 2831.044 kN

ΦPn = 0.85 x 2831.044 = 2406.387 kN ≥ Pu = 1737.800 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.444 = 3475.677 kN.m ≥ Mu = 2510.000 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 915.90 = 664.561 kN
< Vu (= 1534.000 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1534.000 - 664.561) x 150.00 / (400.0 x 915.90 x Φ) = 474.634 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 573.000 x 400.0 x 915.90 / 150.00 = 1399.502 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 915.90 = 3172.787 kN ≥ 1399.502 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 457.952 (d/2, 600 ㎜ 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (886.082 + 1399.502) = 1714.188 kN ≥ 1534.000 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1355.800 x 1000000 / [9192.800 x (915.905 - 284.960/3)]
= 179.659 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x9192.800/1000.0 + 7x9192.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x915.9/(7x9192.800)]
= 284.960 ㎜

사용철근량 = 9192.8 ㎟ (철근도심 : 144.1 ㎜)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 ㎟)
2단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 179.66) - 2.5 x 85.50 = 224.58 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 179.66) = 350.67 ㎜

Sa는 작은 값인 224.58 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 224.58 ㎜) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 상단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	1060.0	960.0	727.200	886.000	870.700	1218.4

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 1621440.0 x 100.000 + 0.0 x 1060.000) / 25948440.0

= 503.131 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 576.000 mm, ab = k1 x cb = 489.600 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 489600.000 = 11236.320 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 11236.320 + 0.000 - 1621.440 = 9614.880 kN

Mb = Cc x 258.331 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4160.164 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 432.680 mm, e = Mu/Pu = 1218.372 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 182.375 mm, a = k1 x c = 155.019 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 155019.035 = 3557.687 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3557.687 + 0.000 - 1621.440 = 1936.247 kN

Mn = Cc x 425.621 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2359.064 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1218.370) | = 0.0022 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 182.375 mm, a = k1 x c = 155.019 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-182.38) / 182.38 = 0.01279

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 20684.328 kN ≥ Pn = 1936.247 kN

ΦPn = 0.85 x 1936.247 = 1645.810 kN ≥ Pu = 727.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.218 = 2005.208 kN.m ≥ Mu = 886.000 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 960.00 = 654.093 kN
< Vu (= 870.700 kN) . 전단보강 필요.

Req Av = (870.700 - 654.093) x 150.00 / (400.0 x 960.00 x Φ) = 112.816 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA. C.T.C 150 ㎜)

Vs = 573.000 x 400.0 x 960.00 / 150.00 = 1466.880 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 960.00 = 3325.538 kN ≥ 1466.880 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 480.000 (d/2, 600 ㎜ 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (872.124 + 1466.880) = 1754.253 kN ≥ 870.700 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 620.400 x 1000000 / [4053.600 x (960.000 - 206.754/3)]
= 171.756 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x960.0/(7x4053.600)]
= 206.754 ㎜

사용철근량 = 4053.6 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.76) - 2.5 x 87.50 = 239.75 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 171.76) = 366.80 ㎜

Sa는 작은 값인 239.75 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 239.75 ㎜) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 중앙부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	900.0	820.0	727.200	575.000	1118.000	790.7

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0034) ≤ 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 = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1238720.0 x 80.000 + 0.0 x 900.000) / 21893720.0

= 429.066 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 492.000 mm, ab = k1 x cb = 418.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 418200.000 = 9597.690 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 9597.690 + 0.000 - 1238.720 = 8358.970 kN

Mb = Cc x 219.966 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2945.398 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 352.364 mm, e = Mu/Pu = 790.704 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 182.209 mm, a = k1 x c = 154.878 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 154877.663 = 3554.442 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 3554.442 + 0.000 - 1238.720 = 2315.722 kN

Mn = Cc x 351.627 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1831.051 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=790.704) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 182.209 mm, a = k1 x c = 154.878 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-182.21) / 182.21 = 0.01050

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 17458.119 kN ≥ Pn = 2315.722 kN

ΦPn = 0.85 x 2315.722 = 1968.364 kN ≥ Pu = 727.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.791 = 1556.393 kN.m ≥ Mu = 575.000 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 = 563.345 kN
< Vu (= 1118.000 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1118.000 - 563.345) x 150.00 / (400.0 x 820.00 x Φ) = 338.205 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

s = 150.000 ≤ 410.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (751.126 + 1252.960) = 1503.065 kN ≥ 1118.000 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 538.900 x 1000000 / [3096.800 x (820.000 - 168.115/3)]
= 227.784 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x3096.800)]
= 168.115 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 227.78) - 2.5 x 69.00 = 173.22 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 227.78) = 276.58 mm

Sa는 작은 값인 173.22 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 173.22 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 중앙지점부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	900.0	800.0	727.200	1678.000	1333.800	2307.5

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, di = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0071) ≤ 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 = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2541440.0 x 100.000 + 0.0 x 900.000) / 23196440.0

= 411.653 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.000 mm, ab = k1 x cb = 408.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 9363.600 + 0.000 - 2541.440 = 6822.160 kN

Mb = Cc x 207.653 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3454.556 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 506.373 mm, e = Mu/Pu = 2307.481 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 180.004 mm, a = k1 x c = 153.003 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 153003.158 = 3511.422 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 3511.422 + 0.000 - 2541.440 = 969.982 kN

Mn = Cc x 335.152 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2238.210 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2307.475)| = 0.0058 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 180.004 mm, a = k1 x c = 153.003 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-180.00) / 180.00 = 0.01033

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 18440.500 kN ≥ Pn = 969.982 kN

ΦPn = 0.85 x 969.982 = 824.485 kN ≥ Pu = 727.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.307 = 1902.484 kN.m ≥ Mu = 1678.000 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 = 549.604 kN
< Vu (= 1333.800 kN) . 전단보강 필요.

Req Av = (1333.800 - 549.604) x 150.00 / (400.0 x 800.00 x Φ) = 490.122 mm²

Use Av = 573.000 mm² (H19-2.0 EA. C.T.C 150 mm)

Vs = 573.000 x 400.0 x 800.00 / 150.00 = 1222.400 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 800.00 = 2771.281 kN ≥ 1222.400 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 400.000 (d/2, 600 mm 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (732.806 + 1222.400) = 1466.404 kN ≥ 1333.800 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1.000 x 1000000 / [6353.600 x (800.000 - 225.966/3)]
= 0.217 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x6353.600)]
= 225.966 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 0.22) - 2.5 x 84.00 = 362379.76 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 0.22) = 290071.81 mm

Sa는 작은 값인 290071.81 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 290071.81 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 우측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	1060.0	916.7	727.200	2131.000	1419.300	2930.4

㉯ 철근비 검토

As = 7150.400 mm² (인장중심 = 143.31 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H22- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0067) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1060.0 x 1000.0 = 24327000.0 N

Cs = As x fy = 2860160.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (24327000.0 x 530.00 + 2860160.0 x 143.309 + 0.0 x 1060.000) / 27187160.0
= 489.319 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 550.014 mm, ab = k1 x cb = 467.512 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 467512.173 = 10729.404 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pb = 10729.404 + 0.000 - 2860.160 = 7869.244 kN

Mb = Cc x 255.563 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4604.645 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 585.145 mm, e = Mu/Pu = 2930.418 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 196.613 mm, a = k1 x c = 167.121 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 167121.305 = 3835.434 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 2860.160 kN

Pn = 3835.434 + 0.000 - 2860.160 = 975.274 kN

Mn = Cc x 405.758 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2857.960 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=2930.418)| = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1060.00 - 100.00 = 960.000 mm

c = 196.613 mm, a = k1 x c = 167.121 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (960.00-196.61) / 196.61 = 0.01165

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 21618.447 kN ≥ Pn = 975.274 kN

ΦPn = 0.85 x 975.274 = 828.983 kN ≥ Pu = 727.200 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.930 = 2429.266 kN.m ≥ Mu = 2131.000 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 916.69 = 624.585 kN
< Vu (= 1419.300 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1419.300 - 624.585) x 150.00 / (400.0 x 916.69 x Φ) = 433.470 ㎟

Use Av = 573.000 ㎟ (H19-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 573.000 x 400.0 x 916.69 / 150.00 = 1400.703 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 916.69 = 3175.509 kN ≥ 1400.703 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 458.345 (d/2, 600 ㎜ 콘.설 7.4.2) ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (832.779 + 1400.703) = 1675.112 kN ≥ 1419.300 kN ∴ O.K

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 790.400 x 1000000 / [7150.400 x (916.691 - 256.983/3)]
= 133.015 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7150.400/1000.0 + 7x7150.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x916.7/(7x7150.400)]
= 256.983 ㎜

사용철근량 = 7150.4 ㎟ (철근도심 : 143.3 ㎜)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 ㎟)
2단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 25/2 = 87.50 ㎜

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(㎜)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 133.01) - 2.5 x 87.50 = 373.29 ㎜
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 133.01) = 473.63 ㎜

Sa는 작은 값인 373.29 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 373.29 ㎜) ∴ O.K

【 벽체 : 내측벽체 상단부 】

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	300.0	250.0	1079.900	201.000	122.000	186.1

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 300.0 x 1000.0 = 6885000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (6885000.0 x 150.00 + 916800.0 x 50.000 + 0.0 x 300.000) / 7801800.0

= 138.249 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 150.000 mm, ab = k1 x cb = 127.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 127500.000 = 2926.125 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 2926.125 + 0.000 - 916.800 = 2009.325 kN

Mb = Cc x 74.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 367.670 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 182.982 mm, e = Mu/Pu = 186.128 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 147.858 mm, a = k1 x c = 125.679 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 125679.016 = 2884.333 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2884.333 + 0.000 - 916.800 = 1967.533 kN

Mn = Cc x 75.409 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 366.201 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=186.122)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 50.00 = 250.000 mm

c = 147.858 mm, a = k1 x c = 125.679 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (250.00-147.86) / 147.86 = 0.00207

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0021-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.655

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 1967.533 kN

ΦPn = 0.65 x 1967.533 = 1288.399 kN ≥ Pu = 1079.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.186 = 239.808 kN.m ≥ Mu = 201.000 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 250.00 = 204.131 kN

≥ Vu (= 122.000 kN) , 전단보강 불필요.

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 146.300 x 1000000 / [2292.000 x (250.000 - 74.947/3)]
= 283.670 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x250.0/(7x2292.000)]
= 74.947 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 19/2 = 40.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 283.67) - 2.5 x 40.50 = 176.36 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 283.67) = 222.09 mm

Sa는 작은 값인 176.36 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 176.36 mm) ∴ O.K

【 벽체 : 내측벽체 하단부 】

㉮설계조건 및 단면가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φc = 0.65, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	d (mm)	Pu (kN)	Mu (kN.m)	Vu (kN)	e (mm)
1000.0	300.0	250.0	1079.900	178.000	144.200	164.8

㉯ 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 50.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 50.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0076) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 300.0 x 1000.0 = 6885000.0 N

Cs = As x fy = 916800.0 N, Cs' = Asf x fy = 0.0 N

Xp = (6885000.0 x 150.00 + 916800.0 x 50.000 + 0.0 x 300.000) / 7801800.0

= 138.249 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 150.000 mm, ab = k1 x cb = 127.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 127500.000 = 2926.125 kN, ∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 2926.125 + 0.000 - 916.800 = 2009.325 kN

Mb = Cc x 74.499 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 367.670 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 182.982 mm, e = Mu/Pu = 164.830 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 155.773 mm, a = k1 x c = 132.407 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 132407.188 = 3038.745 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 831.855 kN

Pn = 3038.745 + 0.000 - 831.855 = 2206.890 kN

Mn = Cc x 72.045 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 363.755 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=164.827)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 300.00 - 50.00 = 250.000 mm

c = 155.773 mm, a = k1 x c = 132.407 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (250.00-155.77) / 155.77 = 0.00181

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 6199.359 kN ≥ Pn = 2206.890 kN

ΦPn = 0.65 x 2206.890 = 1434.478 kN ≥ Pu = 1079.900 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.165 = 236.445 kN.m ≥ Mu = 178.000 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 250.00 = 204.131 kN

≥ Vu (= 144.200 kN) , 전단보강 불필요.

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 130.200 x 1000000 / [2292.000 x (250.000 - 74.947/3)]
= 252.453 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x250.0/(7x2292.000)]
= 74.947 mm

사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 50.0 mm)
1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 50.00 - 19/2 = 40.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

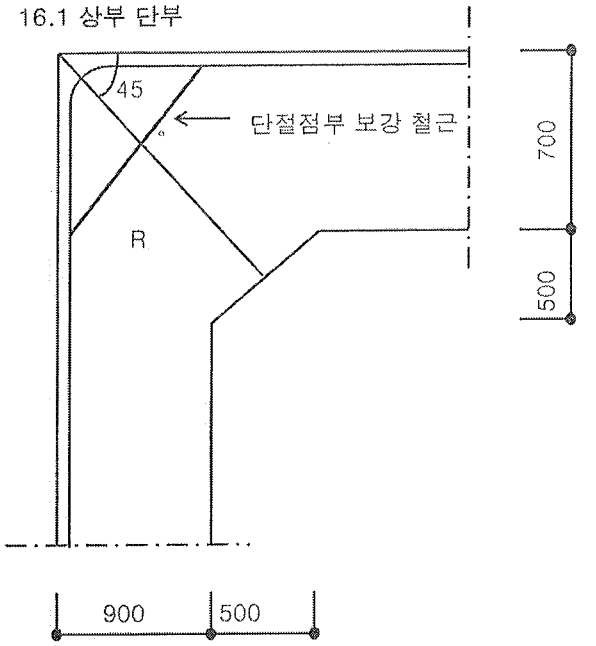
Smin : 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 252.45) - 2.5 x 40.50 = 210.69 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 252.45) = 249.55 mm

Sa는 작은 값인 210.69 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 210.69 mm) ∴ O.K

16. 우각부 검토

16.1 상부 단부



$R = \sqrt{1050.0^2 + 1050.0^2}$

$= 1,485$ mm

$Mo = 1077.0$ kN-m

$W = 1,000$ mm

$fsa = 180$ MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1076.983 \times 10^6}{1,485 \times 1,000} = 2.442 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1076.98 \times 10^6}{1,484.924 \times 180} = 8,059 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 22 @ 125 : 3,097 mm²

2단 H 22 @ 125 : 3,097 mm²

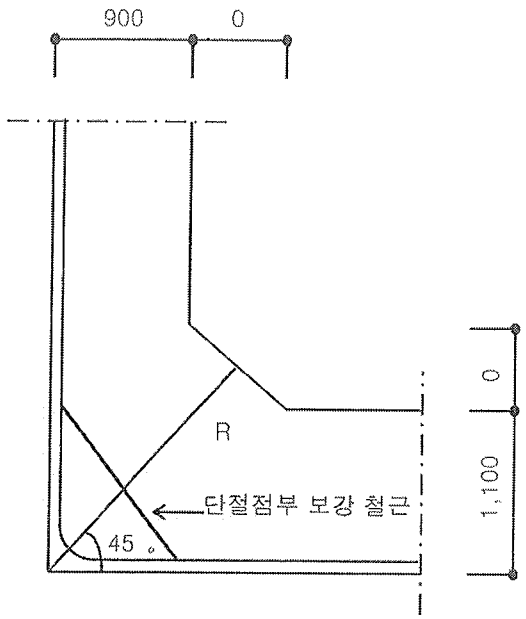
8,763 mm² > 8,059 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1485 = 0.97 m 이내에 배치

16.2 하부 단부



$$R = \sqrt{1100.0^2 + 900.0^2} = 1{,}421 \text{ mm}$$

Mo = 993.1 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 993.13 \times 10^6}{1{,}421 \times 1{,}000} = 2.458 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 993.13 \times 10^6}{1{,}421.267 \times 180} = 7{,}764 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As =	1단	H 22 @	250	:	1,548	mm²	
	2단	H 22 @	250	:	1,548	mm²	

▣ 필요철근량

As =	1단	H 22 @	125	:	3,097	mm²	
	2단	H 22 @	125	:	3,097	mm²	
					9,290	mm² >	7,764 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1421 = 0.92 m 이내에 배치

7. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.700 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 0.700 = 1400.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 0.700 x 1.000 = 1050.0 ㎟ ∵ 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 : 2100 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 = 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 0.900 x 1.000 = 1350.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

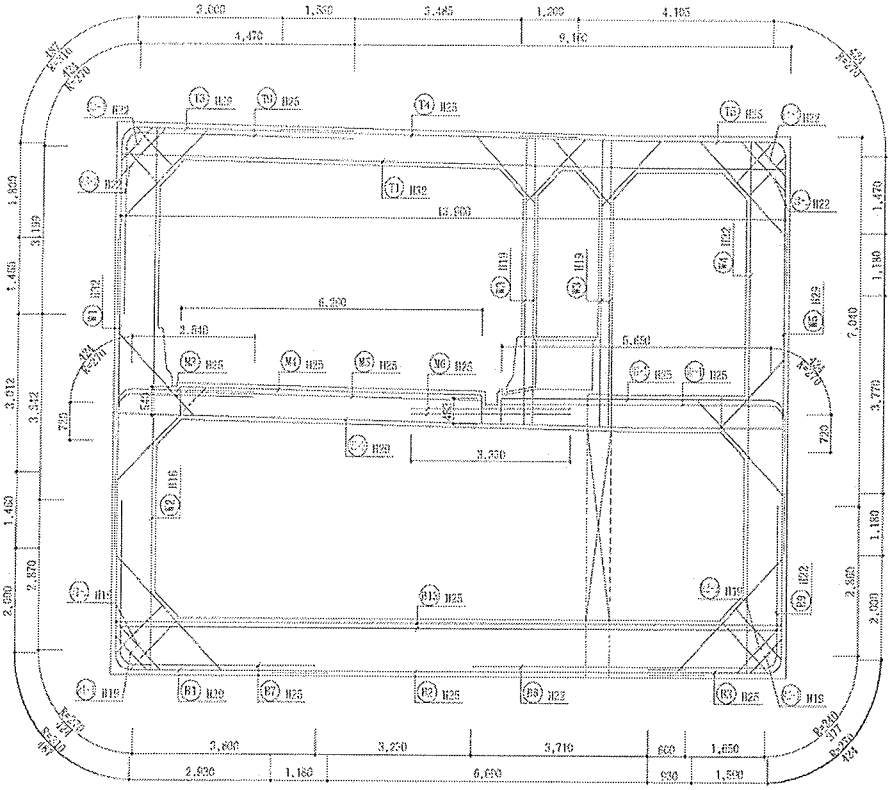
1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2700 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

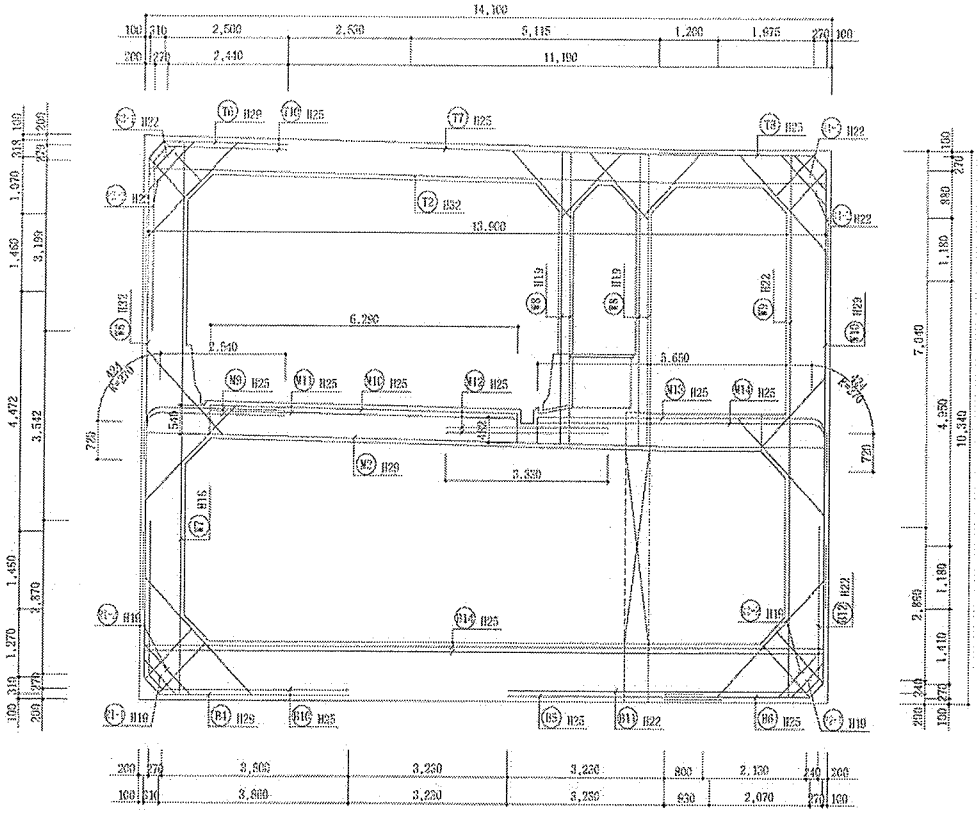
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. --- 콘.설 P109

17. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



집수정 거더

▨ 구조 설계 요약

▣ 보강거더설계 요약

부재명	B	H	dc	Mu	ΦMn	Vu	ΦVn	사용철근량	안전율	
									모멘트	전단력
상부거더 지점부	900	700	570	782.78	819.20	1500.34	1509.00	H19 - 8.0EA + H19 - 8.0EA	1.05	1.01
상부거더 중앙부	900	700	590	503.22	589.65	-	-	H22 - 8.0EA	1.17	-
하부거더 지점부	900	1100	920	1368.25	2319.55	2622.48	2646.44	H25 - 8.0EA + H25 - 8.0EA	1.70	1.01
하부거더 중앙부	900	1100	990	879.59	1310.35	-	-	H25 - 8.0EA	1.49	-

▣ 보강거더기둥설계 요약

부재명	B	H	dc	Mu	ΦMn	Pu	ΦPn	사용철근량
보강거더기둥	1500	500	420	148.23	517.87	6289.38	10748.03	H19 - 32.0EA

1. 설계조건

(1) 형식 : R-C 집수정 거더 (철근 콘크리트 구조)

(2) 설계하중

1) 하중

- 상부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중	=	966.4	kN/m
사용하중	=	715.3	kN/m

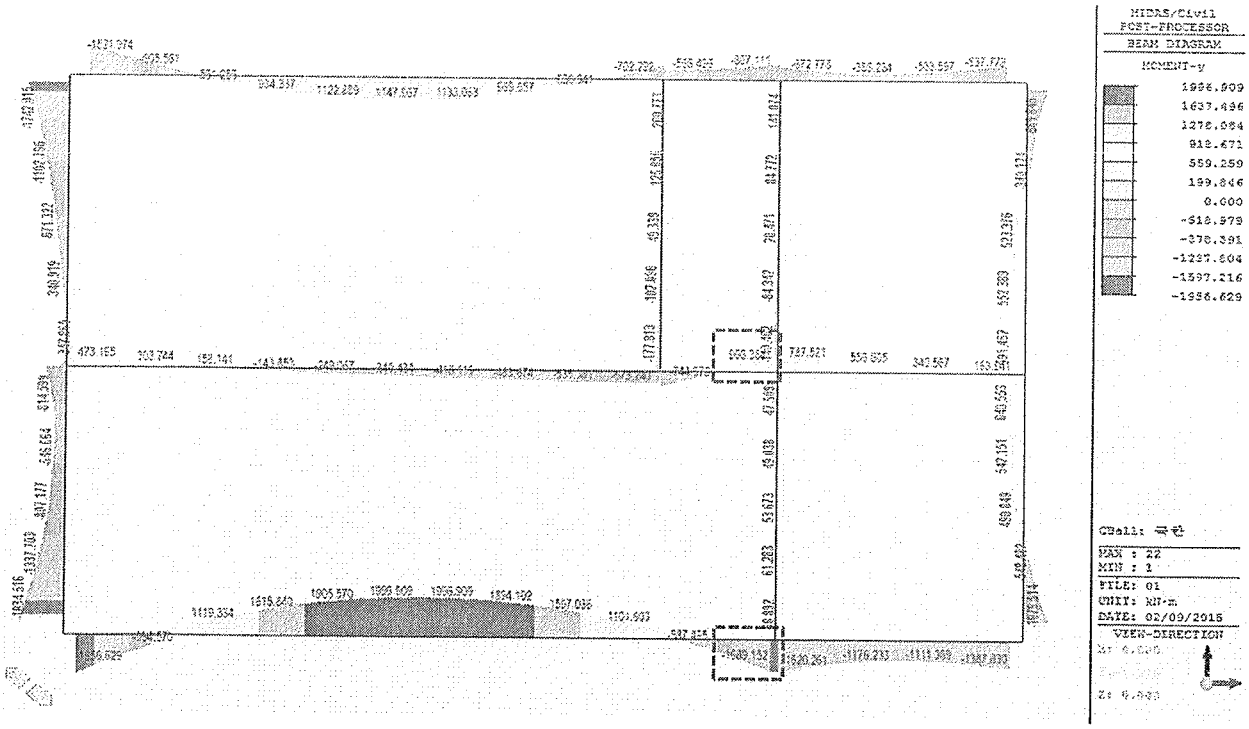
- 하부 보강 거더에 작용하는 하중

극한하중	=	1689.2	kN/m
사용하중	=	1241.3	kN/m

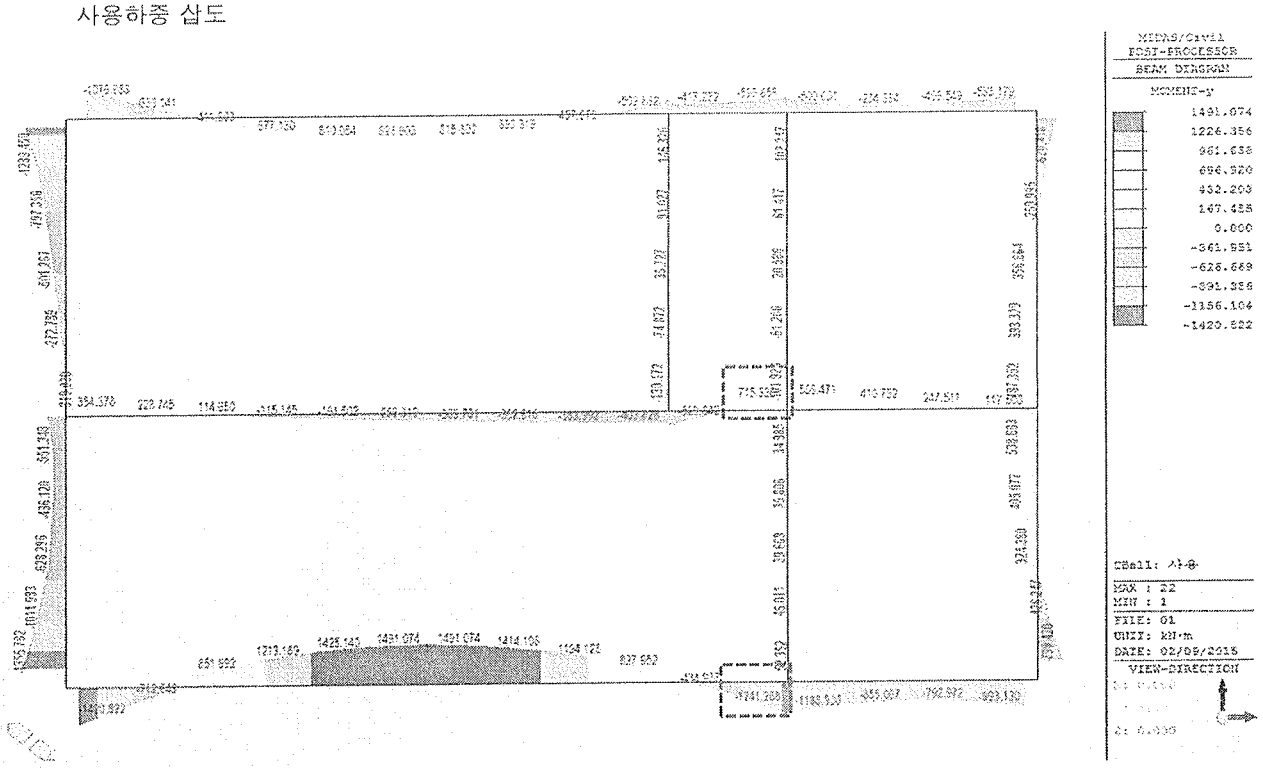
- 보강 기둥에 작용하는 응력

축 력	=	2329.4	kN/m

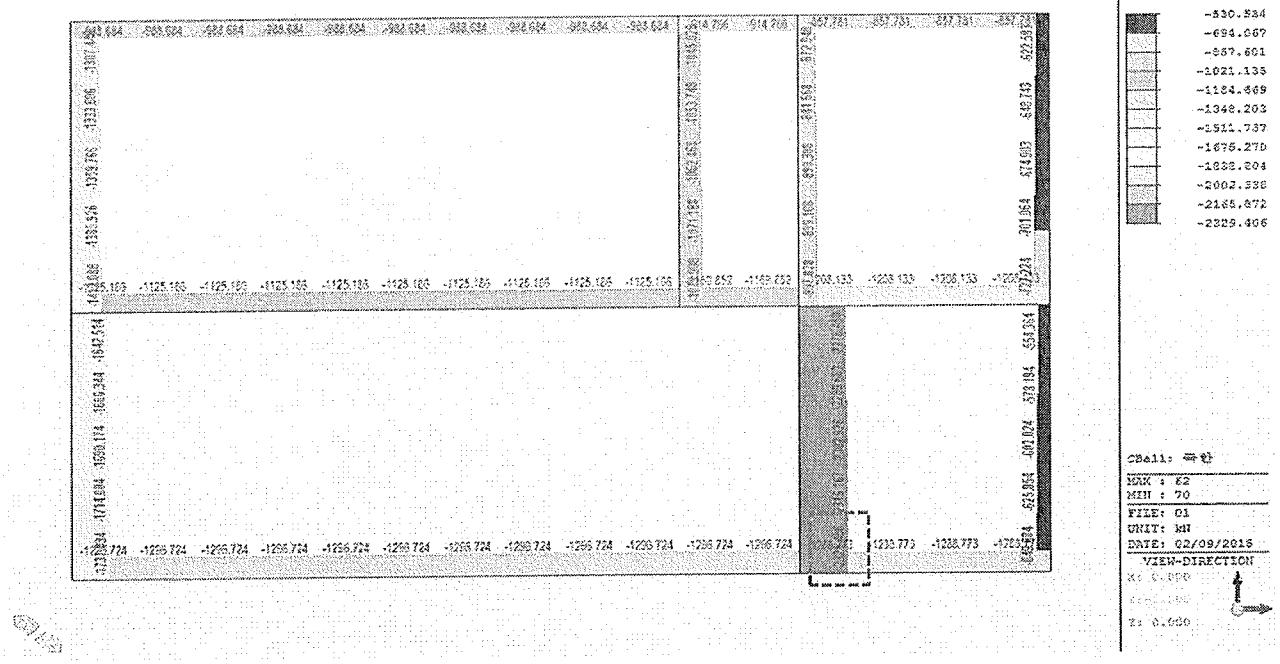
극한하중 삽도



사용하중 삽도



축력도 삽도



(3) 사용재료

① 콘 크 리 트 강 도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	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

(4) 설계방법

강도설계법

(5) 참고문헌

콘크리트구조기준 '2012 - 국토해양부

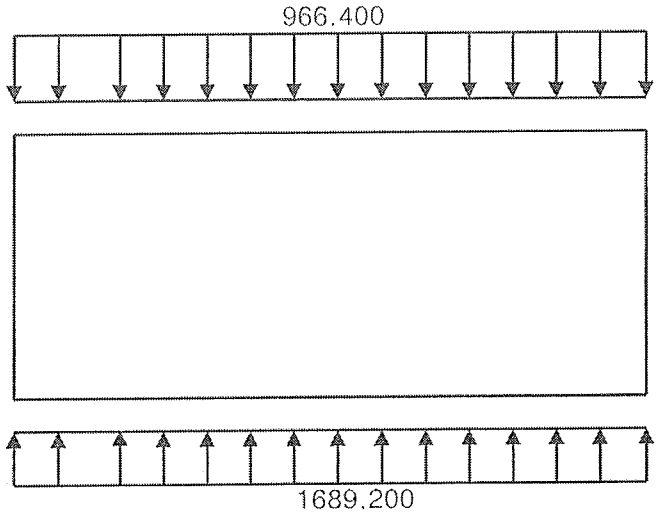
도로교 설계기준 '2010 - 국토해양부

도로 암거 표준도 보고서 '98 - 건설교통부

기타 관련 도서

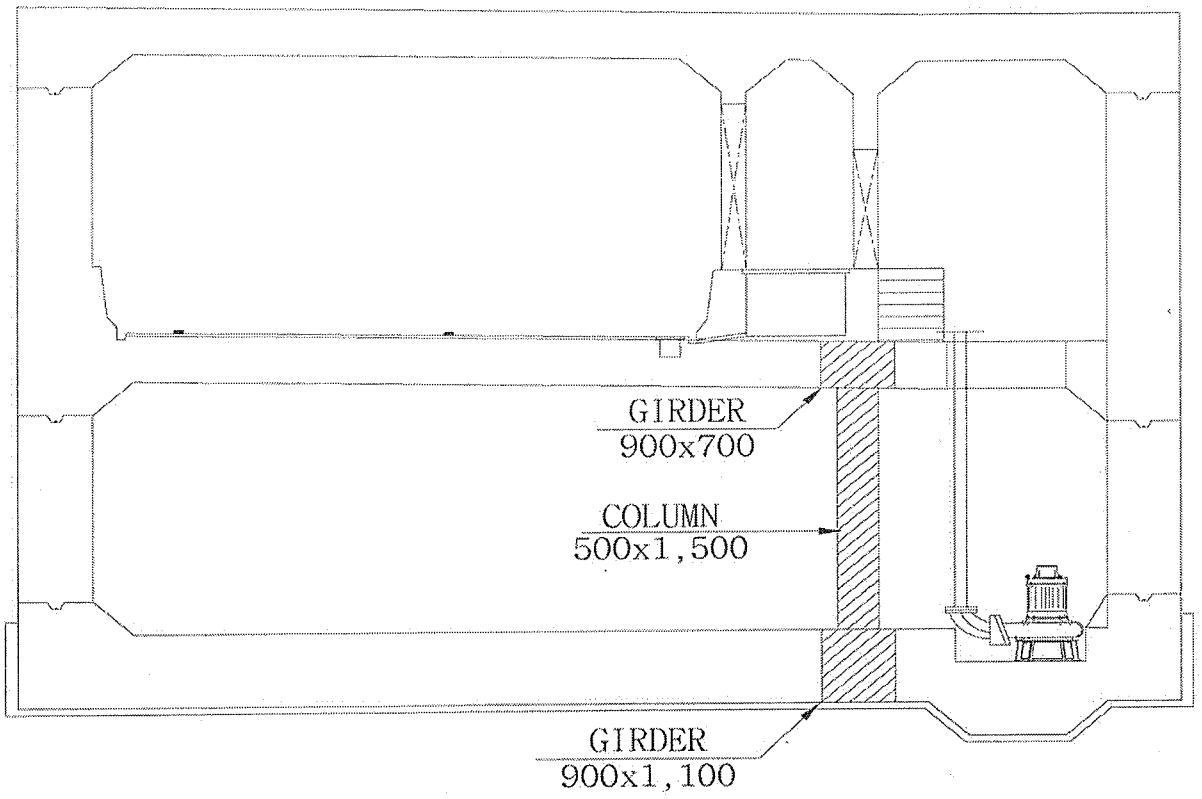
2. 하중재하(극한하중)

* 보강 거더에 작용하는 하중



Ln = 2.700 m

3. 단면가정



4. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 9

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 14

Vu = 전 단 력,

거더 = Vu = 1.15 x (Wu x Ln) / 2

깊은보 = Vu = 1.15 x (Wu x Ln) / 2 - 0.15 x (Wu x Ln)

A. 상부 보강 거더 (□ 700 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln^2) / 9

= (966.400 x 2.700 ^{2}) / 9 = 782.784 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln^2) / 14

= (966.400 x 2.700 ^{2}) / 14 = 503.218 kn.m

지 점 부

Vu = 1.15 x (Wu x Ln) / 2

= 1.15 x (966.40 x 2.700) / 2 = 1500.336 kn

B. 하부 보강 거더 (□ 1.100 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln²) / 9

= (1689.200 x 2.700 ²) / 9 = 1368.252 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln²) / 14

= (1689.200 x 2.700 ²) / 14 = 879.591 kn.m

지 점 부

Vu = 1.15 x (Wu x Ln) / 2

= 1.15 x (1689.20 x 2.700) / 2 = 2622.483 kn

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 0.15 x 2.700 = 0.405 m

- Vu' = Vu - 0.15Ln × W

= 2622.483 - 0.405 x 1689.2 = 1938.36 kn

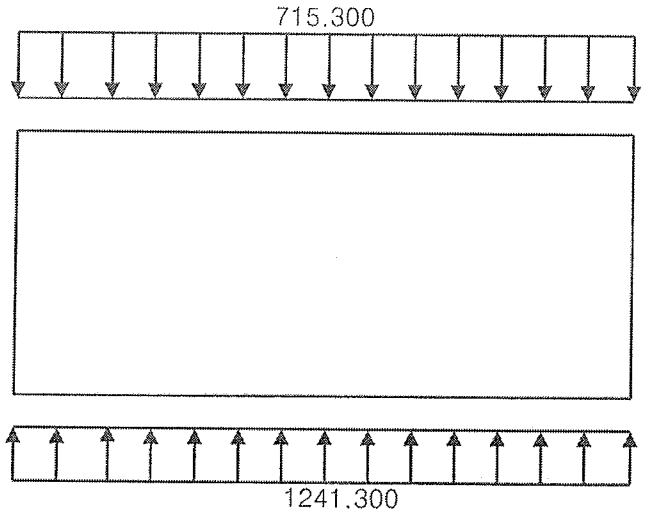
C. 보강 기둥(D 1.000)

축력 2329.40 x 2.700 = 6289.380 kn.m

모 멘 트 54.90 x 2.700 = 148.230 kn.m

5. 하중재하(사용하중)

1) 보강 거더에 작용하는 하중



Ln = 2.700 m

6. 단면력 산정

1) GIRDER의 단면력 산정

Wu = 보의 단위 길이당 또는 슬래브의 단위면적당 극한(또는 설계)하중 = 전단력

Ln = 정모멘트와 전단에 대해서는 순경간
(부모멘트의 경우에는 인접 두 지간의 평균 순경간)

Mu1 = 일반 내부 받침부 내외면에서의 부모멘트

$Mu1 = (Wu \times Ln^2) / 9$

Mu2 = 내부 지간에서의 정모멘트

$Mu2 = (Wu \times Ln^2) / 14$

A. 상부 보강 거더 (□ 700 x 500)

지 점 부

$Mu1 = (Wu \times Ln^2) / 9$

$= (715.300 \times 2.700^2) / 9 = 579.393$ kn.m

중 앙 부

$Mu2 = (Wu \times Ln^2) / 14$

$= (715.300 \times 2.700^2) / 14 = 372.467$ kn.m

B. 하부 보강 거더 (□ 1.100 x 500)

지 점 부

Mu1 = (Wu x Ln²) / 9

= (1241.300 x 2.700 ²) / 9 = 1005.453 kn.m

중 앙 부

Mu2 = (Wu x Ln²) / 14

= (1241.300 x 2.700 ²) / 14 = 646.363 kn.m

7. 보강거더 철근량 산정

◈ 상부 지점부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa　　fy = 400.0 MPa　　λ = 1.00
β1 = 0.850　　Øf = 0.85　　Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy)　= 0.00350

계수 모멘트 Mu = 782.784 KN·m　　계수 전단력 Vu = 1500.336 KN
단면의 두께 H = 700.000 mm　　단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 570.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 130.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H19 ×8.00 EA　(Dc = 80.00 mm)
　　+ H19 ×8.00 EA　(Dc = 180.00 mm)
　　= 4584.000 ㎟　　∴ P = As/(B·D) = 0.00894

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 88.773 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01481 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
　...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 819200400.000 N·mm
　= 819.200 KN·m　≥　Mu = 782.784 KN·m ... ∴ O.K　(S.F = 1.047)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 84.482 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}　= 4362.417 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 84.482 mm　∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00850　⇒ 4/3 Preq = 0.01134
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 4362.417 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P　.....　∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 333.203 KN
Vu > Øv·Vc　.....　∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H19 ×3.00 ea/m = 859.500 ㎟　(간격 s = 125.0 mm)
Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 1175.796 KN
Øv·Vs > Øv·1/3·λ√(fck)·B·D / 1000 = 666.407 KN
　→ 규정된 전단철근 최대 배근 간격을 절반으로 감소하여 검토한다.
s = 125.0 mm　≤　Min(300,0.25D) = 142.5 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 1508.999 KN ≥ Vu = 1500.336 KN ...∴ O.K　(S.F = 1.006)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 535.896 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00894
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.297 j = 0.901
x = k·d = 169.081 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 13.712 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 227.603 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 255.988 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 131.38 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 70.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 112.50 mm ≤ 131.38 mm ..... ∴ O.K

◈ 상부 중앙부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 503.218 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 700.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 590.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H22 ×8.00 EA (Dc = 110.00 mm)
= 3096.800 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00583

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 59.972 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02209 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D - a/2) = 589645500.000 N·mm
= 589.646 KN·m ≥ Mu = 503.218 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.172)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 50.764 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2621.335 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 50.764 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00494 ⇒ 4/3 Preq = 0.00658
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 2621.335 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 344.505 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00583
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.248 j = 0.917
x = k·d = 146.213 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 9.674 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 205.530 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 205.530 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 135.66 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 99.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 112.50 mm ≤ 135.66 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 지점부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 1368.252 KN·m 계수 전단력 Vu = 2622.483 KN
단면의 두께 H = 1100.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 920.000 mm 피 복 두 께 Dc = 180.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H25 ×8.00 EA (Dc = 130.00 mm)
+ H25 ×8.00 EA (Dc = 230.00 mm)
= 8107.200 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00979

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 157.002 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.01275 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 2319548000.000 N·mm
= 2319.548 KN·m ≥ Mu = 1368.252 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.695)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 89.016 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D−a/2)} = 4596.583 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 89.016 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D−a/2)}] / (B·D) = 0.00555 ⇒ 4/3 Preq = 0.00740
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 4596.583 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Øv·Vc = Øv·1/6·λ√fck·B·d / 1000 = 537.802 KN
Vu > Øv·Vc ..... ∴ 전단철근보강이 필요하다.

Used Av = H19 ×4.00 ea/m = 1146.000 ㎟ (간격 s = 150.0 mm)
Øv·Vs = Øv·Av·fy·D / (s ×1000) = 2108.640 KN
Øv·Vs > Øv·1/3·λ√(fck)·B·D / 1000 = 1075.604 KN
→ 규정된 전단철근 최대 배근 간격을 절반으로 감소하여 검토한다.
s = 150.0 mm ≤ Min(300,0.25D) = 230.0 mm ..... ∴ O.K

Øv·Vn = Øv·Vc + Øv·Vs = 2646.442 KN ≥ Vu = 2622.483 KN ...∴ O.K (S.F = 1.009)

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 1005.453 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00979
k = −np + √((np)²+ 2np) = 0.308 j = 0.897
x = k·d = 283.353 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D − x/3)) = 9.552 MPa
fs = Mo / (As ·(D − x/3)) = 150.227 MPa
fst = fs·(H − Dc_min − x) / (D − x) = 162.025 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375·(210/fst)−2.5Cc , 300·(210/fst)] = 192.29 mm
...여기서..Cc = dc_min − 주철근 직경/2 = 117.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 112.50 mm ≤ 192.29 mm ..... ∴ O.K

◈ 하부 중앙부

▷ 검 토 조 건

fck = 27.0 MPa fy = 400.0 MPa λ = 1.00
β1 = 0.850 Øf = 0.85 Øv = 0.75
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 879.591 KN·m 계수 전단력 Vu = 0.000 KN
단면의 두께 H = 1100.000 mm 단 면 폭 B = 900.000 mm
유 효 깊 이 D = 990.000 mm 피 복 두 께 Dc = 110.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토

사용철근량 = H25 ×8.00 EA (Dc = 110.00 mm)
= 4053.600 ㎟ ∴ P = As/(B·D) = 0.00455

공칭강도시 등가응력깊이 a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 78.501 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.02916 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003·(H − a/β1 − Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

ØMn = Øf·fy·As·(D − a/2) = 1310346000.000 N·mm
= 1310.346 KN·m ≥ Mu = 879.591 KN·m ... ∴ O.K (S.F = 1.490)

- 필요철근량 및 철근비 검토

소요등가응력깊이 a = 51.970 mm로 가정
As = Mu /{Øf·fy·(D-a/2)} = 2683.602 ㎟
a = (As·fy) / (0.85·fck·B) = 51.970 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K

Preq = [Mu /{Øf·fy·(D-a/2)}] / (B·D) = 0.00301 ⇒ 4/3 Preq = 0.00402
∴ 필요철근량 req.As = Preq × (B·D) = 2683.602 ㎟ ≤ 사용철근량...O.K

철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

ㄹ 사용성 검토 (균열 검토)

Mo = 646.363 KN·m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {0.077 mc^1.5 * ³√(Fck + Δf)} = 7
p = As/(B·D) = 0.00455
k = -np + √((np)²+ 2np) = 0.223 j = 0.926
x = k·d = 220.304 mm
fc = 2·Mo / (B·x·(D - x/3)) = 7.113 MPa
fs = Mo / (As ·(D - x/3)) = 173.969 MPa
fst = fs·(H - Dc_min - x) / (D - x) = 173.969 MPa
최외단철근 소요중심간격
 s = Min [375·(210/fst)-2.5Cc , 300·(210/fst)] = 208.92 mm
  ...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 97.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 112.50 mm ≤ 208.92 mm ..... ∴ O.K

8. 보강거더기둥 철근량 산정

▶ 1.500x500 P - M 상관분석

1) 검토 제목 : 1.500x500

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 27 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 26680 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 80.0 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 사각형단면 검토조건

단 면 폭 (B) : 1500.00 mm
단 면 높 이 (H) : 500.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 3820.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 0.65
유효길이계수 (Ky) : 0.65

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H19 × 32ea = 9168.0 ㎟ (dc = 80.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 9168.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 6289.380 KN

계수모멘트(X) : Mux = 148.230 KN·m
Mux.ns= 148.230 KN·m
Mux.s = 0.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.2
Y축 세장비 : λy = 5.7

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 148.230 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 0.000 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 148.230 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 0.000 °

최 소 편 심 : e_min = 48.18 mm
작 용 편 심 : e = 23.57 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 252.000 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 7373.835 + 1579.235 + -1678.981 = 7274.089 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 1053.721 + 260.889 + 276.974 = 1591.585 KN·m

평 형 편 심 : eb = 218.80 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.002
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.650
평 형 축 하 중 : ØPb = 4728.16 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 1034.53 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

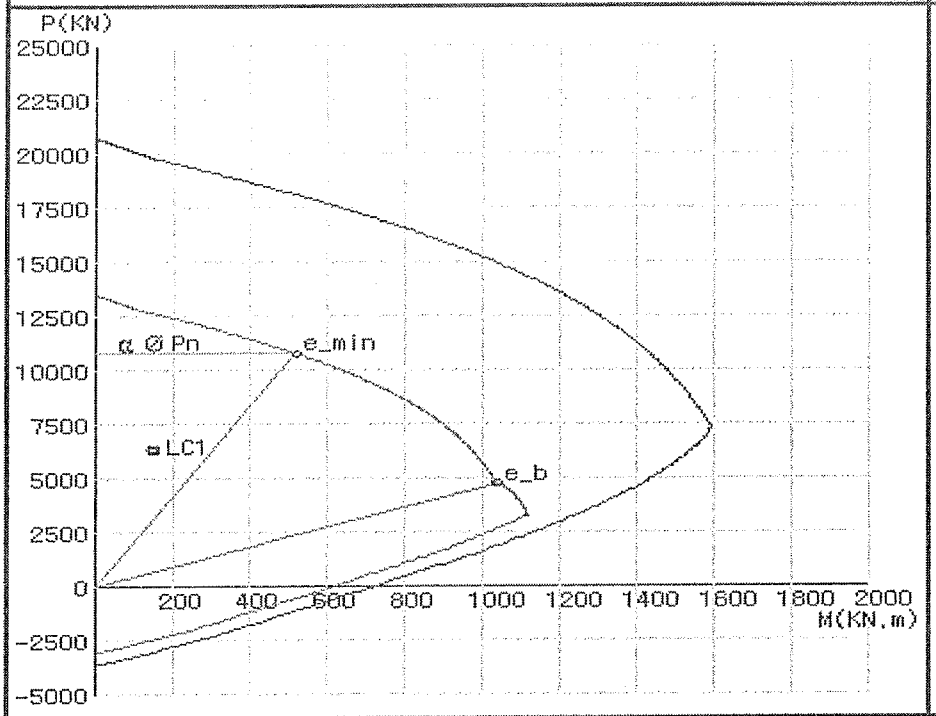
사용철근비 : Pused = 1.222 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16535.440 KN
Mn = αPn × e_min = 796.720 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.800
설계축하중강도 : αØPn = 10748.033 KN ≥ Pu = 6289.380 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 517.868 KN·m ≥ Mu = ` KN·m ∴ O.K

6) P-M 상관도

검토단면 : 1,500x500



검 토 조 건		
fck	=	27 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	26680 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	1.562 E+10 mm⁴
Iy	=	1.406 E+11 mm⁴
Ag	=	7.500 E+05 mm²
Lu	=	3820.0 mm
Kx	=	0.65
Ky	=	0.65
ρ	=	1.222 %
Pu	=	6289.380 KN
Mu	=	148.230 KN · m
Θ	=	0.000 °

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태
- e_min = 48.183 mm
- ØPmin = 10748.030 KN
- ØMmin = 517.868 KN · m

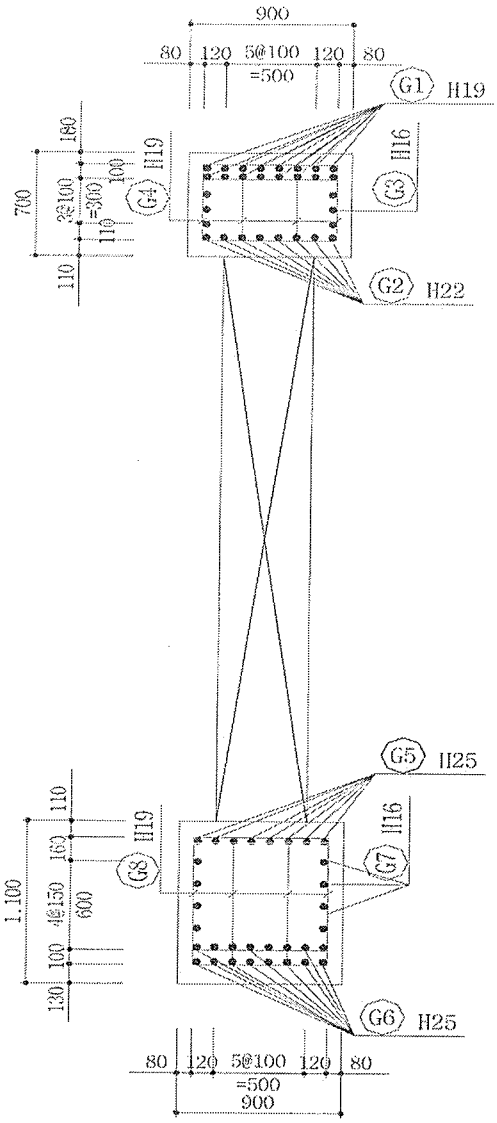
▷ 평형 편심 상태
- e_b = 218.802 mm
- ØPb = 4728.158 KN
- ØMb = 1034.530 KN · m

▷ 작용편심에서의 설계강도
- e < e_min ∴ 최소편심구간
- ØPn = 10748.030 KN(=ØPmin)
- ØMn = 517.868 KN · m(=ØMmin)

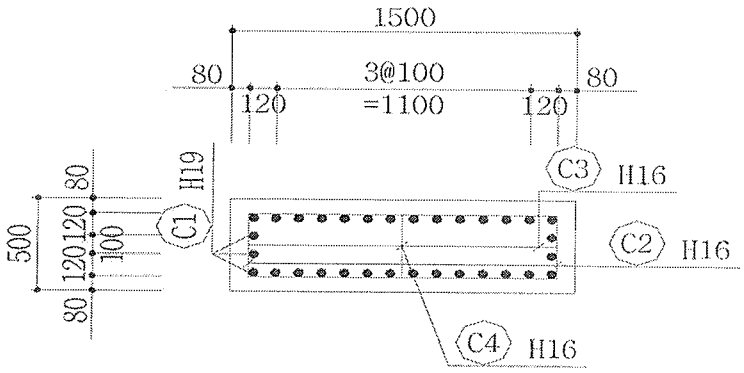
▷ 사용철근량
- A_rebar = 9168.000 mm²

9. 주철근 조립도

상하부 거더



기둥



5.4 집수정 마감벽

▨ 구조 설계 요약

구 조 계 산 서									
부 재		모멘트		전단력		안전율		사용철근량	
		작용력	저항력	작용력	저항력	모멘트	전단력	휨철근량	전단철근량
가로방향	1층 좌측(외측)	571.7	885.0	575.7	925.1	1.55	1.61	H25@150	H13×2EA/m
	1층 우측(외측)	729.6	908.0	706.3	948.2	1.24	1.34	H25@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	288.8	354.9	10.2	519.6	1.23	50.94	H16@150	-
	2층 좌측(외측)	590.0	699.8	684.8	948.2	1.19	1.38	H22@150	H13×2EA/m
	2층 우측(외측)	500.5	682.2	536.1	925.1	1.36	1.73	H22@150	H13×2EA/m
	2층 중앙부(내측)	288.8	354.9	596.6	925.1	1.23	1.55	H16@150	H13×2EA/m
연직방향	1층 상단(외측)	882.1	1139.7	846.2	948.2	1.29	1.12	H29@150	H13×2EA/m
	1층 하단(외측)	928.1	1110.5	870.4	925.1	1.20	1.06	H29@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	462.7	508.7	223.5	519.6	1.10	2.32	H19@150	-
	2층 상단(외측)	206.8	354.9	241.4	519.6	1.72	2.15	H16@150	-
	2층 하단(외측)	129.6	354.9	80.8	519.6	2.74	6.43	H16@150	-
	2층 중앙부(내측)	58.1	354.9	160.1	519.6	6.11	3.25	H16@150	-

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)
: $\gamma s'$ = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 토 압 계 수 : 정지토압계수 적용
$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

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(Pv ℓ ,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 = -1.00 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 =	26700	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

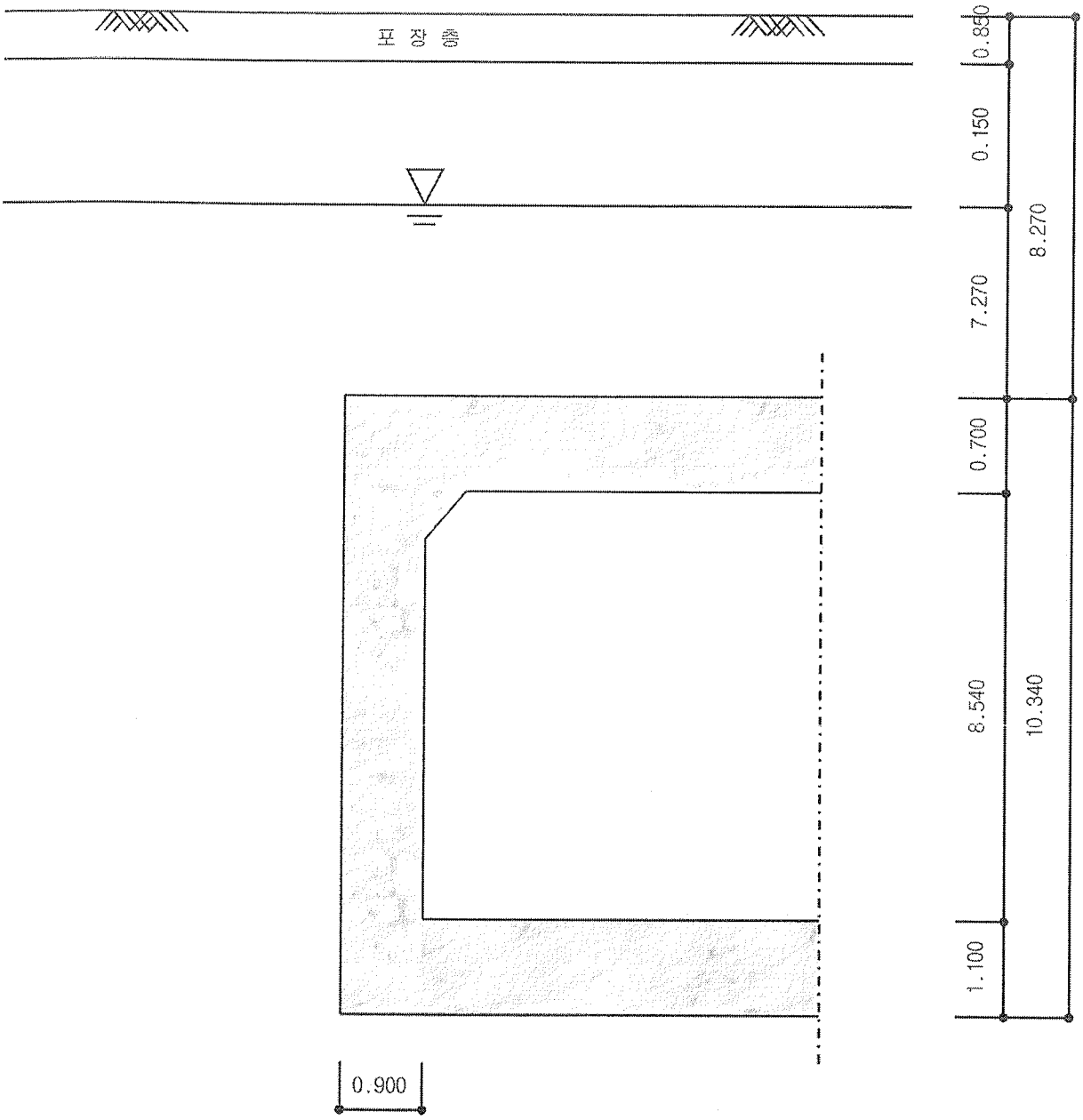
7) 참 고 서 적

① 도로교설계기준	[2010]	-----	국토해양부
② 도로교설계기준 · 해설	[2008]	-----	건설교통부
③ 콘크리트구조기준	[2012]	-----	국토해양부
④ 도로설계편람		-----	건설교통부
⑤ 지중구조물의 내진설계		-----	한국지진공학회
⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설	[2003]	-----	건설교통부

8) 사용 프로그램

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

2. 단면가정



3. 하 중

1) 노면 활하중에 의한 측벽 토압 (CASE-1)

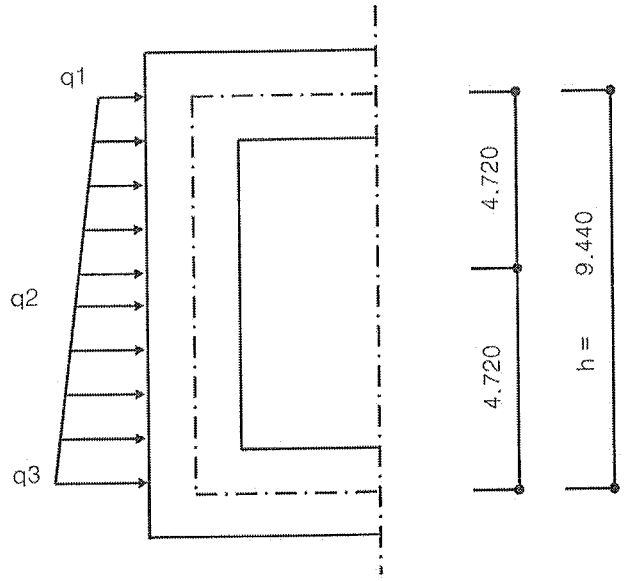
토피고(D,m)	노면활하중(Pv ℓ ,kN/㎡)	비 고
1.0	51	토피의 중간 값은 노면 활하중 상위의 값을 적용
1.5	39	
2.0	21	
2.5	17	
3.0 ~ 7.0	15	
8.0	12	
9.0	11	
10.0 이상	10	

노면 활하중 : = 12.00 kN/㎡

PvL x Ko = 12.000 x 1/2 = 6.000 kN/㎡

2) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



(1) 지하수 비고려시 (CASE-2)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.000 + 7.770 x 19.000) = 83.590 kN/㎡

q2 = 83.59 + 0.500 x 4.720 x 19.00 = 128.430 kN/㎡

q3 = 128.43 + 0.500 x 4.720 x 19.00 = 173.270 kN/㎡

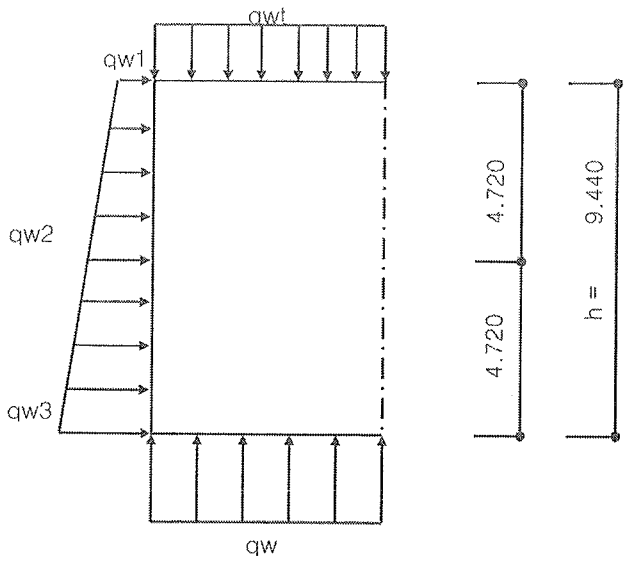
(2) 지하수 고려시 (CASE-3)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00
+ 7.620 x 10.00) = 49.300 kN/㎡

q2 = 49.300 + 0.500 x 4.720 x 10.00 = 72.900 kN/㎡

q3 = 72.900 + 0.500 x 4.720 x 10.00 = 96.500 kN/㎡

3) 수 압

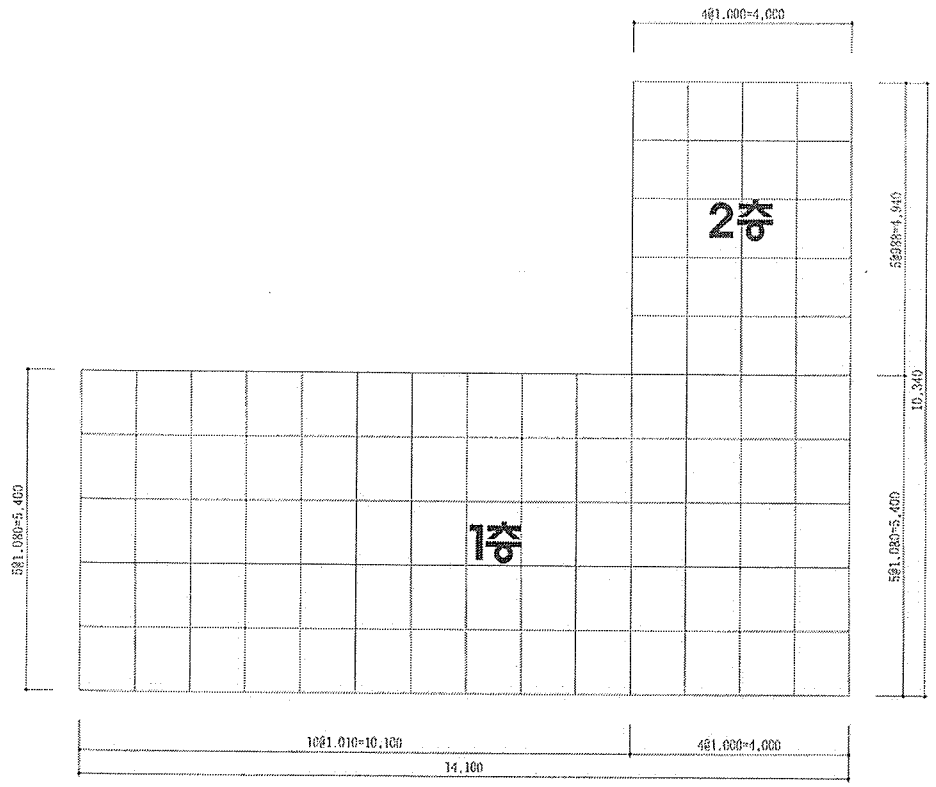


(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1	=	7.620	x	10.000		=	76.200	kN/m²
qw2	=	76.200	+	4.720	x 10.000	=	123.400	kN/m²
qw3	=	123.400	+	4.720	x 10.000	=	170.600	kN/m²

4. 입력 DATA

1) 모 델 링



5. 하중조합 및 하중재하도

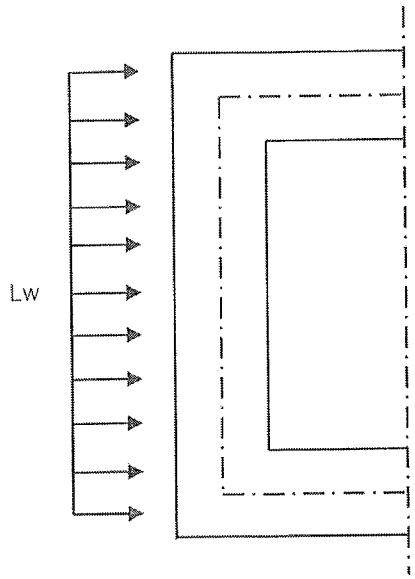
---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

comb1	=	1.6	x	case-1	+	1.6	x	case-2				
comb2	=	1.6	x	case-1	+	1.6	x	case-3	+	1.6	x	case-4
comb3	=	1	x	case-1	+	1	x	case-2				
comb4	=	1	x	case-1	+	1	x	case-3	+	1	x	case-4

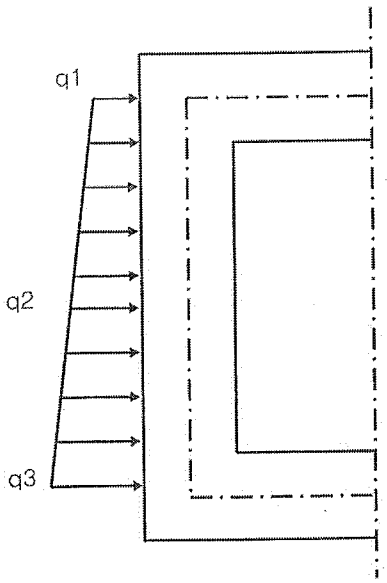
2) 하중재하도

① CASE 1 - 활 하 중 (노면 활하중)



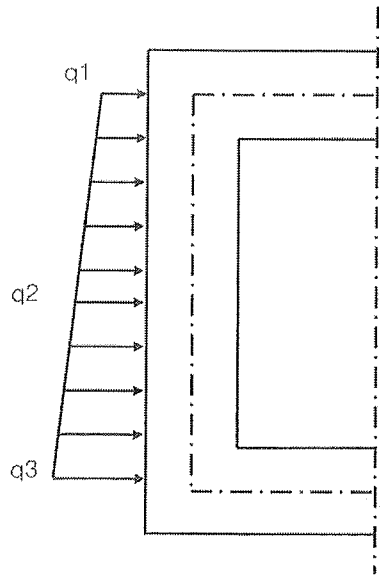
Lw = 6.00 kN/㎡

② CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



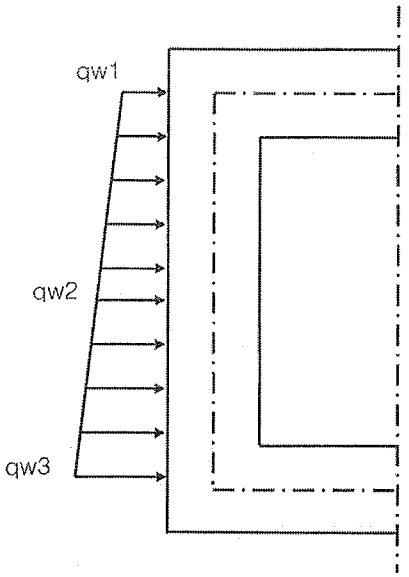
q1 = 83.59 kN/㎡
q2 = 128.43 kN/㎡
q3 = 173.27 kN/㎡

③ CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



q1 = 49.30 kN/㎡
q2 = 72.90 kN/㎡
q3 = 96.50 kN/㎡

④ CASE 4 - 횡 수 압



qw1 = 76.20 kN/㎡
qw2 = 123.40 kN/㎡
qw3 = 170.60 kN/㎡

6. 부재력 요약

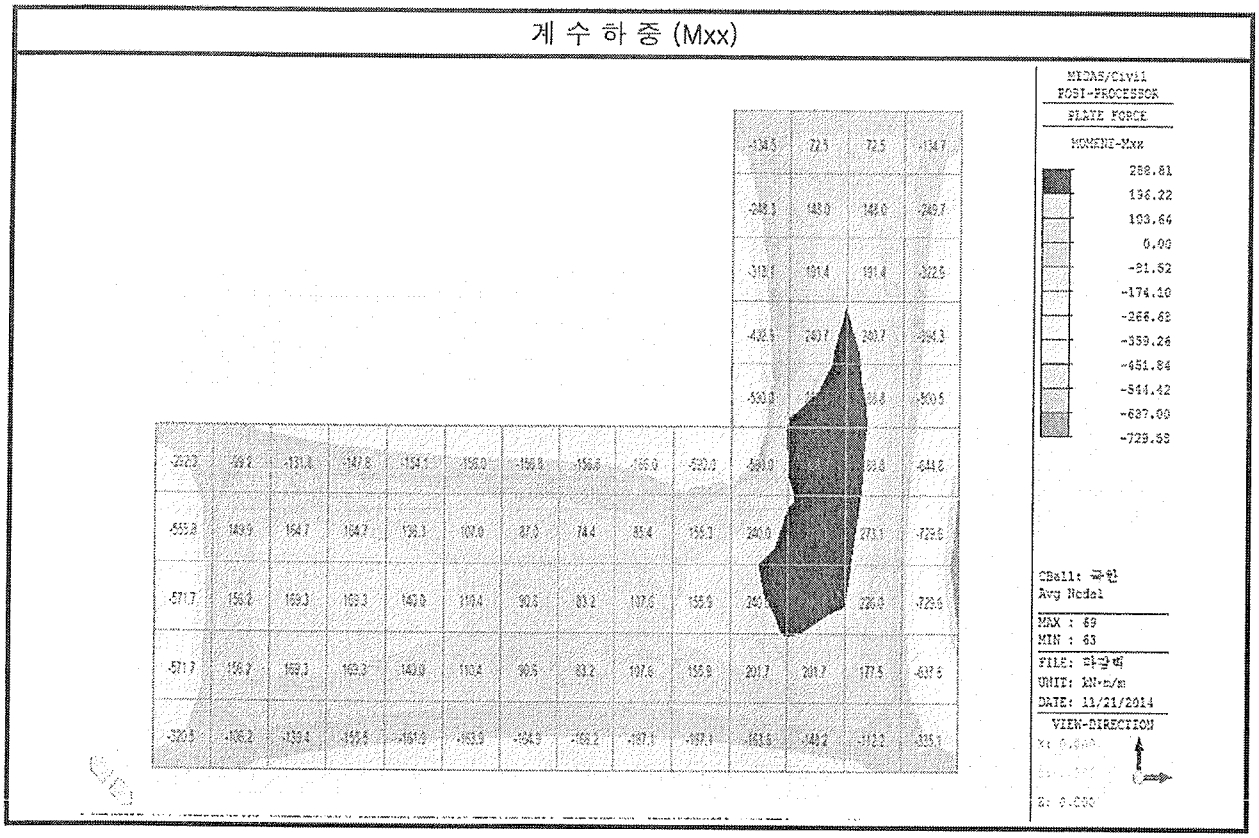
6.1 부재력 집계

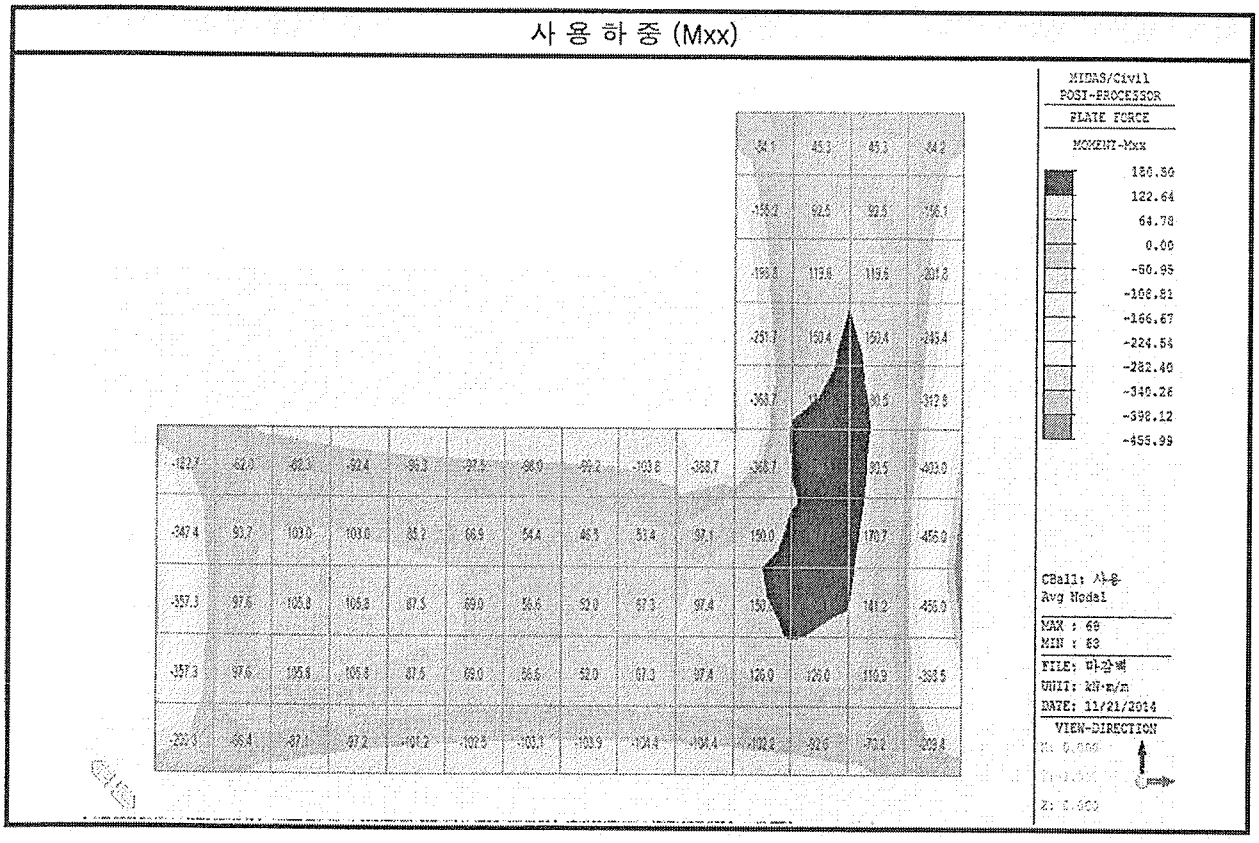
[단위 KN,KN-m]

구 분		극한모멘트		사용하중 모멘트	극한전단력		사용철근량	
		작용력	저항력		작용력	저항력	휨철근량	전단철근량
가로방향	1층 좌측(외측)	571.7	885.0	357.3	575.7	925.1	H25@150	H13×2EA/m
	1층 우측(외측)	729.6	908.0	456.0	706.3	948.2	H25@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	288.8	354.9	170.7	10.2	519.6	H16@150	-
	2층 좌측(외측)	590.0	699.8	368.7	684.8	948.2	H22@150	H13×2EA/m
	2층 우측(외측)	500.5	682.2	312.8	536.1	925.1	H22@150	H13×2EA/m
	2층 중앙부(내측)	288.8	354.9	180.5	596.6	925.1	H16@150	H13×2EA/m
연직방향	1층 상단(외측)	882.1	1139.7	576.6	846.2	948.2	H29@150	H13×2EA/m
	1층 하단(외측)	928.1	1110.5	580.1	870.4	925.1	H29@150	H13×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	462.7	508.7	289.2	223.5	519.6	H19@150	-
	2층 상단(외측)	206.8	354.9	129.3	241.4	519.6	H16@150	-
	2층 하단(외측)	129.6	354.9	81.0	80.8	519.6	H16@150	-
	2층 중앙부(내측)	58.1	354.9	36.3	160.1	519.6	H16@150	-

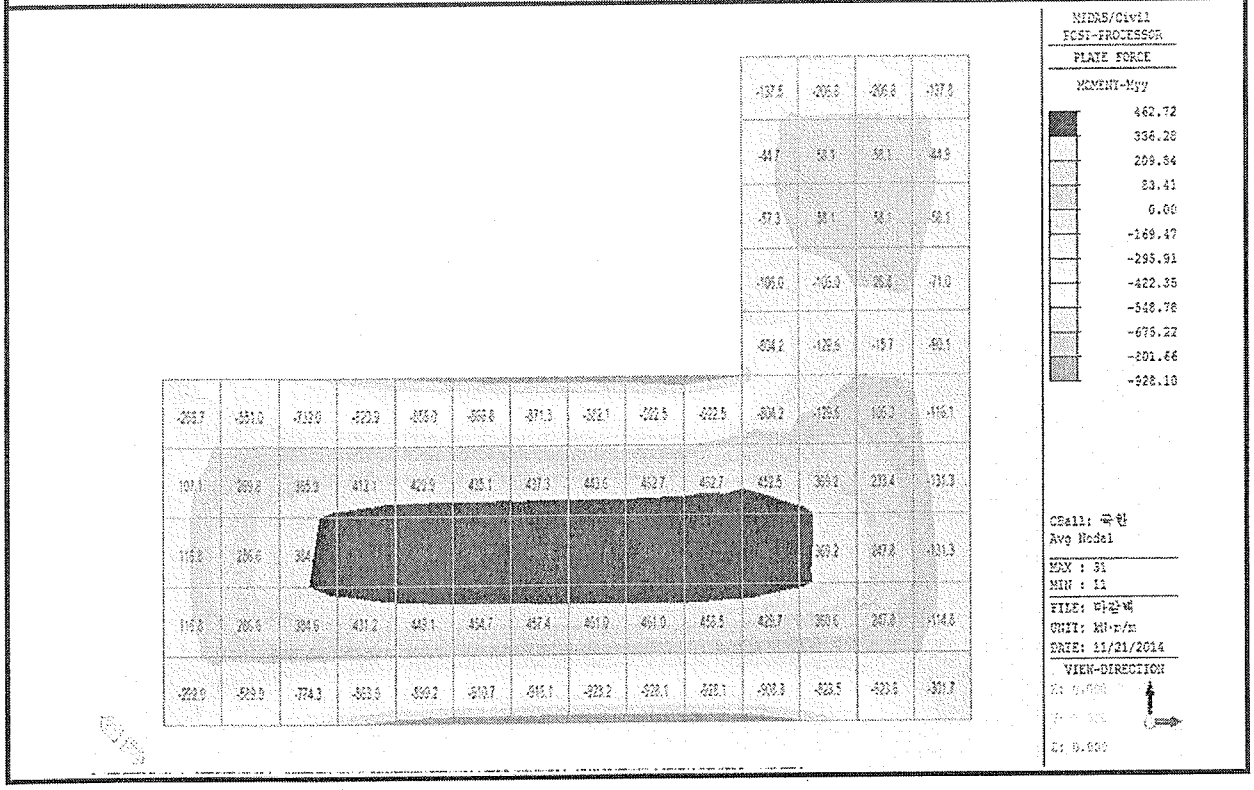
6.2 단면력도

- 모멘트도

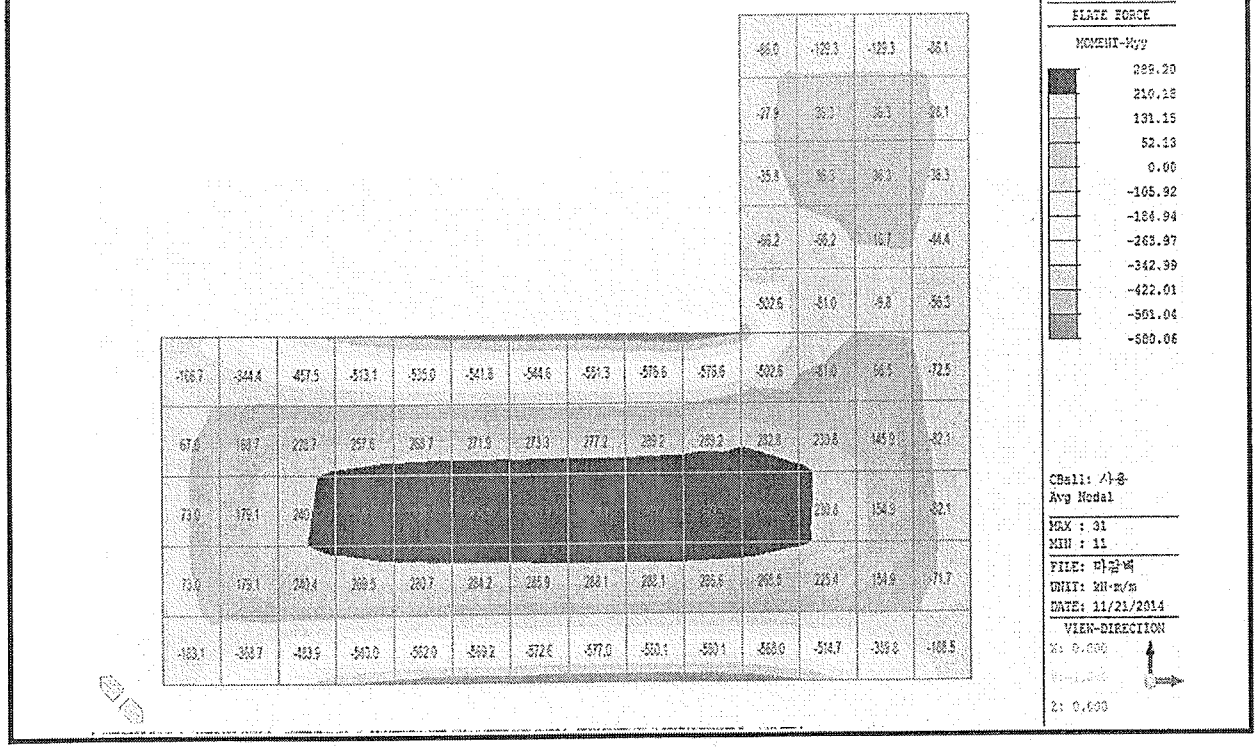

계 수 하 중 (Mxx)
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Mxx
288.81
196.22
103.64
0.00
-91.52
-174.10
-266.68
-359.26
-451.84
-544.42
-637.00
-729.58
CBall: 유한
Avg Nodal
MAX : 69
MIN : 63
FILE: 바닥벽
UNIT: kN-m/m
DATE: 11/21/2014
VIEW-DIRECTION


사 용 하 중 (Mxx)
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Mxx
186.50
122.64
64.78
0.00
-56.95
-108.81
-166.67
-224.54
-282.40
-340.26
-398.12
-455.99
CBall: 사용
Avg Nodal
MAX : 69
MIN : 63
FILE: 바닥벽
UNIT: kN-m/m
DATE: 11/21/2014
VIEW-DIRECTION

계 수 하 중 (Myy)

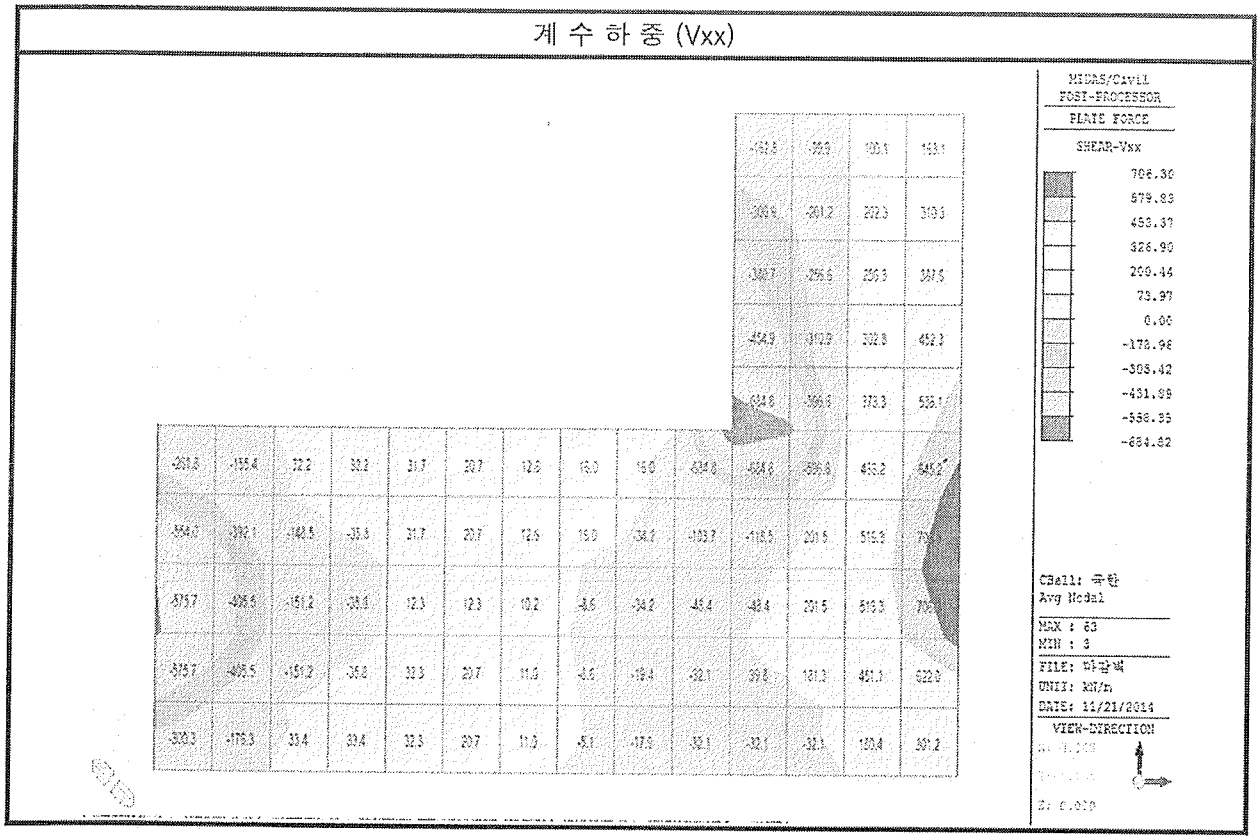


사 용 하 중 (Myy)

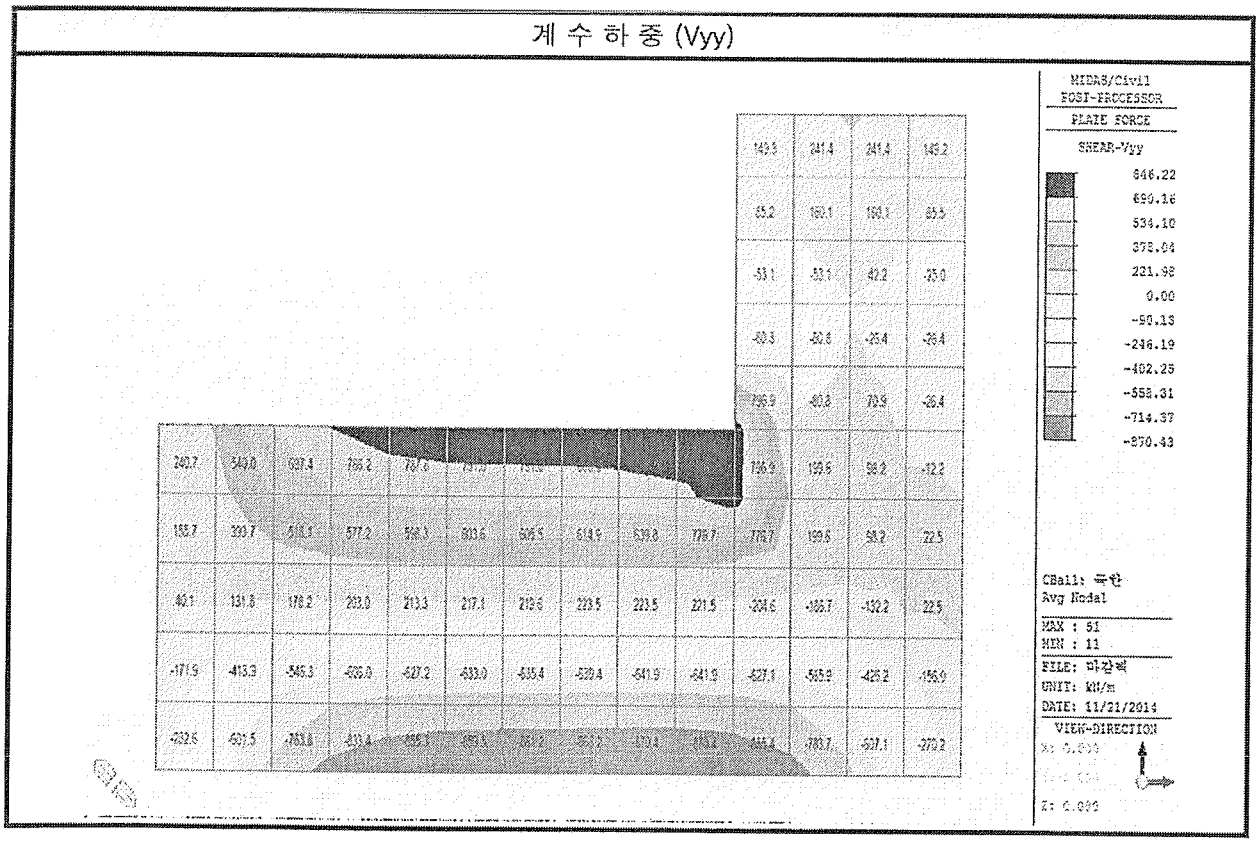


- 전단력도

계 수 하 중 (Vxx)



계 수 하 중 (Vyy)



7. 단면검토

7.1 가로방향 1층 좌측(외측)

7.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	571.700	kN.m	· Vu =	575.700	kN	· M =	357.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 21.822 cm^2 [p = 0.00273]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,378 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.89 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 =	29.096 cm^2		

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

∴ USE As =	H 25 @ 150	= 33.780 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 33.780 cm^2	[p = 0.004223]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.888 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.927 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0316 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 885.00 kN.m > Mu = 571.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 575.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 575.70 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] = 0.351 cm^2 ☞ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.351 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 575.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.55 Rs = Φv Vn / Vu = 1.61

7.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004223 + √ [2 × 0.03 + 0.03 ²] = 0.216

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.216 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 357.30 × 1000 / [33.780 × 80.0 × 0.928] = 142.47 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 142.5) − 2.5 x 87.5 = 334 mm > 150 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 142.5) = 442 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.2 가로방향 1층 우측(외측)

7.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	729.600	kN.m	· Vu =	706.300	kN	· M =	456.000	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)] = 27.144 cm^2 [p = 0.00331]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3,378 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.89 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 =	36.192 cm^2		

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

∴ USE As = H 25 @ 150	= 33.780 cm^2	[6.7 EA/m]	
TOTAL	= 33.780 cm^2	[p = 0.00412]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.888 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.927 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0325 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 907.97 kN.m > Mu = 729.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 706.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 706.30 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] = 1.059 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.059 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 415.58 = 948.19 kN > Vu = 706.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.34

7.2.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.00412 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ²] = 0.213

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.213 / 3 = 0.929

fs = M / [As·d·j]

= 456.00 × 1000 / [33.780 × 82.0 × 0.929] = 177.2 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 177.2) - 2.5 x 67.5 = 276 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 177.2) = 356 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.3 가로방향 1층 중앙부(내측)

7.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	288.810	kN.m	· Vu =	10.200	kN	· M =	170.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 10.774 cm^2 [p = 0.00135]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 =	14.365 cm^2		

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240	cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240	cm^2	[p = 0.001655]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 354.93 kN.m > Mu = 288.81 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 10.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 10.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 10.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.23 Rs = Φv Vn / Vu = 50.94

7.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001655 + √ [2 × 0.012 + 0.012 ²] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 170.70 × 1000 / [13.240 × 80.0 × 0.953] = 169.11 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 169.1) − 2.5 x 92 = 236 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 169.1) = 373 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.4 가로방향 2층 좌측(외측)

7.4.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	590.000	kN.m	· Vu =	684.800	kN	· M =	368.700	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)] = 21.759 cm^2 [p = 0.00265]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 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 =	29.012 cm^2		

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

∴ USE As =	H 22 @ 150	= 25.807 cm^2	[6.7 EA/m]		
	TOTAL	= 25.807 cm^2	[p = 0.003147]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0435 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 699.76 kN.m > Mu = 590.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 684.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 684.80 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] = 0.928 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.928 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 415.58 = 948.19 kN > Vu = 684.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.19 Rs = Φv Vn / Vu = 1.38

7.4.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.003147 + √ [2 × 0.022 + 0.022 ²] = 0.189

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.189 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 368.70 × 1000 / [25.807 × 82.0 × 0.937] = 185.95 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 186) - 2.5 x 69 = 251 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 186) = 339 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.5 가로방향 2측 우측(외측)

7.5.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	500.500	kN.m	· Vu =	536.100	kN	· M =	312.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 18.933 cm^2 [p = 0.00237]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,581 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 4.50 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 = 25.244 cm^2

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

∴ USE As =	H 22 @ 150	= 25.807 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 25.807 cm^2	[p = 0.003226]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 4.498 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 5.292 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0424 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 682.21 kN.m > Mu = 500.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 536.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 536.10 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] = 0.103 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.103 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 536.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 1.73

7.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003226 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.191

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.191 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 312.80 × 1000 / [25.807 × 80.0 × 0.936] = 161.87 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 161.9) − 2.5 x 89 = 264 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 161.9) = 389 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.6 가로방향 2층 중앙부(내측)

7.6.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	288.800	kN.m	· Vu =	596.600	kN	· M =	180.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 10.773 cm^2 [p = 0.00135]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 =	14.364 cm^2			

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]		
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.001655]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 354.93 kN.m > Mu = 288.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 596.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 596.60 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] = 0.481 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.481 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 596.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.23 Rs = Φv Vn / Vu = 1.55

7.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001655 + √ [2 × 0.012 + 0.012 ²] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 180.50 × 1000 / [13.240 × 80.0 × 0.953] = 178.82 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.8) − 2.5 x 92 = 210 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.8) = 352 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.7 연직방향 1층 상단(외측)

7.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브			
· B =	100	cm	· H =	90	cm					
· Mu =	882.100	kN.m	· Vu =	846.200	kN	· M =	576.600	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)] = 33.147 cm^2 [p = 0.00404]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,283 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.46 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 =	44.196 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 150	=	42.827	cm^2	[6.7	EA/m]
	TOTAL	=	42.827	cm^2	[p =	0.005223]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.464 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.781 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0250 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1139.67 kN.m > Mu = 882.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 846.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 846.20 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] = 1.912 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.912 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 415.58 = 948.19 kN > Vu = 846.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.29 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

7.7.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005223 + √ [2 × 0.037 + 0.037 ²] = 0.236

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.236 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 576.60 × 1000 / [42.827 × 82.0 × 0.921] = 178.27 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.3) − 2.5 x 65.5 = 278 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.3) = 353 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 1층 하단(외측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	928.100	kN.m	· Vu =	870.400	kN	· M =	580.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 35.790 cm^2 [p = 0.00447]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (4,283 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 7.46 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 = 47.720 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 150	= 42.827 cm^2	[6.7 EA/m]		
	TOTAL	= 42.827 cm^2	[p = 0.005353]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 7.464 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 8.781 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0243 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1110.54 kN.m > Mu = 928.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 870.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 870.40 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] = 2.192 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 2.192 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 405.44 = 925.06 kN > Vu = 870.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.20 Rs = Φv Vn / Vu = 1.06

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005353 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ²] = 0.239

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.239 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 580.10 × 1000 / [42.827 × 80.0 × 0.92] = 184.04 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 184) − 2.5 x 85.5 = 214 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 184) = 342 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 1층 중앙부(내측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	462.700	kN.m	· Vu =	223.500	kN	· M =	289.200	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 17.373 cm^2 [p = 0.00217]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.910 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 3.33 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 =	23.164 cm^2		

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

∴ USE As =	H 19 @ 150	= 19.100	cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 19.100	cm^2	[p = 0.002388]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.329 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.916 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0583 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 508.71 kN.m > Mu = 462.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 223.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 223.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 223.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.10 Rs = Φv Vn / Vu = 2.32

7.8.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.002388 + √ [2 × 0.017 + 0.017 ²] = 0.167

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.167 / 3 = 0.944

fs = M / [As·d·j]

= 289.20 × 1000 / [19.100 × 80.0 × 0.944] = 200.49 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 200.5) - 2.5 x 90.5 = 167 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 200.5) = 314 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 2층 상단(외측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	206.800	kN.m	· Vu =	241.400	kN	· M =	129.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 7.714 cm^2 [p = 0.00096]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 = 10.285 cm^2

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	=	13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	=	13.240 cm^2	[p =	0.001655]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 354.93 kN.m > Mu = 206.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 241.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 241.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 241.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.72 Rs = Φv Vn / Vu = 2.15

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001655 + √ [2 × 0.012 + 0.012 ²] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 129.30 × 1000 / [13.240 × 80.0 × 0.953] = 128.09 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 128.1) − 2.5 x 92 = 385 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 128.1) = 492 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 2층 하단(외측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	129.600	kN.m	· Vu =	80.800	kN	· M =	81.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 4.835 cm^2 [p = 0.00060]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 = 6.447 cm^2

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.001655]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 354.93 kN.m > Mu = 129.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 80.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 80.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 80.80 kN

Rm = Md / Mu = 2.74 Rs = Φv Vn / Vu = 6.43

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001655 + √ [2 × 0.012 + 0.012 ²] = 0.141

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 81.00 × 1000 / [13.240 × 80.0 × 0.953] = 80.24 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 80.24) − 2.5 x 92 = 751 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 80.24) = 785 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 2층 중앙부(내측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	58.100	kN.m	· Vu =	160.100	kN	· M =	36.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 2.167 cm^2 [p = 0.00027]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 =	2.889 cm^2		

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.001655]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0854 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 354.93 kN.m > Mu = 58.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 160.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN > Vu = 160.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 160.10 kN

Rm = Md / Mu = 6.11 Rs = Φv Vn / Vu = 3.25

7.8.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.001655 + √ [2 × 0.012 + 0.012 ²] = 0.141

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.141 / 3 = 0.953

fs = M / [As·d·j]

= 36.30 × 1000 / [13.240 × 80.0 × 0.953] = 35.96 MPa

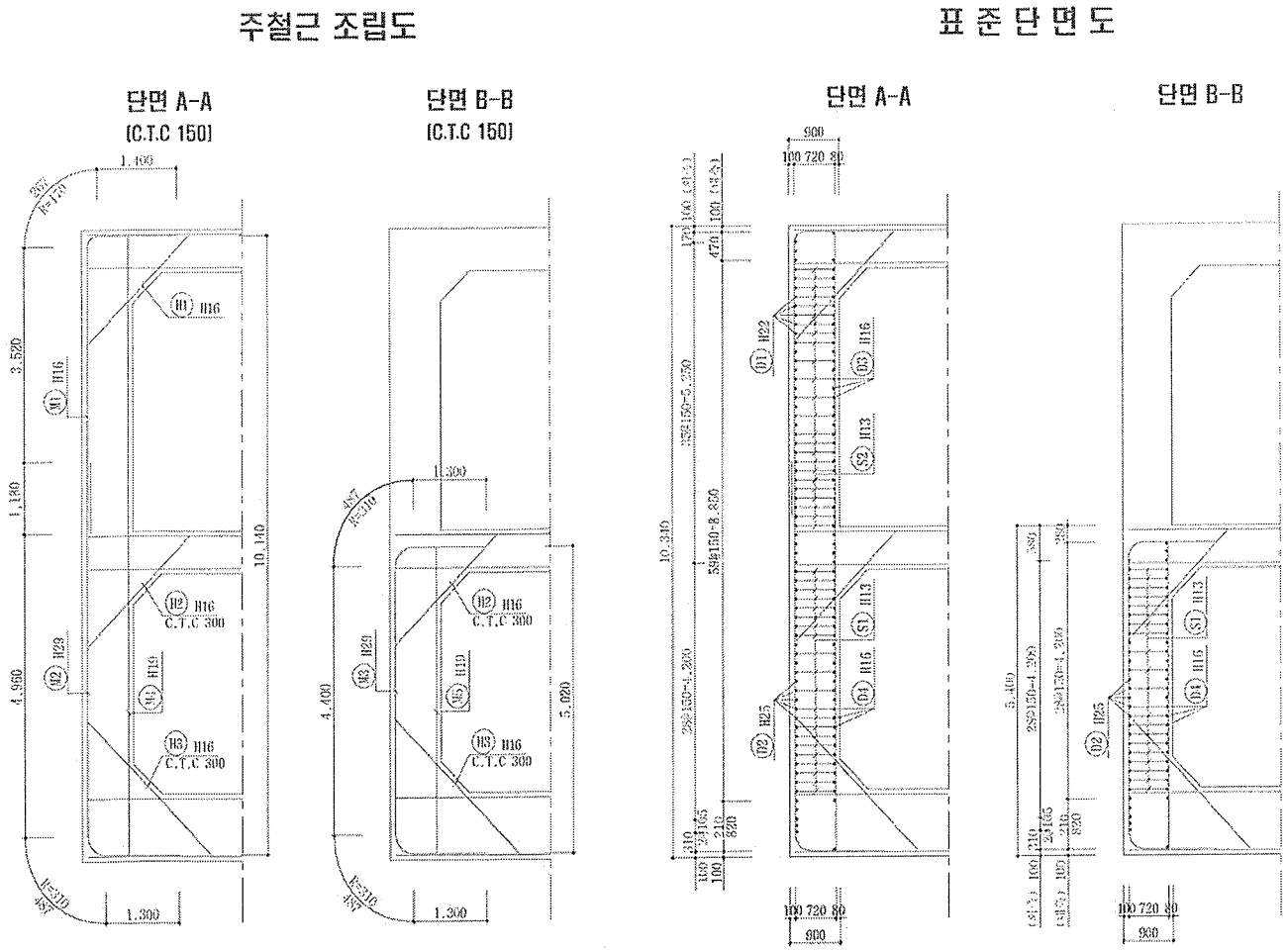
s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 35.96) - 2.5 x 92 = 1960 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 35.96) = 1752 mm > 150 mm ∴ O.K.

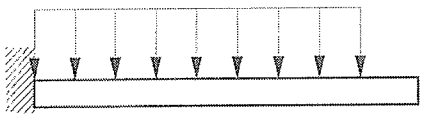
8. 주철근 조립도


주철근 조립도
표 준 단 면 도
단면 A-A
(C.T.C 150)
단면 B-B
(C.T.C 150)
단면 A-A
단면 B-B
H16
H16 C.T.C 300
H29
H19
H23
H22
H25
H13
3,520
1,140
4,960
10,140
1,300
4,400
5,020
10,340
900
100 720 80

5.5 내부계단 및 월류벽

내부계단

1. 단면가정 및 설계조건



2. 하중산정

1) 고정하중에 의한 단면력

① 등분포 고정하중

DW	=	0.220	×	1.00	×	25.00	=	5.500	kN · m	: 자중
DW	=	0.096	×	0.75	×	25.00	=	1.800	kN · m	: 계단마감자중
DF	=	5.000	kN · m							: 마감하중

2) 활하중에 의한 단면력

① 활하중(군집하중)

LM = 5.000 kN · m

3) 하중 조합

계수하중

1.2D + 1.7L + 1.2DF

1.20 × 7.30 + 1.70 × 5.00 + 1.20 × 5.00 = 23.260 kN · m

M	=	23.260	×	0.750	² /	2	=	6.542 kN · m
V	=	23.260	×	0.750			=	17.445 kN · m

사용하중

1.0D + 1.0L + 1.0DF

1.00 × 7.30 + 1.00 × 5.00 + 1.00 × 5.00 = 17.300 kN · m

M	=	17.300	×	0.750	² /	2	=	4.866 kN · m
V	=	17.300	×	0.750			=	12.975 kN · m

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
인장철근항복강도	f_y	=	400	MPa	부재의 총두께	h	=	220 mm
전단철근항복강도	f_{ys}	=	400	MPa	유효높이	d	=	160 mm
계수 모멘트	M_u	=	6.542	kN · m	철강도 감소계수	ϕ_f	=	0.85
계수 전단력	V_u	=	17.445	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s	=	0.75
콘크리트 피복	d'	=	60	mm	유효길이계수	β_1	=	0.85

T = As · fy = 662.000 × 400 = 264800
C = 0.85 · fck · a · b = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 11.538 mm , c = a / β = 11.538 ÷ 0.85 = 13.574 mm

εy = fy / Es = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (160 - 13.574) / 13.574 = 0.0324

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ … ①
$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ … ② ①을 ②에 대입하면
$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \phi \rightarrow \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C =$ … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = $f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 3.48583878
B = - d · fy = -64000
C = M_u / ϕ = 7696323.529 $A_{s,req}$ = 121.053 mm²

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b) = 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 + f_y = 0.0292613
최대철근비 (ρ_{max}) = 0.714 · ρ_b = 0.0208925
최소철근비 (ρ_{min}) = MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy = 0.0035
최소 철근 A_{smin1} = (1.4/fy) b · d = 560 mm²
온도 철근 A_{smin2} = 0.002 · b · d = 320 mm²
∴ 최소철근 A_{smin} = = 560.00 mm²
4/3 · A_s = 161.40 mm²

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 16 @ 300 = 662 mm² ∴ 층 사용 철근량 = 662 mm²
2단 = H 0 @ 125 = 0 mm²

사용철근비 (ρ) = $A_s / b \cdot d$ = 0.0041375

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = $A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ = 11.538 mm
$\phi \cdot M_n$ = $\phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ = 3.471E+07 N · mm = 34.714 kN · m
$\phi \cdot M_n$ = 34.71429926 kN · m > M_u = 6.54188 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √ fck · b · d = 110.85 kN

ΦVc = 110.85 kN > V_u = 17.45 kN ∴ ϕVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	220 mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	27804	MPa	유효높이	d	=	160 mm
탄성계수비	n	=	7.19	kN · m	사용철근량	As	=	662 mm^2
콘크리트 피복	d'	=	60	mm	사용하중모멘트	M_o	=	4.87 kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 4.87 kN · m = 4.866E+06 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.0041375$

$k = -n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 \} } = 0.216$, $j = 1 - k / 3 = 0.928$

$\therefore f_s = M / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 49.50$ MPa $< 0.6 f_y = 240$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 + 사용철근지름 / 2 = 52

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 1460.9

s = 300 · (210 / fs) = 1272.7

MIN → 1272.7

∴ s = 1272.70 mm > 300 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

$A = 2 \cdot d' \cdot b / N = 36000$ mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 125.43653$ mm

$R = y_2 / y_1 = 1.47833$, $y_2 = h - k \cdot d = 185.43653$ mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} = 0.10216$ mm

$w_a = 0.006 \ t_c = 0.006 \times 52 = 0.31$ mm

$w_a = 0.40$ mm

MAX → 0.40

∴ w = 0.10 mm < w_a = 0.40 mm ☞ O.K

(4) 철근 배치

- 배력철근

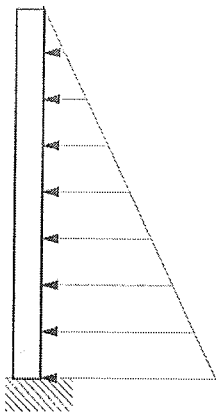
사용철근량 : H 13 @ 200 = 633.5 mm^2

H 0 @ 0 = 0 mm^2

∴ 총 사용 철근량 = 633.5 mm^2 ≥ 인장주철근/4 (= 166 mm^2) ☞ O.K

월류벽

1. 단면가정 및 설계조건



25.000 kN · m

2. 하중산정

2) 수압에 의한 단면력

① 수압

Wh = 25.000 kN · m

3) 하중 조합

계수하중

1.6Wh

1.60 × 25.00 = 40.000 kN · m

M = 40.000 × 2.500 ² / 6 = 41.667 kN · m

V = 40.000 × 2.500 / 2 = 50.000 kN · m

사용하중

1.0Wh

1.00 × 25.00 = 25.000 kN · m

M = 25.000 × 2.500 ² / 6 = 26.042 kN · m

V = 25.000 × 2.500 / 2 = 31.250 kN · m

(2) 단면검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w =	1000 mm
인장철근항복강도	f_y	=	400	MPa	부재의 총두께	h =	300 mm
전단철근항복강도	f_{ys}	=	400	MPa	유효높이	d =	220 mm
계수 모멘트	M_u	=	41.667	kN · m	휨강도 감소계수	ϕ_f =	0.85
계수 전단력	V_u	=	50.000	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s =	0.75
콘크리트 피복	d'	=	80	mm	유효깊이계수	$\beta 1$ =	0.85

T = As · fy = 1910.000 × 400 = 764000
C = 0.85 · fck · a · = 0.85 × 27 × a × 1000 = 22950 × a
T = C 이므로, a = 33.290 mm , c = a / β = 33.290 ÷ 0.85 = 39.164 mm

εy = fy / Es = 400 ÷ 200000 = 0.002
εt = 0.003 · (dt - c) / c = 0.003 × (220 - 39.164) / 39.164 = 0.0139

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다. ☞ O.K

$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b)$ … ①
$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y (d - a / 2)$ … ② ①을 ②에 대입하면
$f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b) A_s^2 - d \cdot f_y \cdot A_s + M_u / \rightarrow A \cdot A_s^2 + B \cdot A_s + C = 0$ … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = $f_y^2 / (1.7 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 3.4858388
B = $- d \cdot fy$ = -88000
C = M_u / ϕ = 49019608 $A_{s,req}$ = 569.907 mm²

① 최소 철근량

균형철근비 (ρ_b)	= 0.85 · β_1 · f_{ck} / f_y · 600 / (600 + f_y)	=	0.0292613
최대철근비 (ρ_{max})	= 0.714 · ρ_b	=	0.0208925
최소철근비 (ρ_{min})	= MAX [(0.25 · √ f_{ck} / f_y) , (1.4 / fy)]	=	0.0035
최소 철근 A_{smin1}	= (1.4/fy) b · d	=	770 mm²
온도 철근 A_{smin2}	= 0.002 · b · d	=	440 mm²
∴ 최소철근 A_{smin}	=	=	770.00 mm²
4/3 · A_s		=	759.88 mm²

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = H 19 @ 150 = 1910 mm² ∴ 총 사용 철근량 = 1910 mm²
2단 = H 0 @ 125 = 0 mm²

사용철근비 (ρ) = $A_s / b \cdot d$ = 0.0086818

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = s · fy / (0.85 · fck · b = 33.29 mm
Φ · Mn = Φ · As · fy (d - a / 2) = 1.321E+08 N · mm = 132.0588148 kN · m
Φ · Mn = 132.06 kN · m > Mu = 41.667 kN · m ☞ O.K

④ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.8 · 1/6 · √fck · b · d = 152.42 kN

ΦVc = 152.42 kN > Vu = 50.00 kN ∴ ΦVc > Vu 이므로 전단보강 불필요

(3) 사용성 검토

설계기준강도	f_{ck}	=	27	MPa	부재폭	b_w	=	1000 mm
철근탄성계수	Es	=	200000	MPa	부재의 총두께	h	=	300 mm
콘크리트탄성계수	Ec	=	27804	MPa	유효높이	d	=	220 mm
탄성계수비	n	=	7.19	kN · m	사용철근량	As	=	1910 mm^2
콘크리트 피복	d'	=	80	mm	사용하중모멘트	M_o	=	26.04 kN · m

· 주철근응력의 제한에 의한 검토

Mo = 26.04 kN · m = 2.604E+07 N · mm

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.008681818$

$k = n \cdot \rho + \sqrt{ \{ 2n \cdot \rho + (n \cdot \rho)^2 } = 0.2964$, $j = 1 - k / 3 = 0.9012$

$\therefore f_s = M / (\rho \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 68.77$ MPa $< 0.6 f_y = 240$ MPa ☞ O.K

· 철근 중심간격에 의한 균열검토

Cc = 피복두께 - 사용철근지름 / 2 = 70.5

s = 375 · (210 / fs) - 2.5 · Cc = 968.88

s = 300 · (210 / fs) = 916.1 ⌐ MIN → 916.1

∴ s = 916.10 mm > 150 mm ☞ O.K

· 사용하중에 의한 균열폭 계산

$A = 2 \cdot d' \cdot b / N = 24000$ mm^2 , $y_1 = h - k \cdot d - d' = 154.78376$ mm

$R = y_2 / y_1 = 1.51685$, $y_2 = h - k \cdot d = 234.78376$ mm

$w = 1.08 \cdot R \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{ (d' \cdot A) } \cdot 10^{-5} = 0.14002$ mm

$w_a = 0.006$ $t_c = 0.006 \times 70.5 = 0.42$ mm

$w_a = 0.40$ mm ⌐ MAX → 0.42

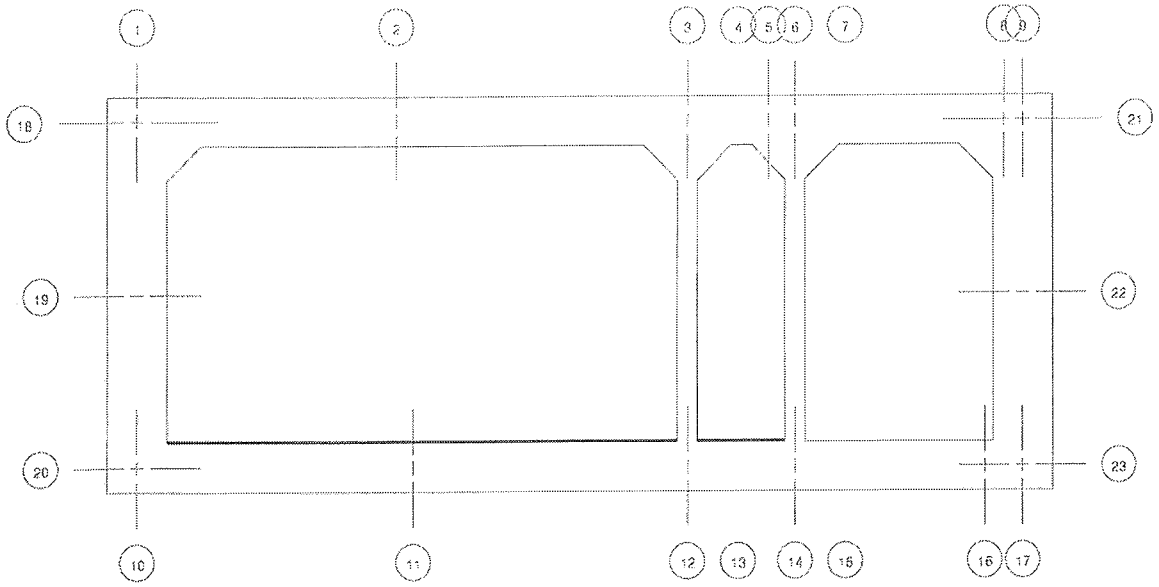
∴ w = 0.14 mm < w_a = 0.42 mm ☞ O.K

5.6 가압장

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측 (상면)	1	1000	717	607.78	726.17	2574.93	H22 - 8.0EA	3096.80	1.19
		좌측 (하면)	1	1000	620	165.91	319.30	795.85	H22 - 4.0EA	1548.40	1.93
		중앙부	2	1000	620	571.39	624.39	2822.55	H22 - 8.0EA	3096.80	1.09
		우측 (상면)	3	1000	717	673.04	726.17	2861.71	H22 - 8.0EA	3096.80	1.08
		우측 (하면)	3	1000	620	16.79	624.39	79.73	H22 - 8.0EA	3096.80	37.19
	2경간	좌측	4	1000	717	661.23	726.17	2809.66	H22 - 8.0EA	3096.80	1.10
		중앙부 (상면)	5	1000	633	424.16	638.43	2026.26	H22 - 8.0EA	3096.80	1.51
		중앙부 (하면)	5	1000	620	32.81	624.39	155.99	H22 - 8.0EA	3096.80	19.03
		우측 (상면)	6	1000	717	370.39	726.17	1549.26	H22 - 8.0EA	3096.80	1.96
		우측 (하면)	6	1000	620	53.27	624.39	253.62	H22 - 8.0EA	3096.80	11.72
	3경간	좌측 (상면)	7	1000	717	175.50	726.14	726.71	H22 - 8.0EA	3096.80	4.14
		좌측 (하면)	7	1000	620	55.87	624.39	266.04	H22 - 8.0EA	3096.80	11.18
		중앙부 (상면)	8	1000	672	341.67	679.33	1525.15	H22 - 8.0EA	3096.80	1.99
		중앙부 (하면)	8	1000	620	203.02	624.39	976.47	H22 - 8.0EA	3096.80	3.08
		우측 (상면)	9	1000	717	374.36	726.11	1566.34	H22 - 8.0EA	3096.80	1.94
		우측 (하면)	9	1000	620	209.88	319.30	1009.79	H22 - 4.0EA	1548.40	1.52
하부슬래브	1경간	좌측 (상면)	10	1000	620	329.86	715.78	1600.83	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.17
		좌측 (하면)	10	1000	600	883.31	970.14	4643.06	H29 - 8.0EA	5139.20	1.10
		중앙부	11	1000	620	653.81	715.78	3250.03	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.09
		우측	12	1000	600	864.21	970.14	4535.01	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12

하부슬래브	2경간	좌측	13	1000	600	763.39	970.14	3971.17	H29 - 8.0EA	5139.20	1.27
		우측 (상면)	14	1000	620	41.05	715.78	195.26	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	17.44
		우측 (하면)	14	1000	600	224.56	970.14	1118.97	H29 - 8.0EA	5139.20	4.32
	3경간	좌측 (상면)	15	1000	620	22.49	715.78	106.86	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	31.82
		좌측 (하면)	15	1000	600	169.17	970.14	839.48	H29 - 8.0EA	5139.20	5.73
		중앙부 (상면)	16	1000	620	341.33	715.78	1657.83	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.10
		중앙부 (하면)	16	1000	600	335.43	970.14	1685.54	H29 - 8.0EA	5139.20	2.89
		우측 (상면)	17	1000	620	399.04	715.78	1946.22	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.79
		우측 (하면)	17	1000	600	435.77	970.14	2206.89	H29 - 8.0EA	5139.20	2.23
좌측벽체	1층	상부 (외측)	18	1000	950	922.20	1437.46	-	H22 - 8.0EA	4685.60	1.56
		상부 (내측)	18	1000	820	227.51	2097.89	-	H16 - 8.0EA	4685.60	9.22
		중앙부 (외측)	19	1000	800	727.01	1322.81	-	H22 - 8.0EA	4685.60	1.82
		중앙부 (내측)	19	1000	820	116.59	1849.92	-	H16 - 8.0EA	4685.60	15.87
		하부 (외측)	20	1000	800	1000.09	1835.72	-	H29 - 8.0EA	6728.00	1.84
		하부 (내측)	20	1000	820	333.15	1800.46	-	H16 - 8.0EA	6728.00	5.40
우측벽체	1층	상부 (외측)	21	1000	950	514.42	1312.83	-	H22 - 8.0EA	4685.60	2.55
		상부 (내측)	21	1000	820	288.18	729.99	-	H16 - 8.0EA	4685.60	2.53
		중앙부 (외측)	22	1000	800	94.26	2119.91	-	H22 - 4.0EA	3137.20	22.49
		중앙부 (내측)	22	1000	820	218.24	1153.59	-	H16 - 8.0EA	3137.20	5.29
		하부 (외측)	23	1000	800	444.39	1962.22	-	H29 - 8.0EA	6728.00	4.42
		하부 (내측)	23	1000	820	405.49	719.96	-	H16 - 8.0EA	6728.00	1.78

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	4	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	6	1400.0	2647.3	O.K	-	-	-
	3 경간	좌측	7	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	8	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	9	1400.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	10	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		우측	12	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
	2 경간	좌측	13	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
		우측	14	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
하부 슬래브	3 경간	좌측	15	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	16	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
		우측	17	1400.0	2647.3	O.K	1050.0	2647.3	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	18	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부	19	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		하부	20	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	21	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		중앙부	22	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		하부	23	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	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	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	487.1	693.79	2.00	81.18	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	78.6	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	528.9	693.79	2.00	115.95	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	389.7	448.2	693.79	2.00	48.73	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	389.7	404.3	693.79	2.00	12.18	H13	150	253.40	O.K
		우측	6	389.7	433.6	693.79	2.00	36.54	H13	150	253.40	O.K
	3경간	좌측	7	389.7	169.4	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	389.7	237.8	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	389.7	201.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	10	402.7	502.7	716.92	2.00	80.62	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	402.7	143.6	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	389.7	613.2	693.79	2.00	186.24	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	13	389.7	371.6	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	13	389.7	366.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	14	402.7	367.1	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
	3경간	좌측	15	402.7	251.3	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	16	402.7	263.5	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	17	402.7	260.9	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	18	546.5	438.8	749.20	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	19	550.2	175.6	752.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	20	551.4	290.1	754.12	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	21	531.5	428.3	734.24	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	22	534.5	173.2	737.23	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	23	536.4	275.7	739.15	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	1 경간	좌측	1	717	H22 - 8.0EA	125	197.993	O.K	1.584
		중앙부	2	620	H22 - 8.0EA	125	185.196	O.K	1.482
		우측	3	717	H22 - 8.0EA	125	132.650	O.K	1.061
	2 경간	좌측	4	717	H22 - 8.0EA	125	136.245	O.K	1.090
		중앙부	5	633	H22 - 8.0EA	125	278.636	O.K	2.229
		우측	6	717	H22 - 8.0EA	125	436.777	O.K	3.494
	3 경간	좌측	7	717	H22 - 8.0EA	125	1122.307	O.K	8.978
		좌측	7	620	H22 - 8.0EA	125	3741.955	O.K	29.936
		중앙부	8	672	H22 - 8.0EA	125	1886.759	O.K	15.094
		중앙부	8	620	H22 - 8.0EA	125	991.187	O.K	7.929
		우측	9	717	H22 - 8.0EA	125	1747.830	O.K	13.983
		우측	9	620	H22 - 8.0EA	125	1105.628	O.K	8.845
하부슬래브	1 경간	좌측	10	600	H29 - 8.0EA	125	145.356	O.K	1.163
		중앙부	11	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	190.798	O.K	1.526
		우측	12	600	H29 - 8.0EA	125	159.924	O.K	1.279
	2 경간	좌측	13	600	H29 - 8.0EA	125	207.194	O.K	1.658
		우측	14	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	51516.293	O.K	412.130
		우측	14	600	H29 - 8.0EA	125	1125.513	O.K	9.004
	3 경간	좌측	15	600	H29 - 8.0EA	125	1470.046	O.K	11.760
		중앙부 (상면)	16	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1322.230	O.K	10.578
		중앙부 (하면)	16	600	H29 - 8.0EA	125	1031.569	O.K	8.253
		우측 (상면)	17	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	2362.422	O.K	18.899
		우측 (하면)	17	600	H29 - 8.0EA	125	648.120	O.K	5.185

좌측벽체	1층	상부	18	950	H22 - 8.0EA	125	139.946	O.K	1.120
		중앙부	19	800	H22 - 8.0EA	125	146.175	O.K	1.169
		하부	20	800	H29 - 8.0EA	125	213.277	O.K	1.706
우측벽체	1층	상부(외측)	21	950	H22 - 8.0EA	125	1281.603	O.K	10.253
		상부(내측)	21	820	H16 - 8.0EA	125	1357.361	O.K	10.859
		중앙부(외측)	22	800	H22 - 4.0EA	250	1382.528	O.K	5.530
		중앙부(내측)	22	820	H16 - 8.0EA	125	615.147	O.K	4.921
		하부(외측)	23	800	H29 - 8.0EA	125	861.267	O.K	6.890
		하부(내측)	23	820	H16 - 8.0EA	125	2976.909	O.K	23.815

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 3 련 Ramp C BOX (내공 : 2@(7.6M × 4.24M), 2@(1.3M × 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) = 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) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 3.340 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

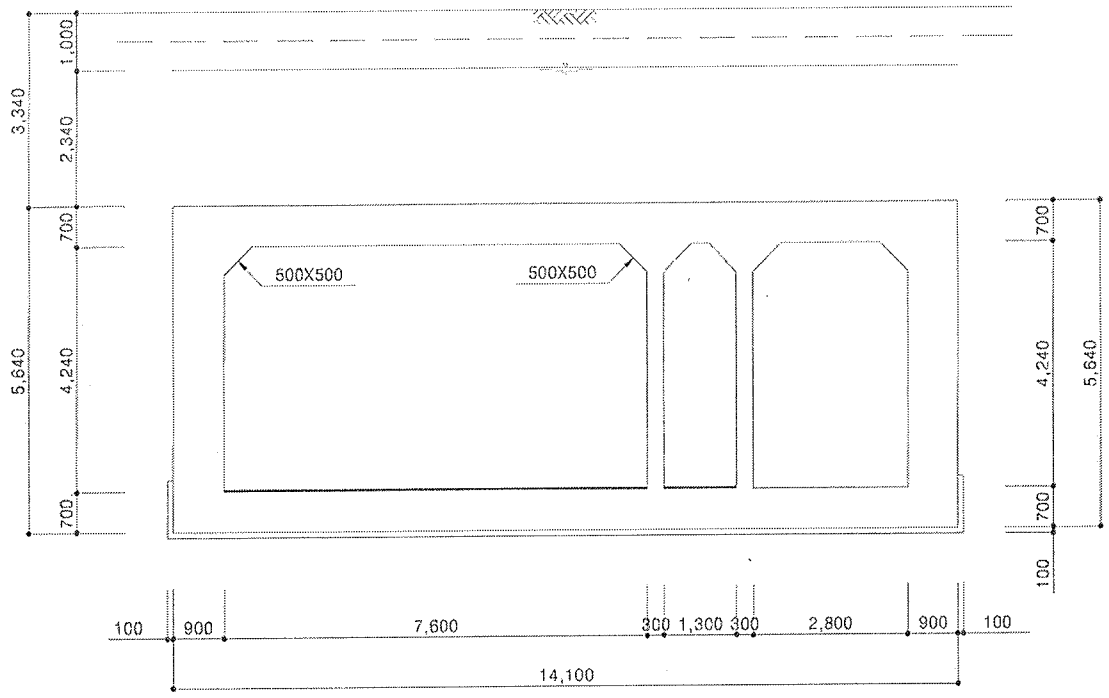
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


1,000
2,340
3,340
700
4,240
5,640
700
500X500
500X500
700
4,240
5,640
700
100
100
900
7,600
300
1,300
300
2,800
900
100
14,100

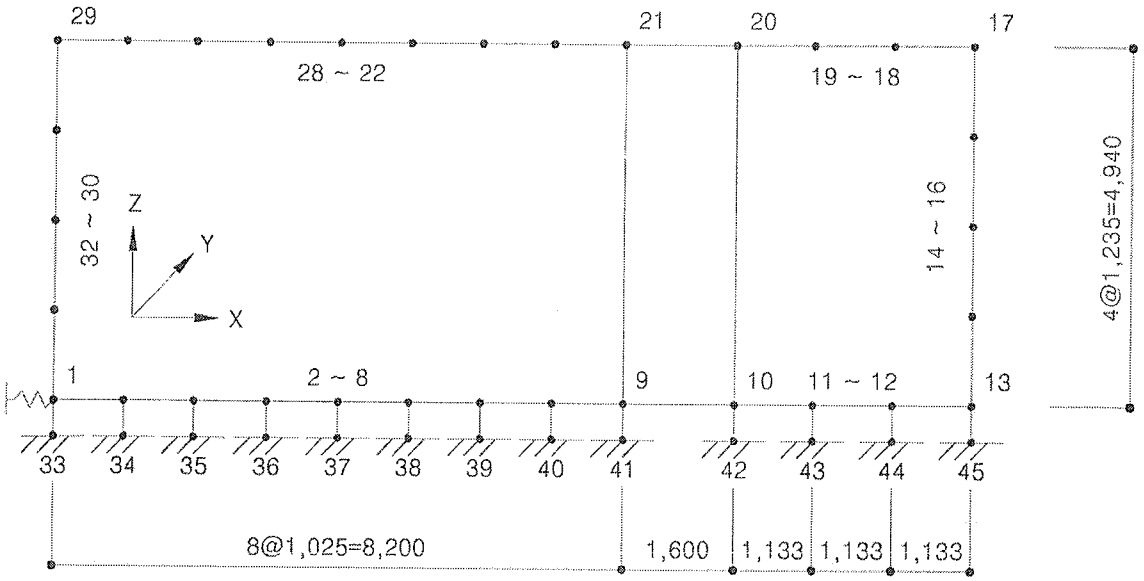
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

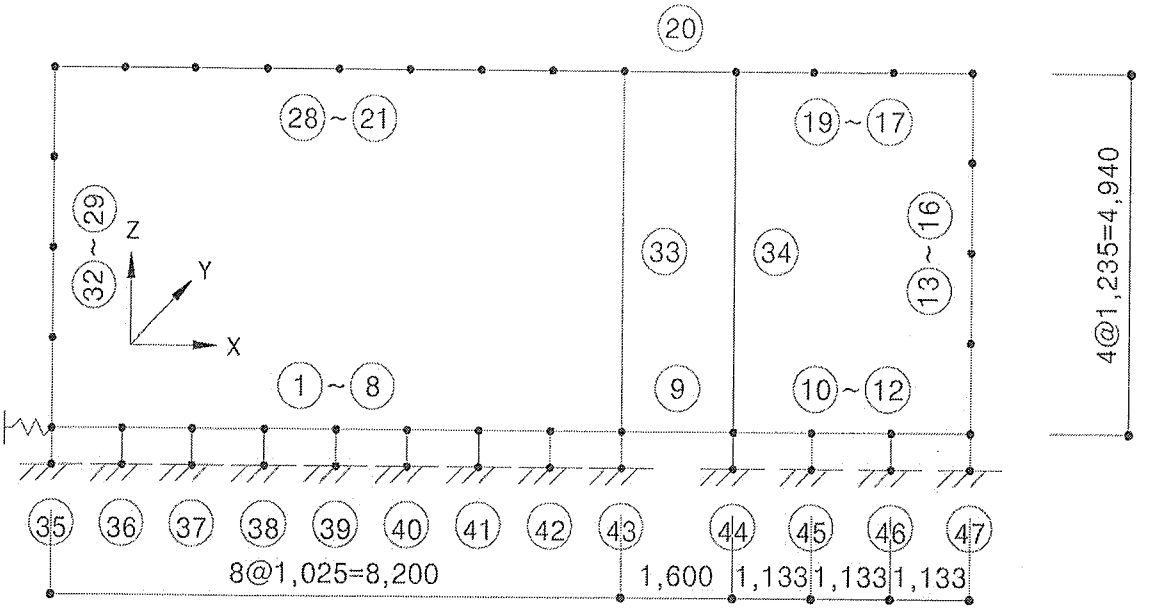
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

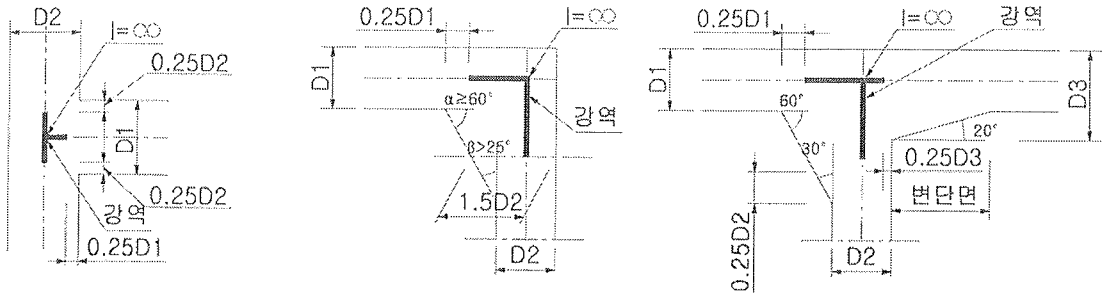
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~12,17~28
2	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	13~16,29~32
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	33~34

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	24	5.125	5.440
2	1.025	0.500	25	4.100	5.440
3	2.050	0.500	26	3.075	5.440
4	3.075	0.500	27	2.050	5.440
5	4.100	0.500	28	1.025	5.440
6	5.125	0.500	29	0.000	5.440
7	6.150	0.500	30	0.000	4.205
8	7.175	0.500	31	0.000	2.970
9	8.200	0.500	32	0.000	1.735
10	9.800	0.500	33	0.000	0.000
11	10.933	0.500	34	1.025	0.000
12	12.067	0.500	35	2.050	0.000
13	13.200	0.500	36	3.075	0.000
14	13.200	1.735	37	4.100	0.000
15	13.200	2.970	38	5.125	0.000
16	13.200	4.205	39	6.150	0.000
17	13.200	5.440	40	7.175	0.000
18	12.067	5.440	41	8.200	0.000
19	10.933	5.440	42	9.800	0.000
20	9.800	5.440	43	10.933	0.000
21	8.200	5.440	44	12.067	0.000
22	7.175	5.440	45	13.200	0.000
23	6.150	5.440			

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우 (나) 변단면의 경우(1) (다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

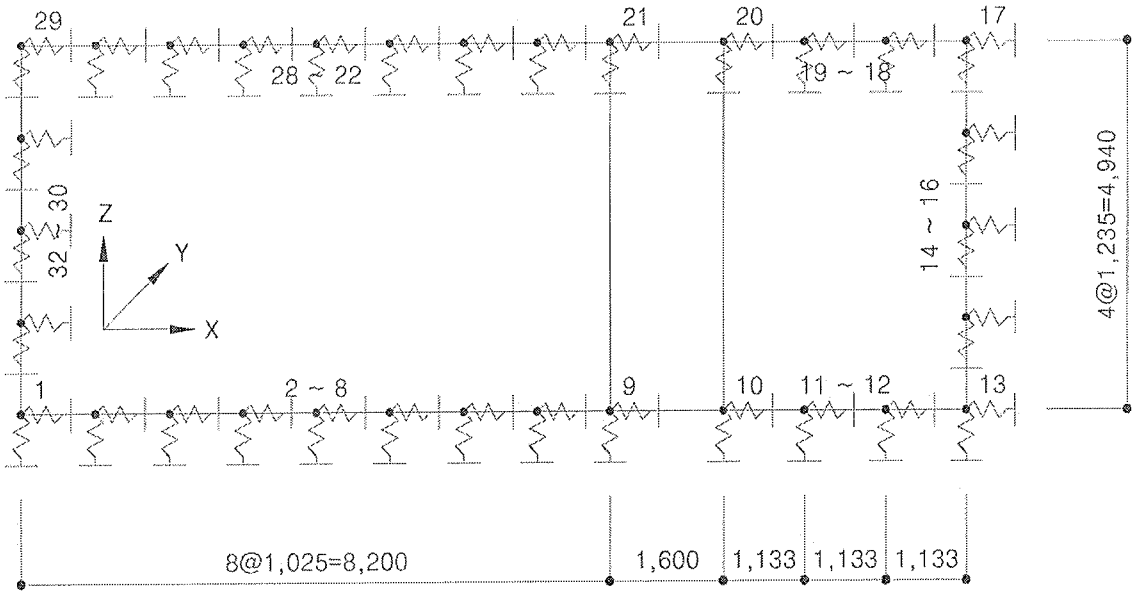
(1) 29 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(2) 29 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(3) 21 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(4) 21 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(5) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm
(6) 20 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(7) 20 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(8) 20 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm
(9) 17 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(10) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(11) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm
(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm
(13) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(14) 9 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(15) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(16) 10 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(17) 10 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(18) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(19) 13 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm
(20) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

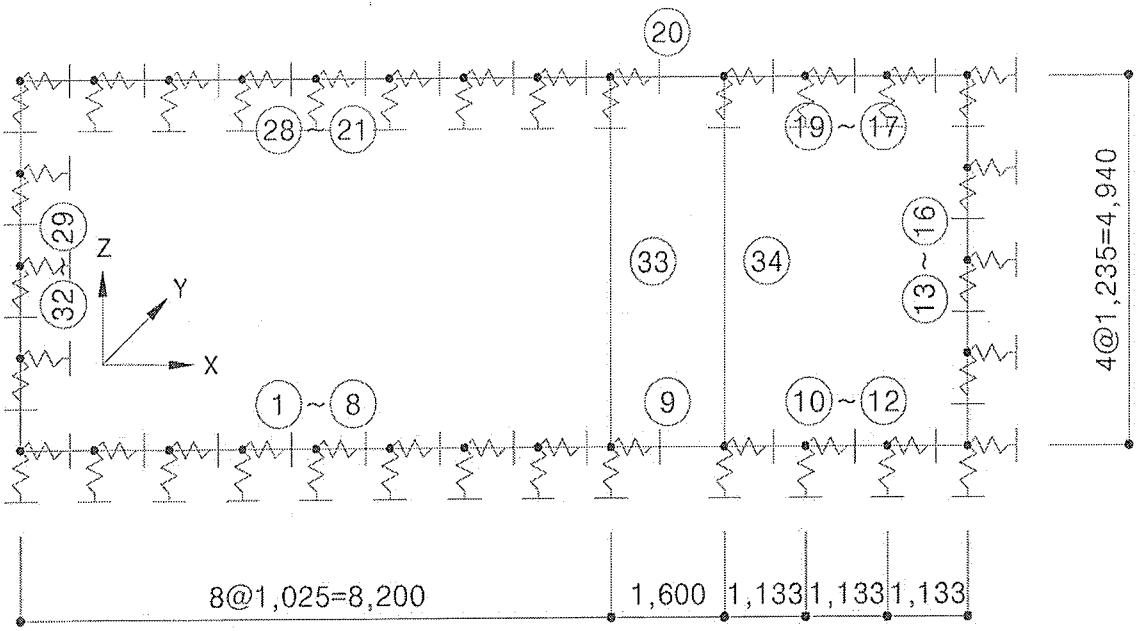
1) Modeling

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

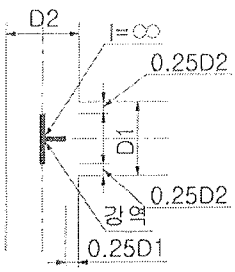
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~12,17~28
2	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	13~16,29~32
3	0.300 × 1.000	= 0.300	0.00225	33~34

3) 단면좌표

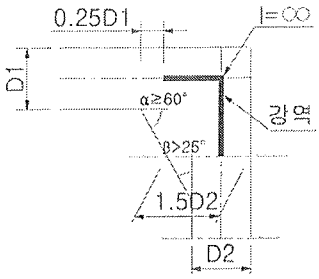
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	13.200	4.940
2	1.025	0.000	18	12.067	4.940
3	2.050	0.000	19	10.933	4.940
4	3.075	0.000	20	9.800	4.940
5	4.100	0.000	21	8.200	4.940
6	5.125	0.000	22	7.175	4.940
7	6.150	0.000	23	6.150	4.940
8	7.175	0.000	24	5.125	4.940
9	8.200	0.000	25	4.100	4.940
10	9.800	0.000	26	3.075	4.940
11	10.933	0.000	27	2.050	4.940
12	12.067	0.000	28	1.025	4.940
13	13.200	0.000	29	0.000	4.940
14	13.200	1.235	30	0.000	3.705
15	13.200	2.470	31	0.000	2.470
16	13.200	3.705	32	0.000	1.235

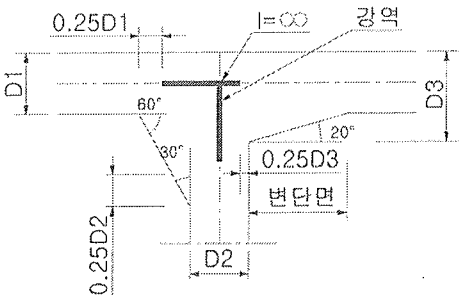
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 29 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(2) 29 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(3) 21 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(4) 21 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(5) 21 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm
(6) 20 지점 - 슬래브 상면 좌측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(7) 20 지점 - 슬래브 상면 우측
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 300 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 300 mm
(8) 20 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (300 × 500) / (2 × 500) = 700 mm
(9) 17 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (700 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(10) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 700 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(11) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm
(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm
(13) 9 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(14) 9 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(15) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(16) 10 지점 - 슬래브 하면 좌측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(17) 10 지점 - 슬래브 하면 우측
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(18) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(19) 13 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm
(20) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 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 × L) = √(14.100 × 10.300) = 12.05 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (12.051 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5849.13 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 5630 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 5995 kN/m	2~8
Kv3	Kv x (1.025/2 + 1.600/2) = 7677 kN/m	9
Kv4	Kv x (1.600/2 + 1.133/2) = 7994 kN/m	10
Kv5	Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 6629 kN/m	11,12
Kv6	Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 5947 kN/m	13
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 9.961 ~ 5.761, N=17)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $17^{1/3}$ = 205.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 205.7 = 205.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 205.7^2 = 86264.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 86264.0 = 227737.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $17^{1/3}$ = 205.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 205.7 = 164.6 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 164.6^2 = 55236.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 55236.0 = 145823.0 kN/m²

(2) 자갈 (EL. : 5.761 ~ -5.739, N=38)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 269.0 = 269.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 269.0^2 = 147525.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 147525.0 = 389466.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $38^{1/3}$ = 269.0 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 269.0 = 215.2 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 215.2^2 = 94416.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 94416.0 = 249258.2 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(14.100 × 10.300) = 12.051 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 227737.0 = 1518246.67 kN/m³

Kv = 1518246.670 × (12.051 / 0.3)$^{-3/4}$ = 95150.74 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 95150.740 = 31716.91 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(14.100 × 10.300) = 12.051 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kv = 2596440.000 × (12.051 / 0.3)$^{-3/4}$ = 162722.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 162722.690 = 54240.90 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 227737.0 = 1518246.67 kN/m³

Kh = 1518246.670 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 168160.48 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 168160.480 = 56053.49 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 389466.0 = 2596440.00 kN/m³

Kh = 2596440.000 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 287580.81 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 287580.810 = 95860.27 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 107837 kN/m	18,19
Ksb1	Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 35946 kN/m	
Kv2	Kv x (1.133/2 + 1.025/2) = 102683 kN/m	20
Ksb2	Ksb x (1.133/2 + 1.025/2) = 34228 kN/m	
Kv3	Kv x (1.600/2 + 1.025/2) = 124885 kN/m	21
Ksb3	Ksb x (1.600/2 + 1.025/2) = 41628 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 97530 kN/m	22~28
Ksb4	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 32510 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 355162 kN/m	14~16,30~32
Kss1	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 118387 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 166791 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 55597 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.600/2) = 213574 kN/m	9
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.600/2) = 71191 kN/m	
Kv3	Kv x (1.600/2 + 1.133/2) = 222387 kN/m	10
Ksb3	Ksb x (1.600/2 + 1.133/2) = 74129 kN/m	
Kv4	Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 184419 kN/m	11,12
Ksb4	Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 61473 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 156621 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv2	Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 165434 kN/m	13
Ksb2	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 278234 kN/m	
Kv3	Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 96736 kN/m	17
Ksb3	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 162695 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 91583 kN/m	29
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 162695 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(14.100 × 10.300) = 12.051 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 145823.0 = 972153.33 kN/m³

Kv = 972153.330 × (12.051 / 0.3)$^{-3/4}$ = 60926.27 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 60926.270 = 20308.76 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(14.100 × 10.300) = 12.051 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kv = 1661721.330 × (12.051 / 0.3)$^{-3/4}$ = 104142.50 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 104142.500 = 34714.17 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 145823.0 = 972153.33 kN/m³

Kh = 972153.330 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 107675.37 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 107675.370 = 35891.79 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(5.640 × 5.640) = 5.640 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 249258.2 = 1661721.33 kN/m³

Kh = 1661721.330 × (5.640 / 0.3)$^{-3/4}$ = 184051.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 184051.690 = 61350.56 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 69050 kN/m	18, 19
Ksb1	Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 23017 kN/m	
Kv2	Kv x (1.133/2 + 1.025/2) = 65749 kN/m	20
Ksb2	Ksb x (1.133/2 + 1.025/2) = 21917 kN/m	
Kv3	Kv x (1.600/2 + 1.025/2) = 79966 kN/m	21
Ksb3	Ksb x (1.600/2 + 1.025/2) = 26655 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 62449 kN/m	22~28
Ksb4	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 20816 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.235/2 + 1.235/2) = 227304 kN/m	14~16, 30~32
Kss1	Kss x (1.235/2 + 1.235/2) = 75768 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 106746 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 35582 kN/m	
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.600/2) = 136687 kN/m	9
Ksb2	Ksb x (1.025/2 + 1.600/2) = 45562 kN/m	
Kv3	Kv x (1.600/2 + 1.133/2) = 142328 kN/m	10
Ksb3	Ksb x (1.600/2 + 1.133/2) = 47443 kN/m	
Kv4	Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 118028 kN/m	11, 12
Ksb4	Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 39343 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.025/2) = 100237 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv2	Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 105878 kN/m	13
Ksb2	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 178070 kN/m	
Kv3	Kv x (1.133/2 + 0.900/2) = 61942 kN/m	17
Ksb3	Kh x (1.235/2 + 0.700/2) = 104176 kN/m	
Kv4	Kv x (1.025/2 + 0.900/2) = 58642 kN/m	29
Ksb4	Kh x (0.700/2 + 1.235/2) = 104176 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	: 2.840 × 19.00	= 53.960	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 65.460	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)	: 2.340 × 10.00	= 23.400	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 44.400	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 3.340m

- 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 + 3.190 × 19.000) × 0.500 = 36.055 kN/m²

Wh2 = 36.055 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 47.788 kN/m²

Wh3 = 47.788 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 59.520 kN/m²

Wh4 = 59.520 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 71.252 kN/m²

Wh5 = 71.252 + 1.235 × 19.000 × 0.500 = 82.985 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 2.690 × 10.000 = 23.950 kN/m²

Wh2 = 23.950 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 30.125 kN/m²

Wh3 = 30.125 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 36.300 kN/m²

Wh4 = 36.300 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 42.475 kN/m²

Wh5 = 42.475 + 1.235 × 10.000 × 0.500 = 48.650 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 2.340 × 10.000 = 23.400 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 2.690 × 10.000 = 26.900 kN/m²

Ww3 = 26.900 + 1.235 × 10.000 = 39.250 kN/m²

Ww4 = 39.250 + 1.235 × 10.000 = 51.600 kN/m²

Ww5 = 51.600 + 1.235 × 10.000 = 63.950 kN/m²

Ww6 = 63.950 + 1.235 × 10.000 = 76.300 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (3.340 + 5.640 - 1.000) × 10.000 = 79.800 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	2.592	160.000	128.000	18.000	0.065	0.081
퇴적토	1.600	205.700	164.600	20.000	0.031	0.039
자갈	11.500	269.000	215.200	20.000	0.171	0.214
풍화토	2.300	294.700	235.800	20.000	0.031	0.039
풍화암	6.600	294.700	235.800	20.000	0.090	0.112
연암	5.408	294.700	235.800	20.000	0.073	0.092
계					0.461	0.577

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.461 = 0.576	1.25 Tg' = 1.25 × 0.577 = 0.721

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)

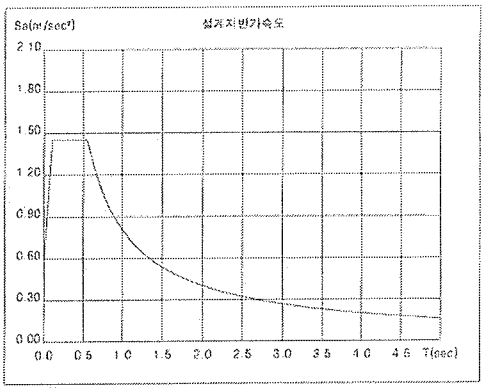
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.398 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.287 m/s²

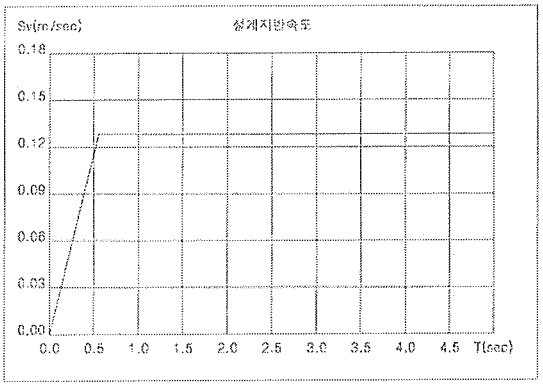
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.576 / 2π × 1.398 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.721 / 2π × 2.287 = 0.262 m/s

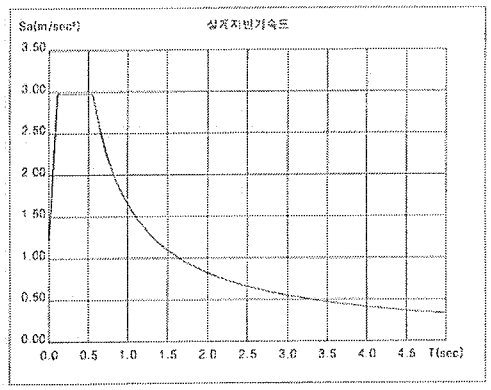
6) 설계응답 응답스펙트럼

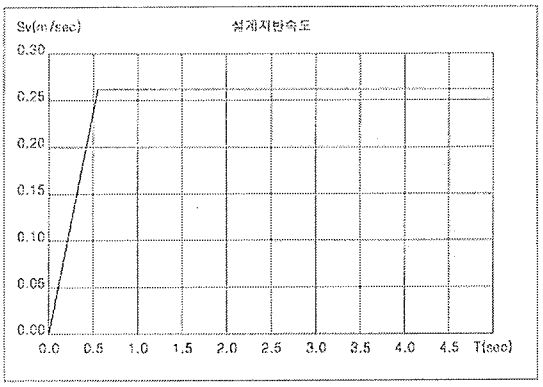
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 3.690 m
- 하부슬래브 EL. = 8.630 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 3.690 / (2 \times 30.000)) = 0.014662$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.576 \times \cos(\pi \times 8.630 / (2 \times 30.000)) = 0.013441$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 3.690 / (2 \times 30.000)) = 0.037567$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.721 \times \cos(\pi \times 8.630 / (2 \times 30.000)) = 0.034438$

Po = Ksb.top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 31716.910 × (0.014662 - 0.013441) = 38.726 kN/m²	Po = 20308.760 × (0.037567 - 0.034438) = 63.546 kN/m²

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)
3.690	168160.480	0.014662	0.001221	205.324
4.925	287580.810	0.014446	0.001005	289.019
6.160	287580.810	0.014170	0.000729	209.646
7.395	287580.810	0.013834	0.000393	113.019
8.630	287580.810	0.013441	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
3.690	107675.370	0.037567	0.003129	336.916
4.925	184051.690	0.037014	0.002576	474.117
6.160	184051.690	0.036306	0.001868	343.809
7.395	184051.690	0.035446	0.001008	185.524
8.630	184051.690	0.034438	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	86264.000 × 0.000136 = 11.730	55236.000 × 0.000349 = 19.280
Vb	147525.000 × 0.000329 = 48.540	94416.000 × 0.000842 = 79.500
Vs	(11.730 + 48.540) / 2 = 30.140	(19.280 + 79.500) / 2 = 49.390

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×3.340) = 1.230	fu = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×3.340) = 3.025

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.280) = 1.134	fb = 0.700×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.280) = 2.789

③ 중간벽체

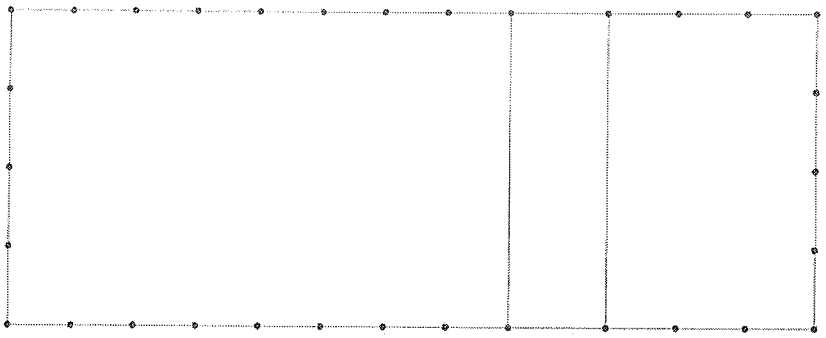
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×3.340) = 0.527	fu1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×3.340) = 1.297
fb1 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×8.280) = 0.486	fb1 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×8.280) = 1.195
fu2 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×3.340) = 0.527	fu2 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×3.340) = 1.297
fb2 = 0.300×25.000×0.074×(1-0.015×8.280) = 0.486	fb2 = 0.300×25.000×0.182×(1-0.015×8.280) = 1.195

④ 측벽

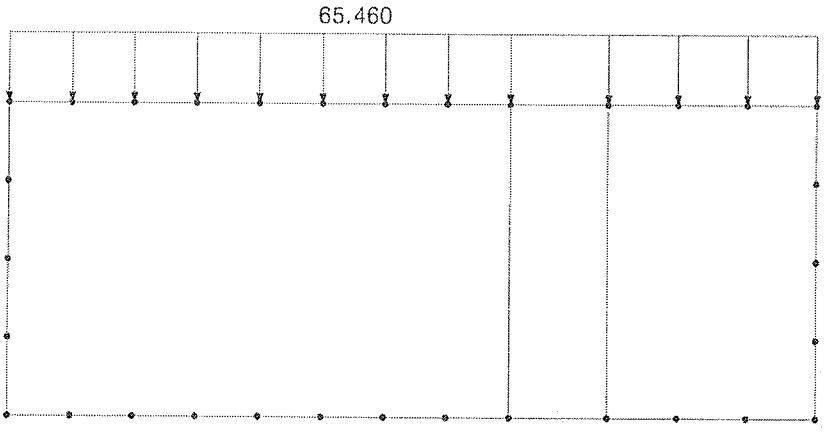
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×3.340) = 1.582	f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×3.340) = 3.890
f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×4.575) = 1.551	f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×4.575) = 3.814
f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×5.810) = 1.520	f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×5.810) = 3.738
f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.045) = 1.489	f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.045) = 3.662
f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×8.280) = 1.458	f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×8.280) = 3.586

10. 하 중 재 하 (상시)

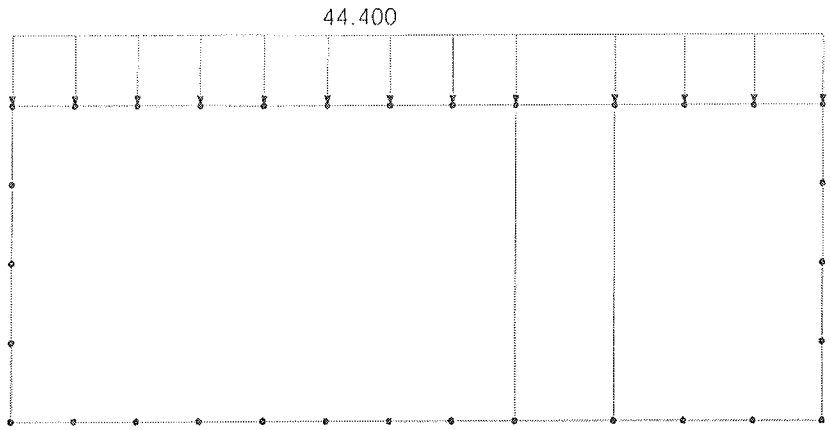
1) CASE1 - 구체자중(SW)



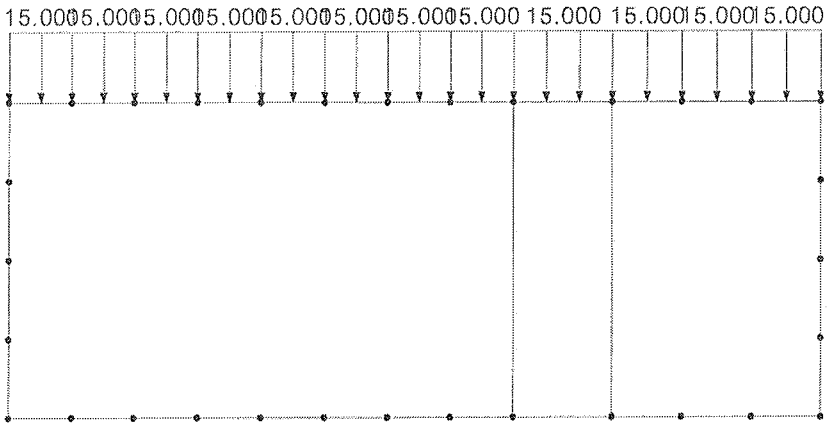
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



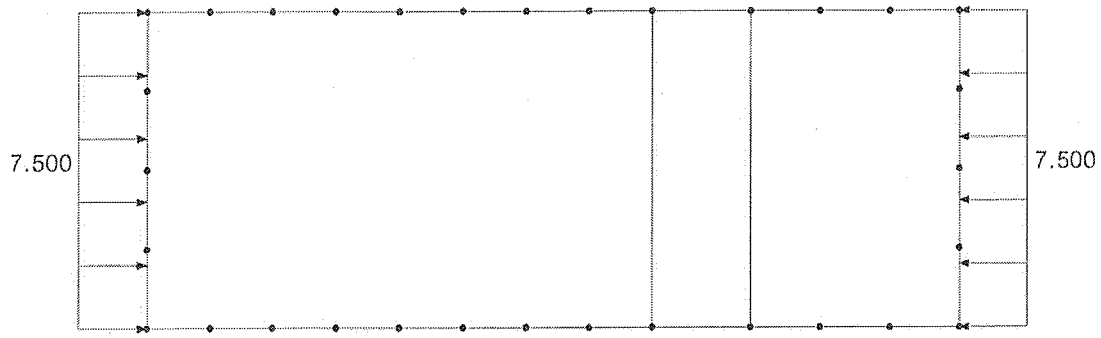
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



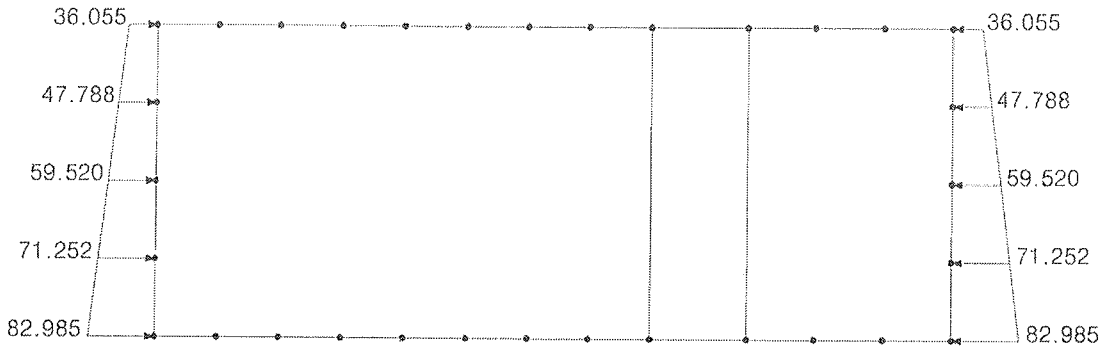
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



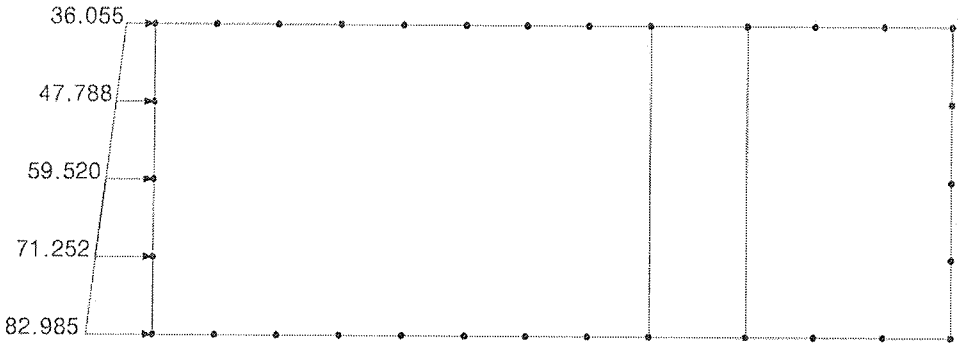
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



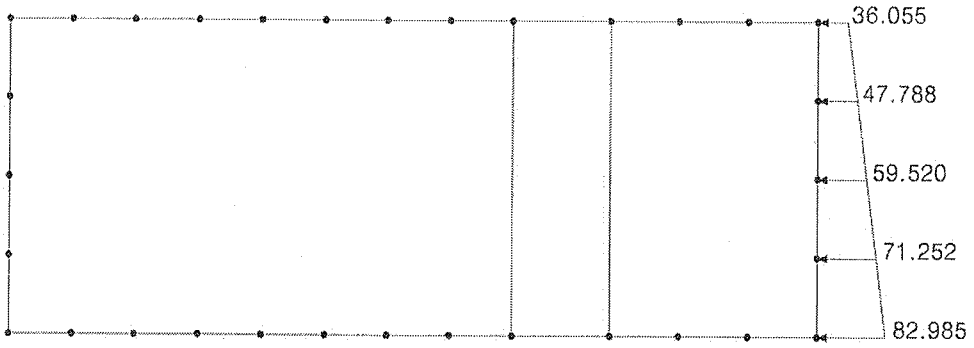
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



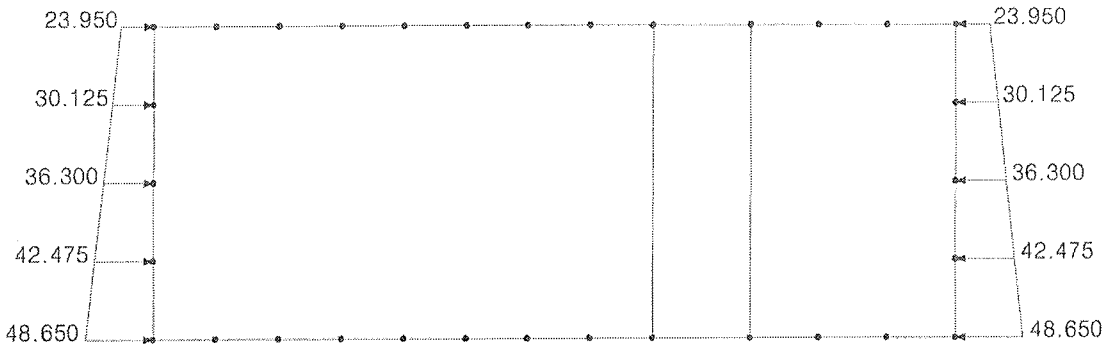
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



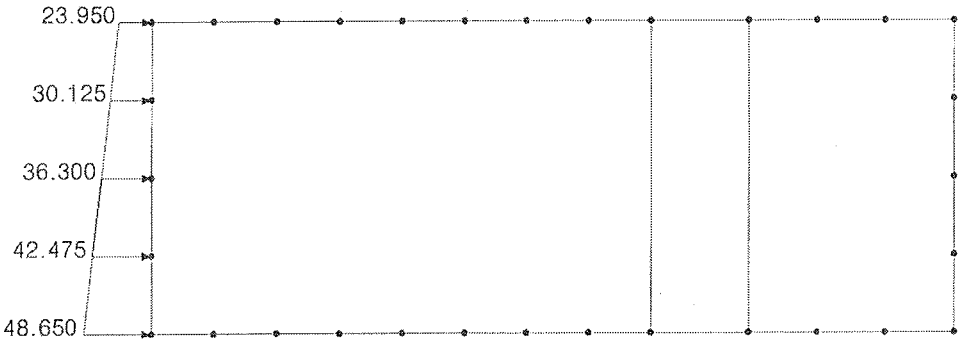
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



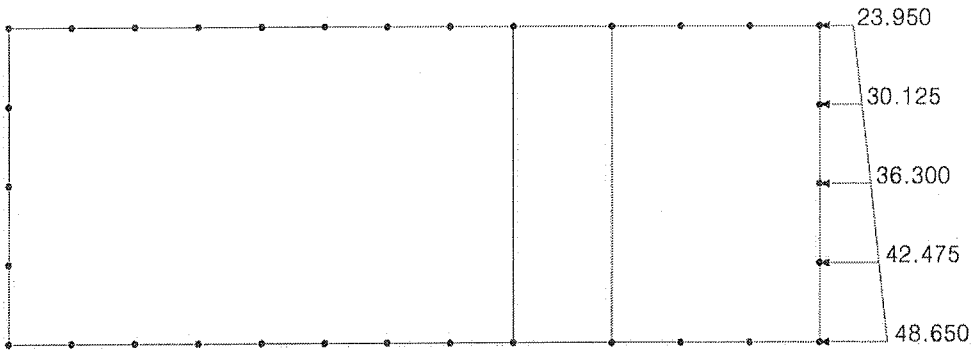
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



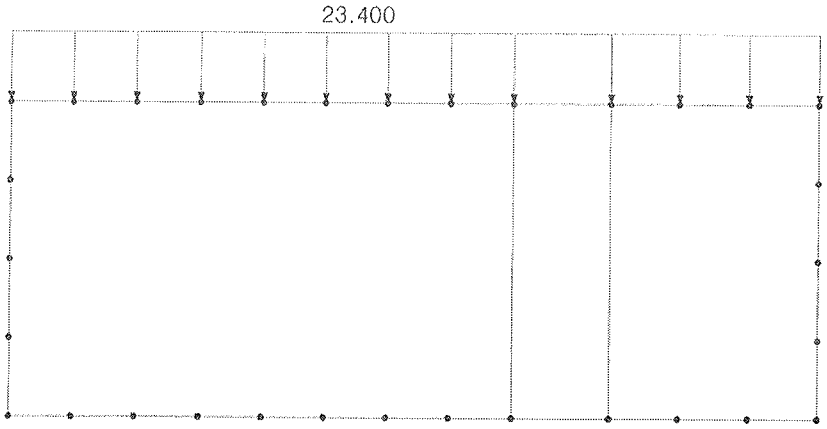
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



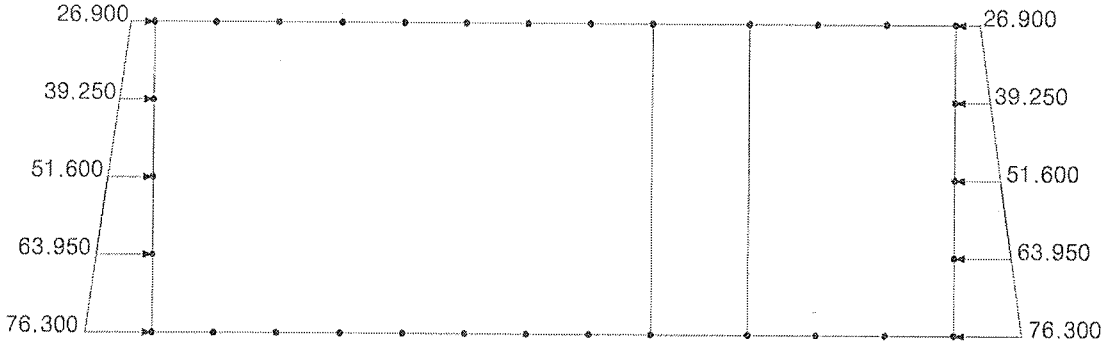
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



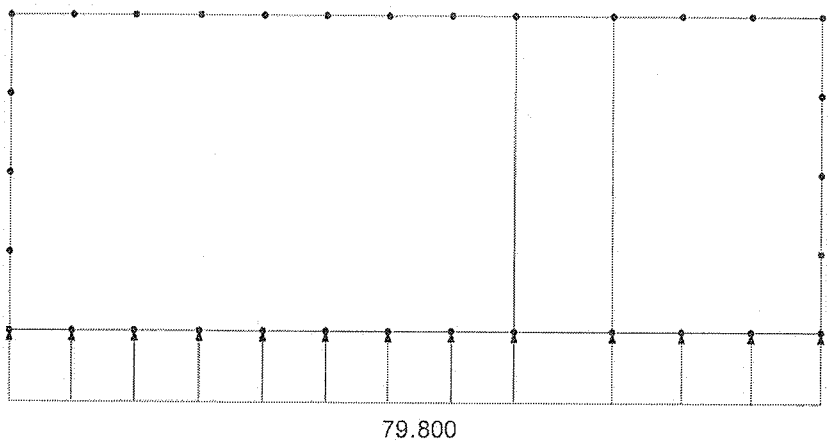
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



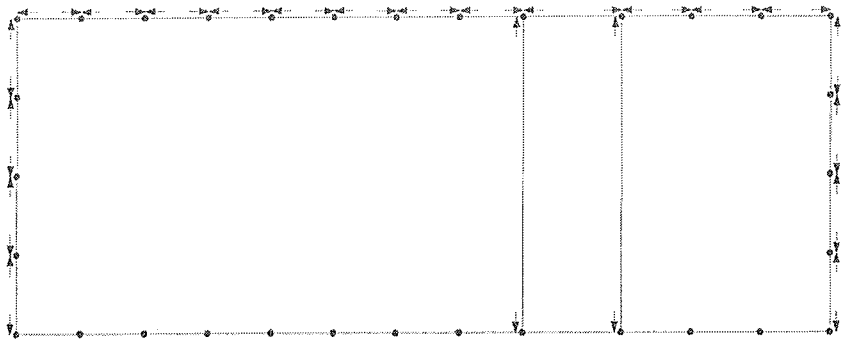
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



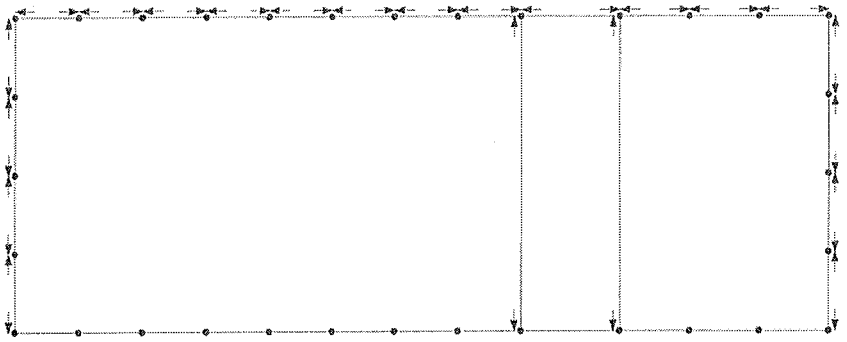
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



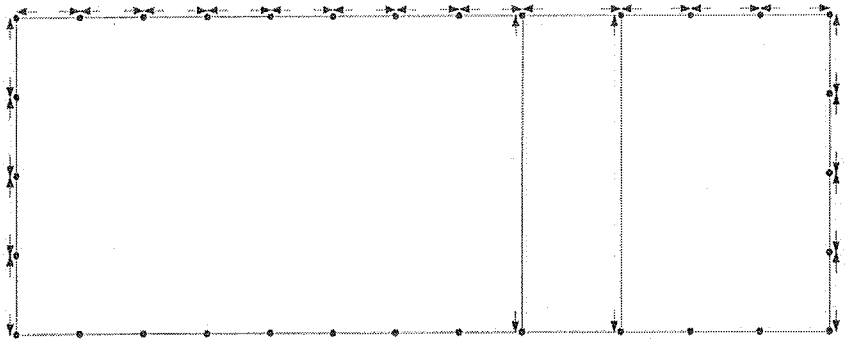
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

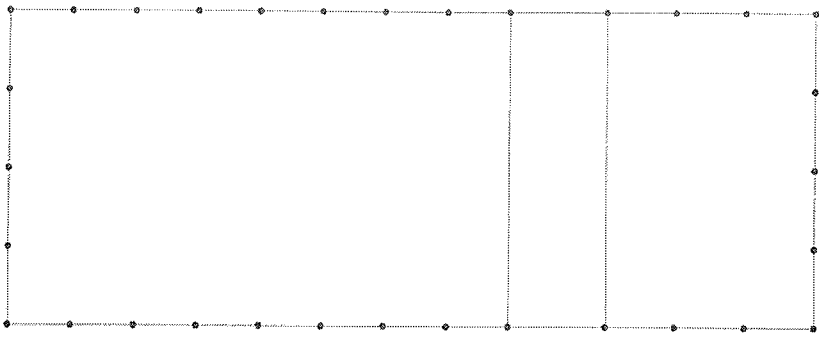


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

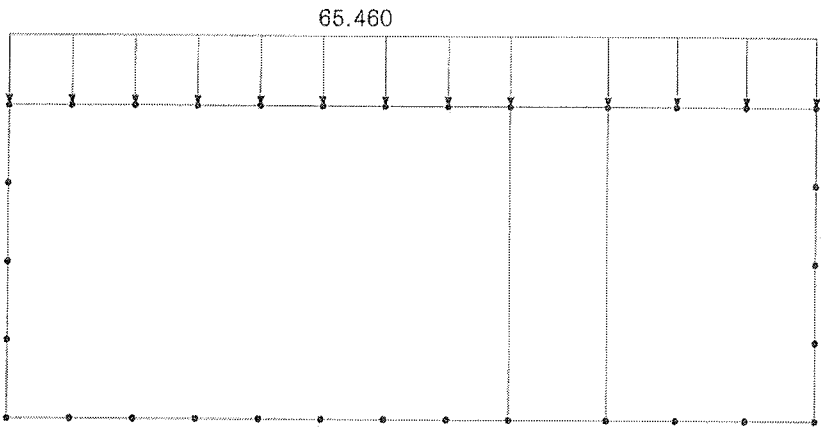


11. 하중 재하 (기능수행)

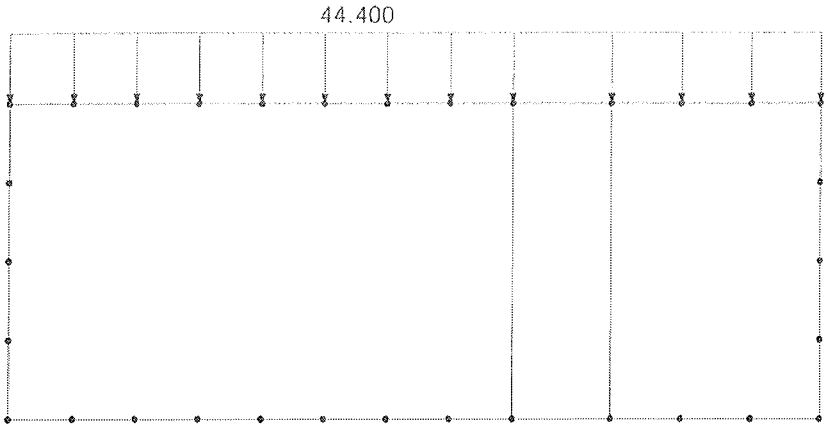
1) CASE1 - 구체자중(SW)



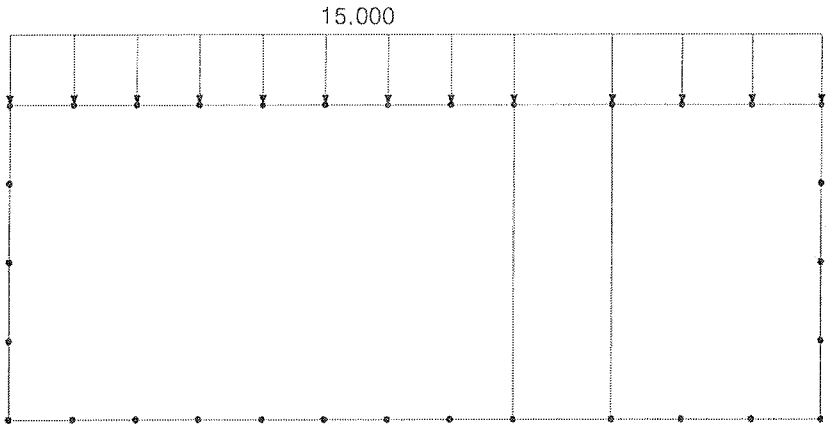
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



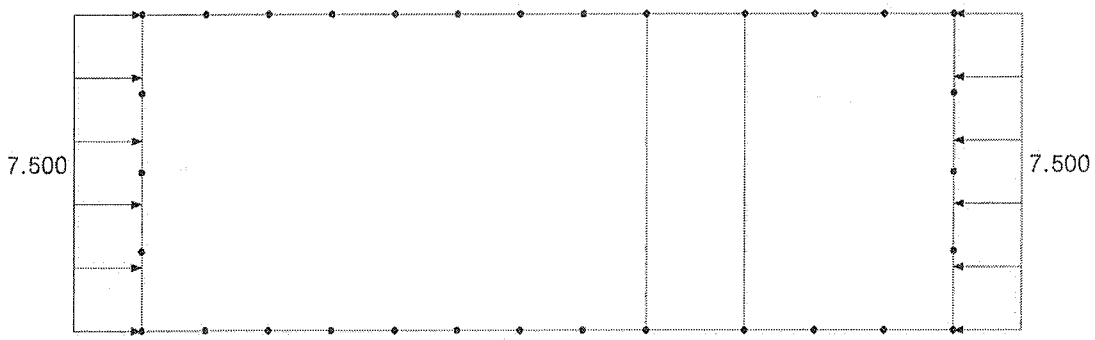
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



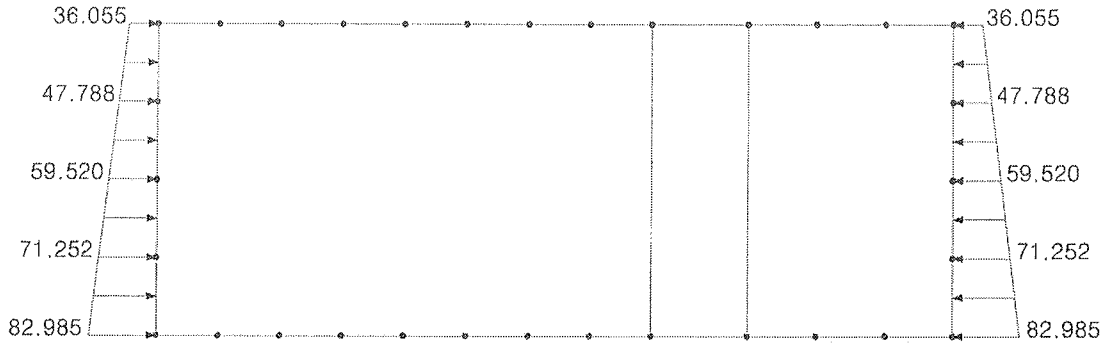
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



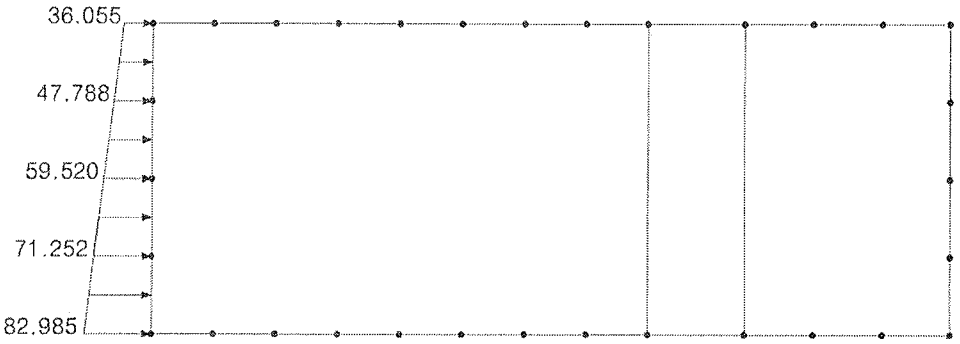
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



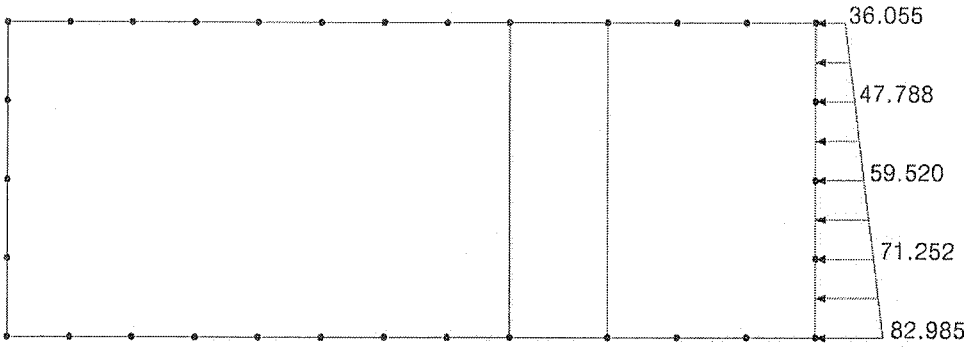
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



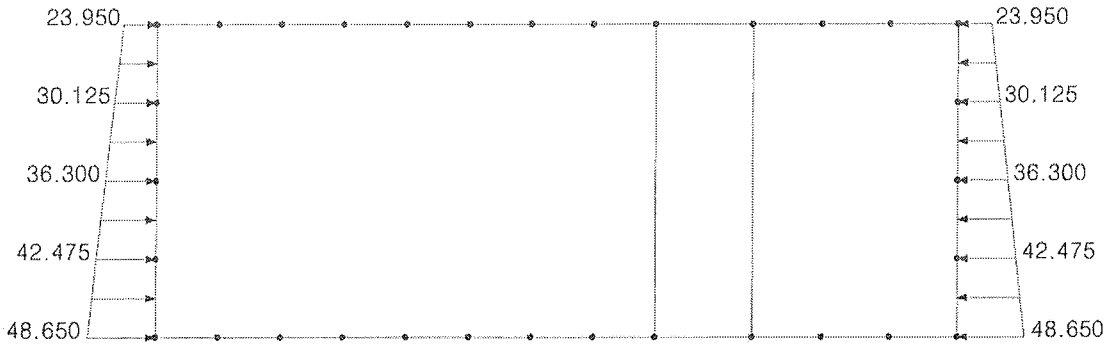
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



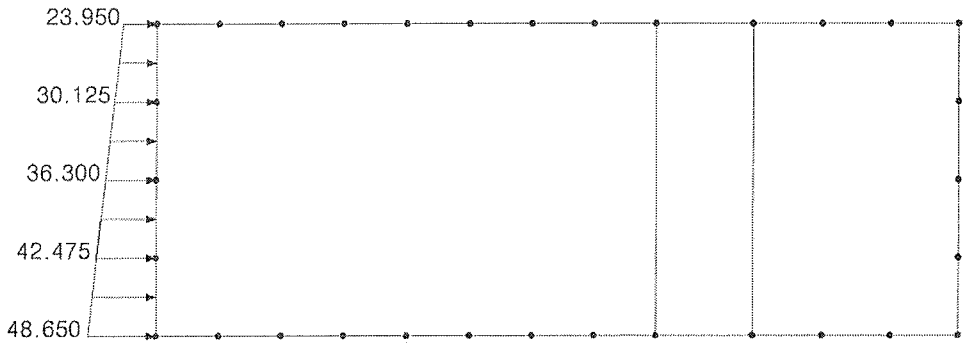
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



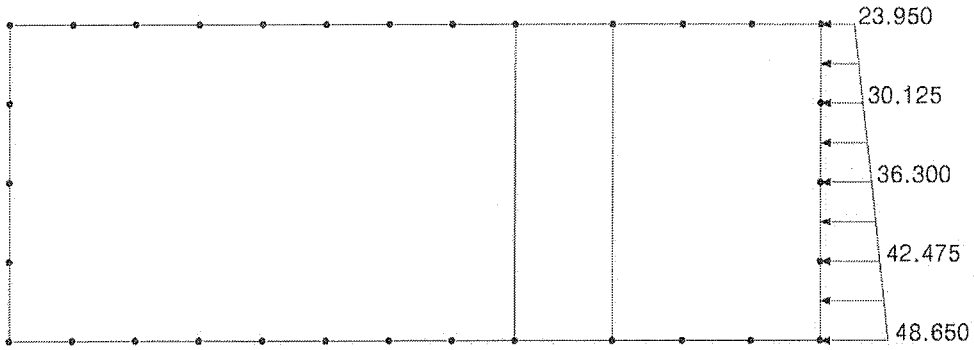
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



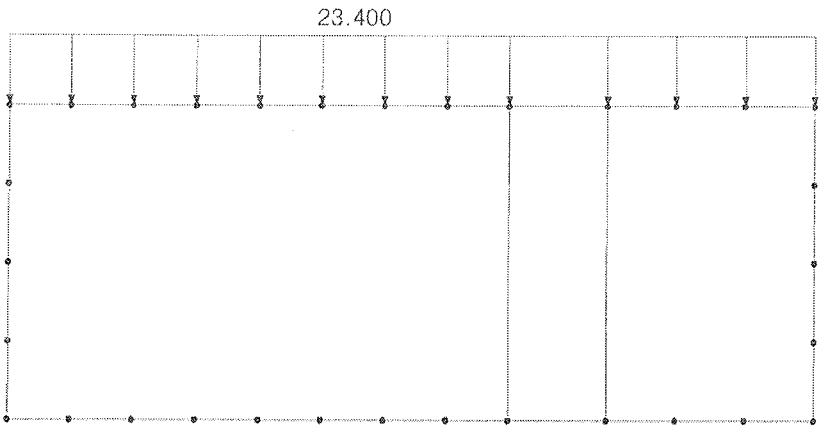
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



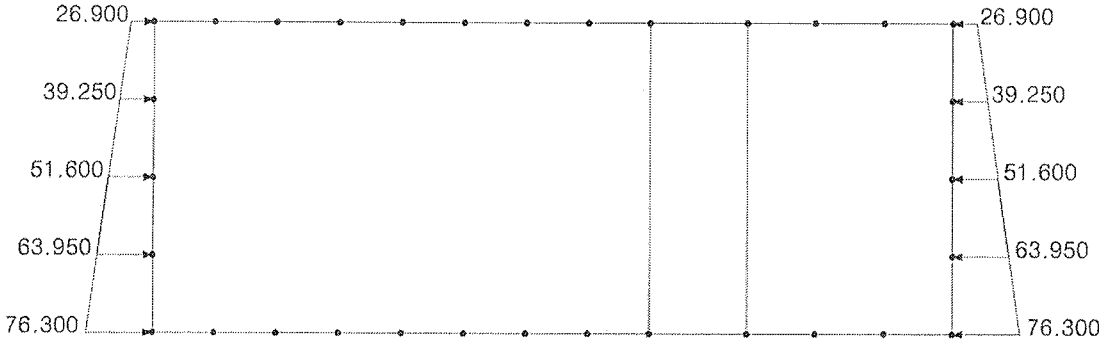
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



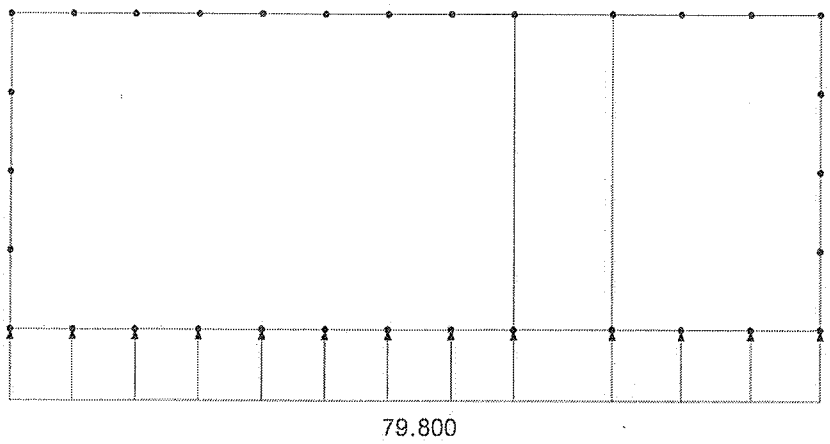
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

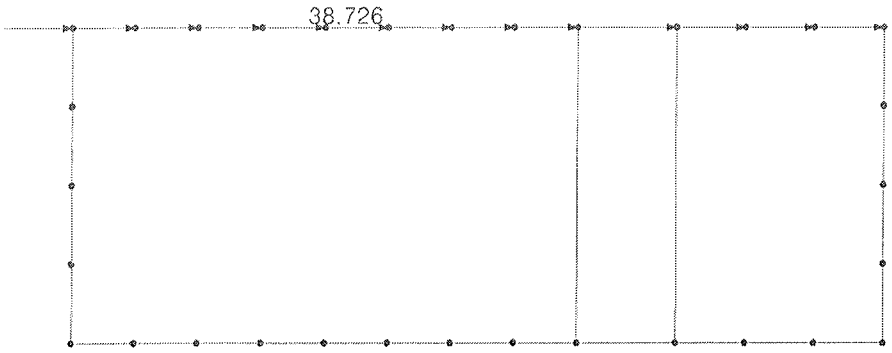


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

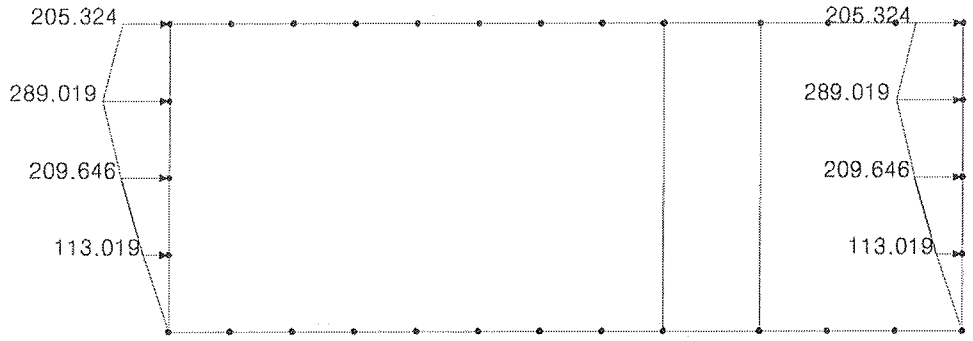


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

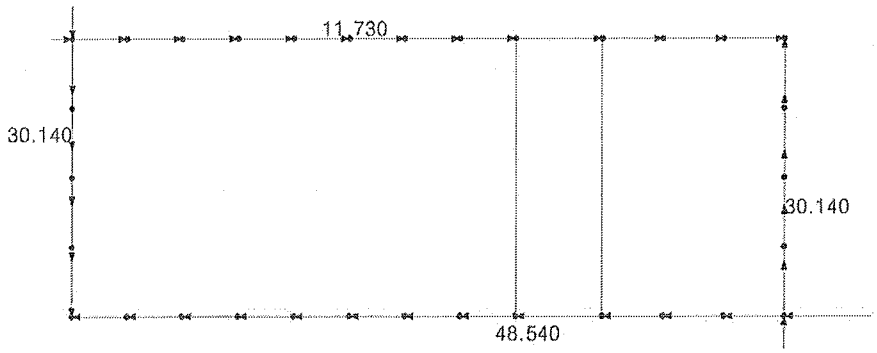
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



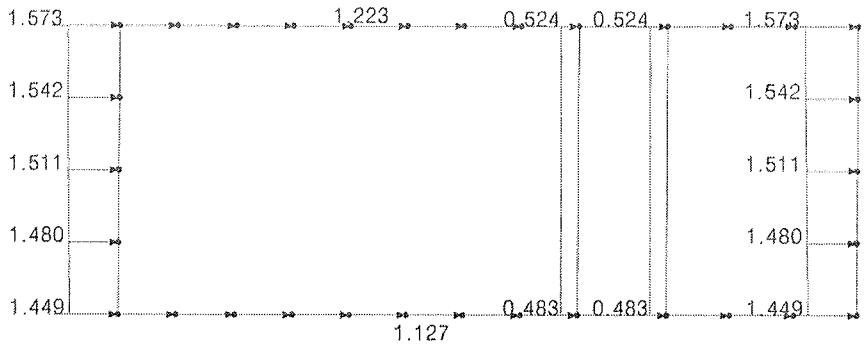
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

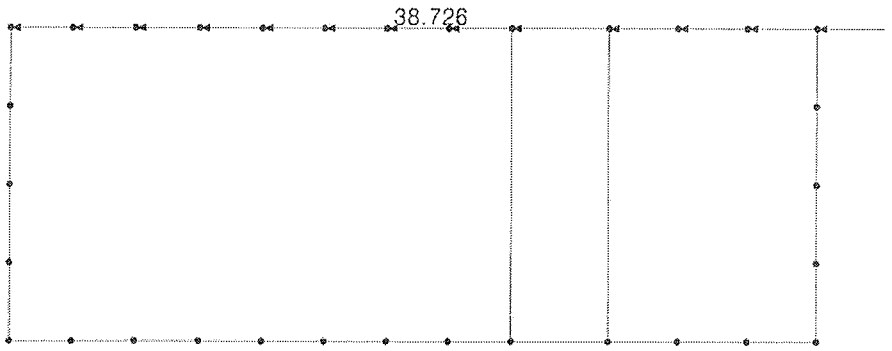


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

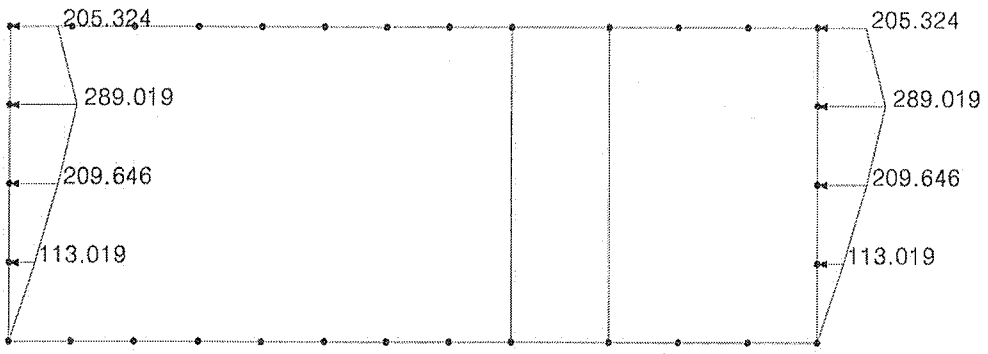


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

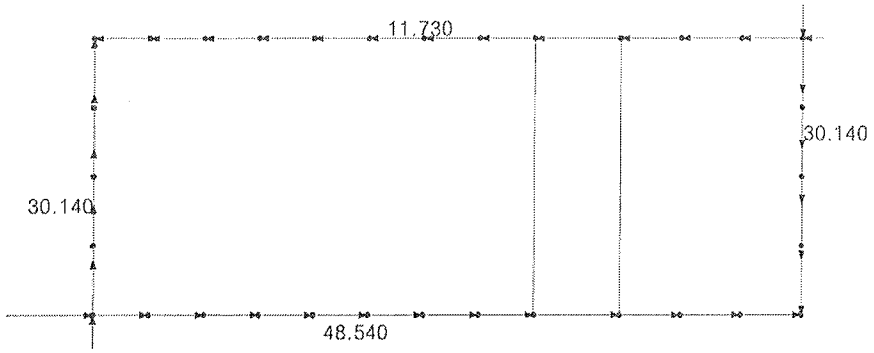
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



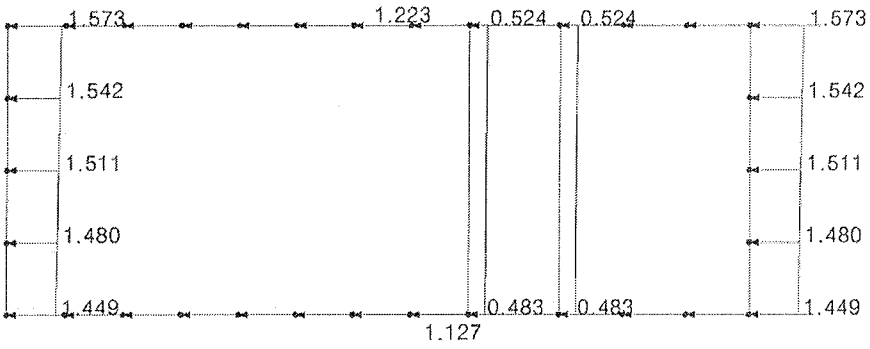
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

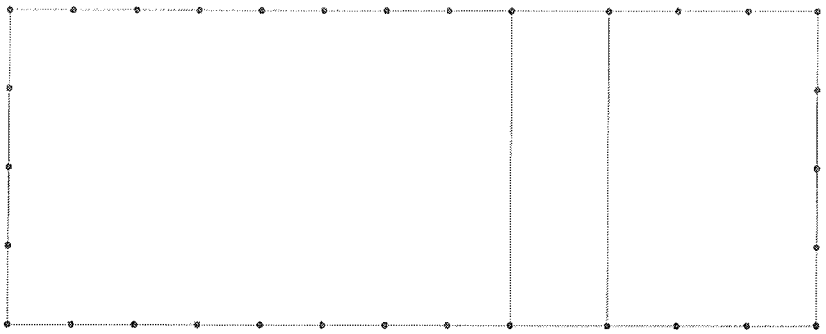


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

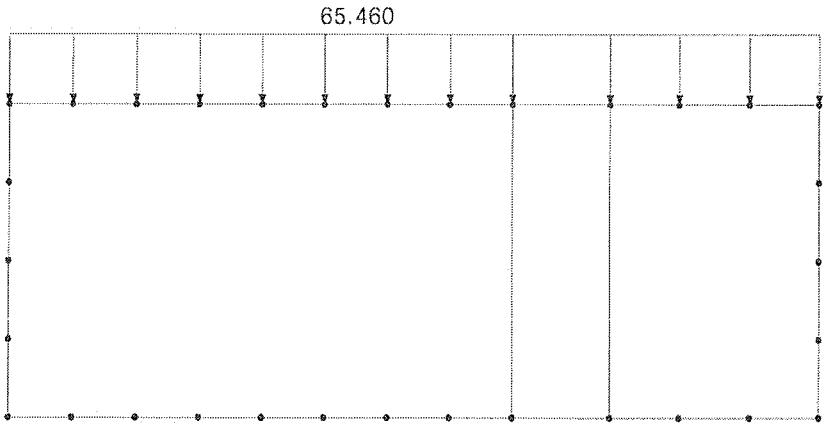


12. 하중 재하 (붕괴방지)

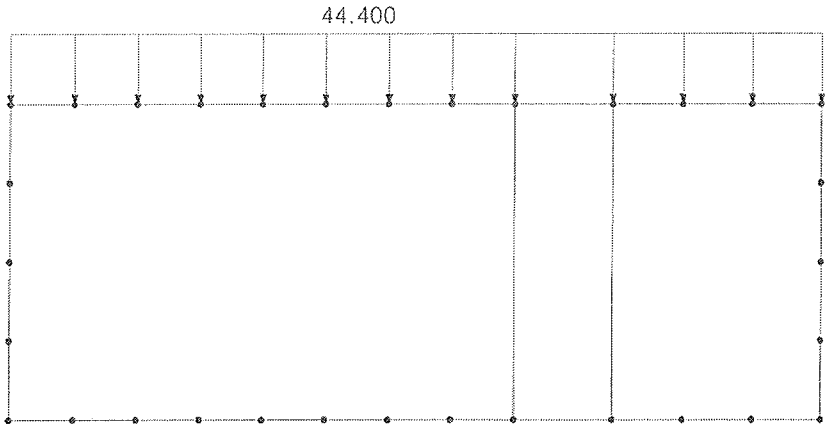
1) CASE1 - 구체자중(SW)



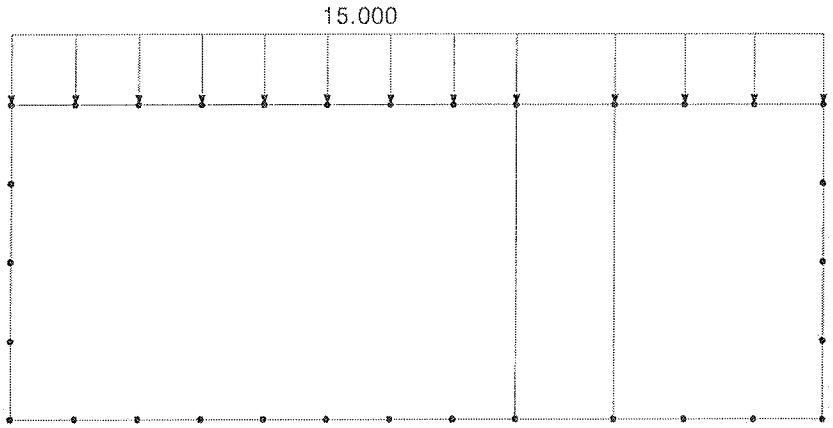
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



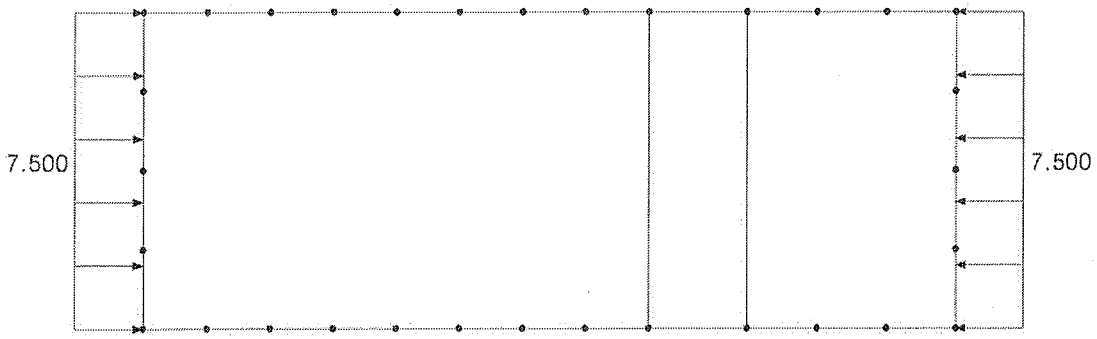
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



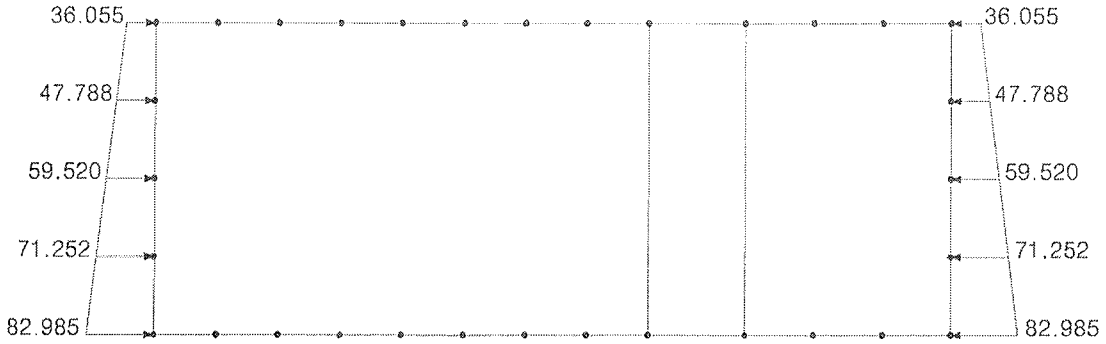
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



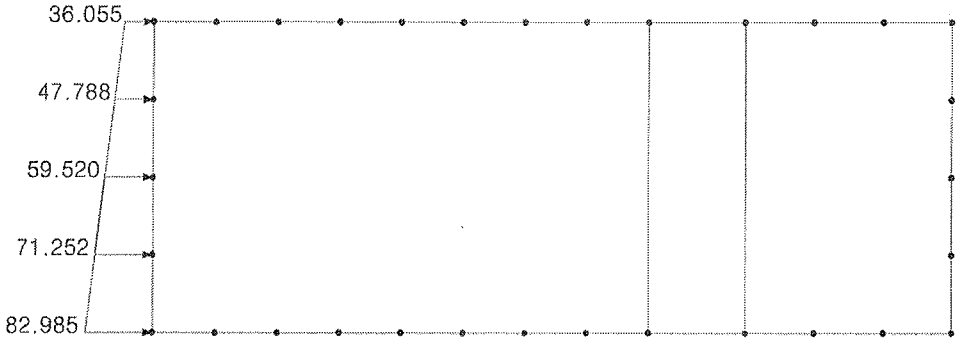
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



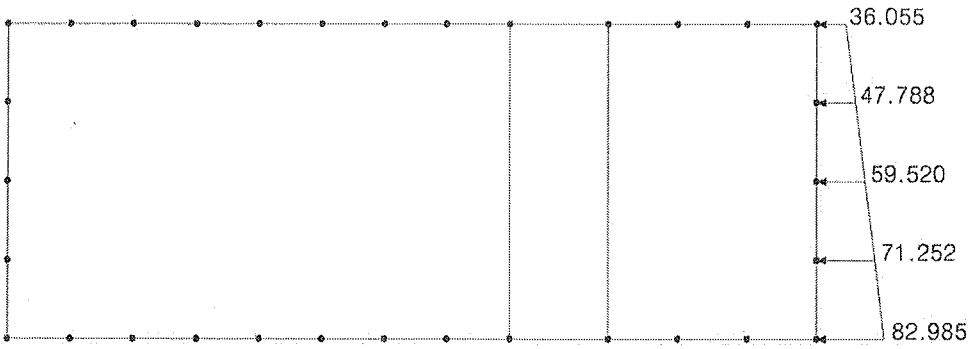
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



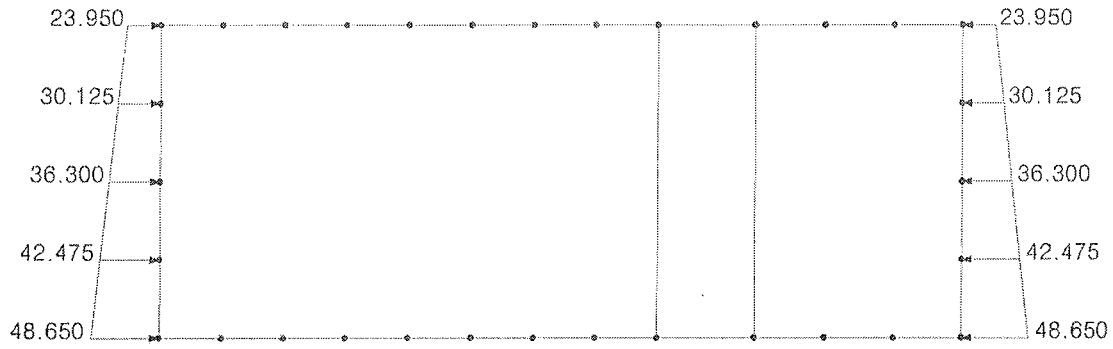
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



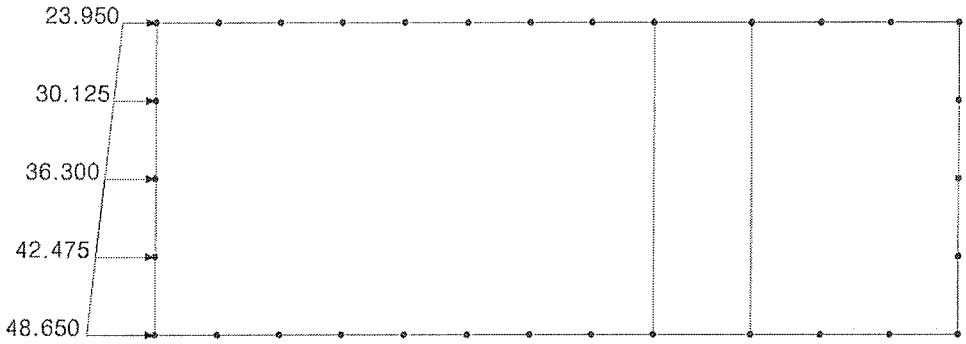
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



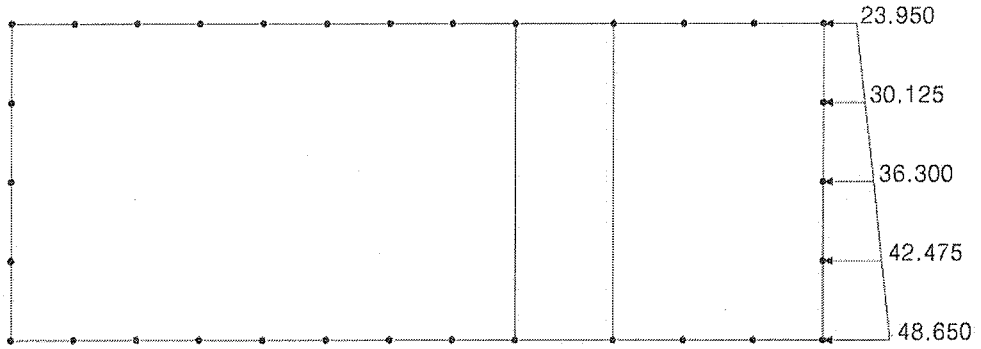
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



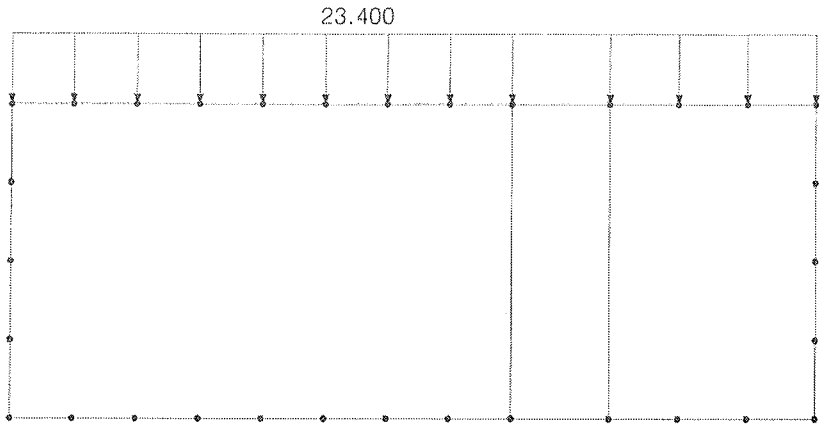
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



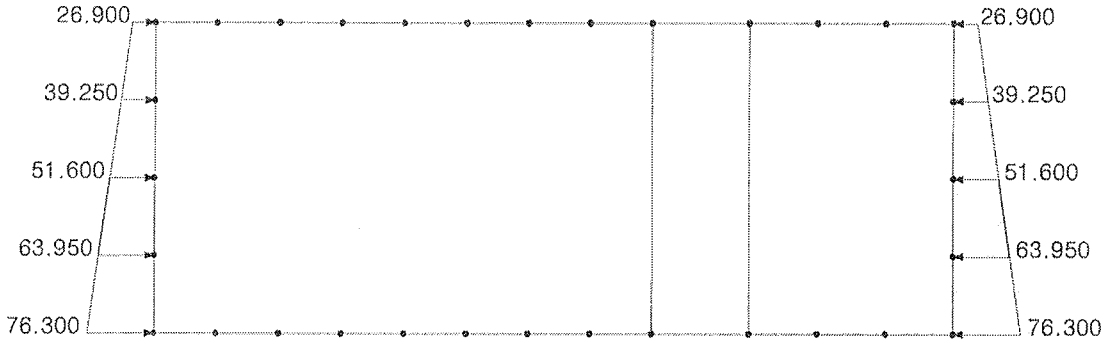
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



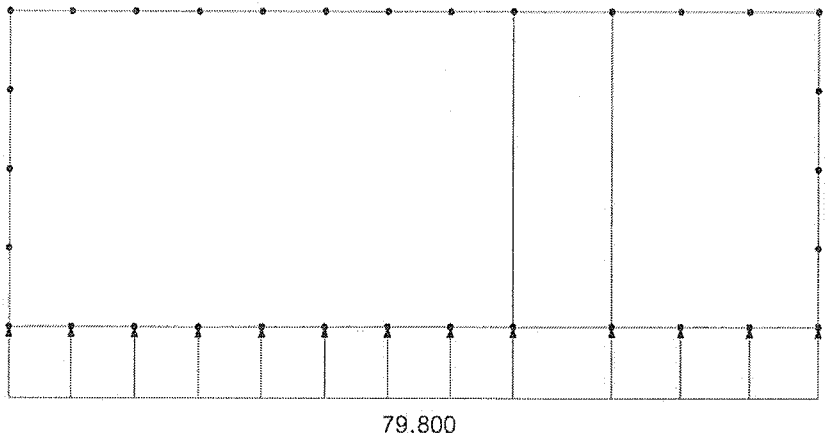
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

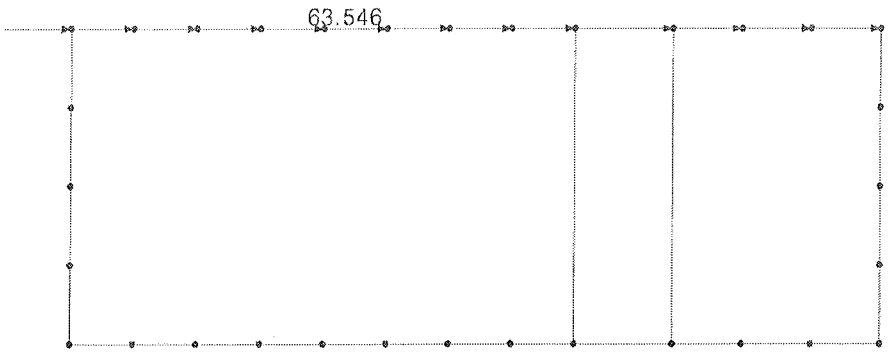


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

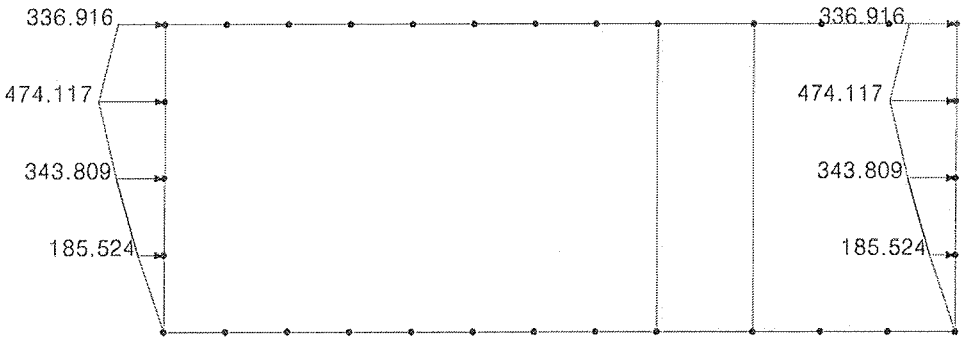


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

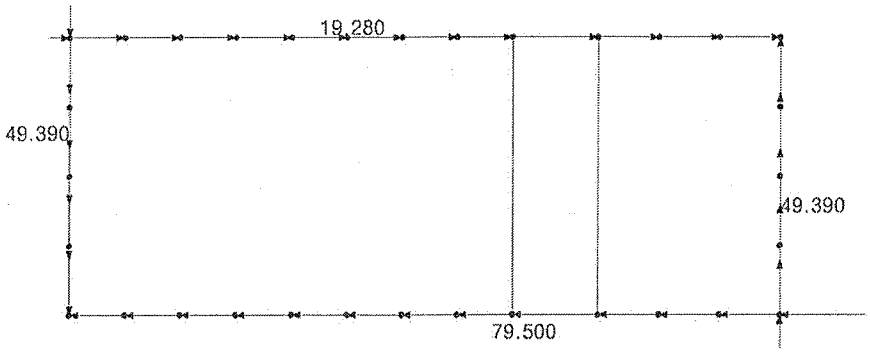
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



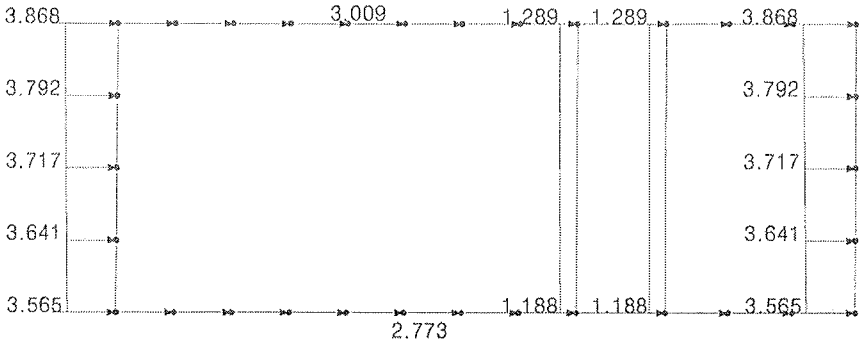
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

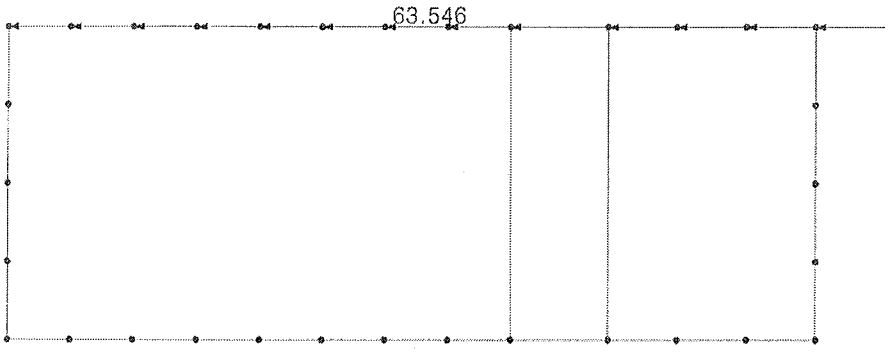


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

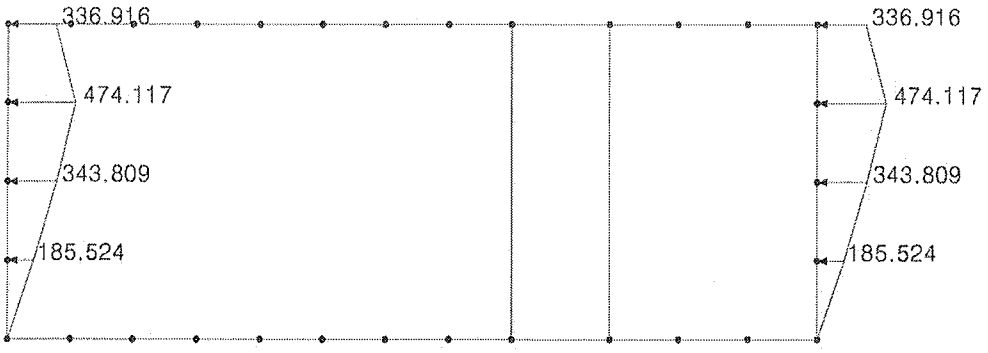


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

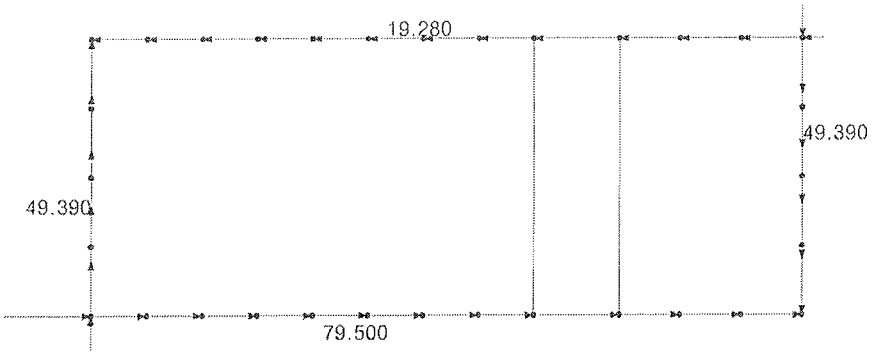
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



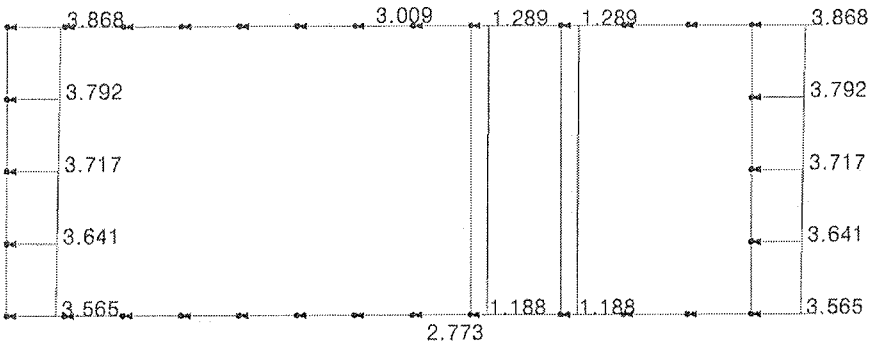
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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) = 0.967, h = 3.340 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.546	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.546	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.546	1.600	1.600	1.200	1.546	●
LC7	1.200	1.546	1.600	0.800	1.200	1.546	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

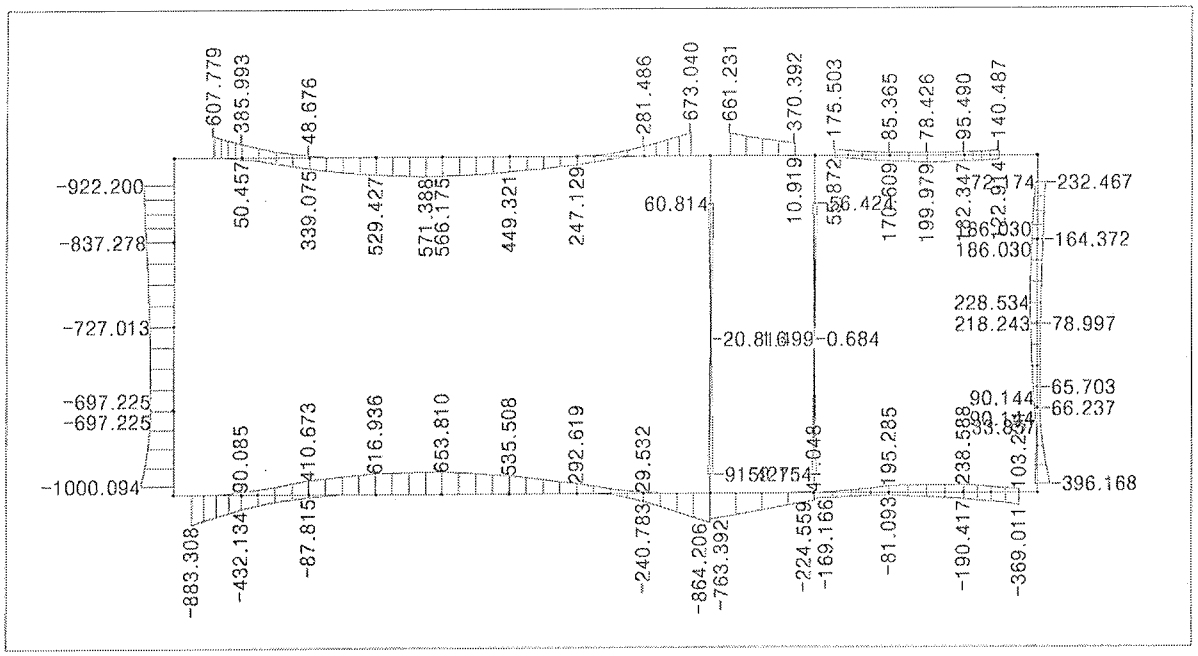
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

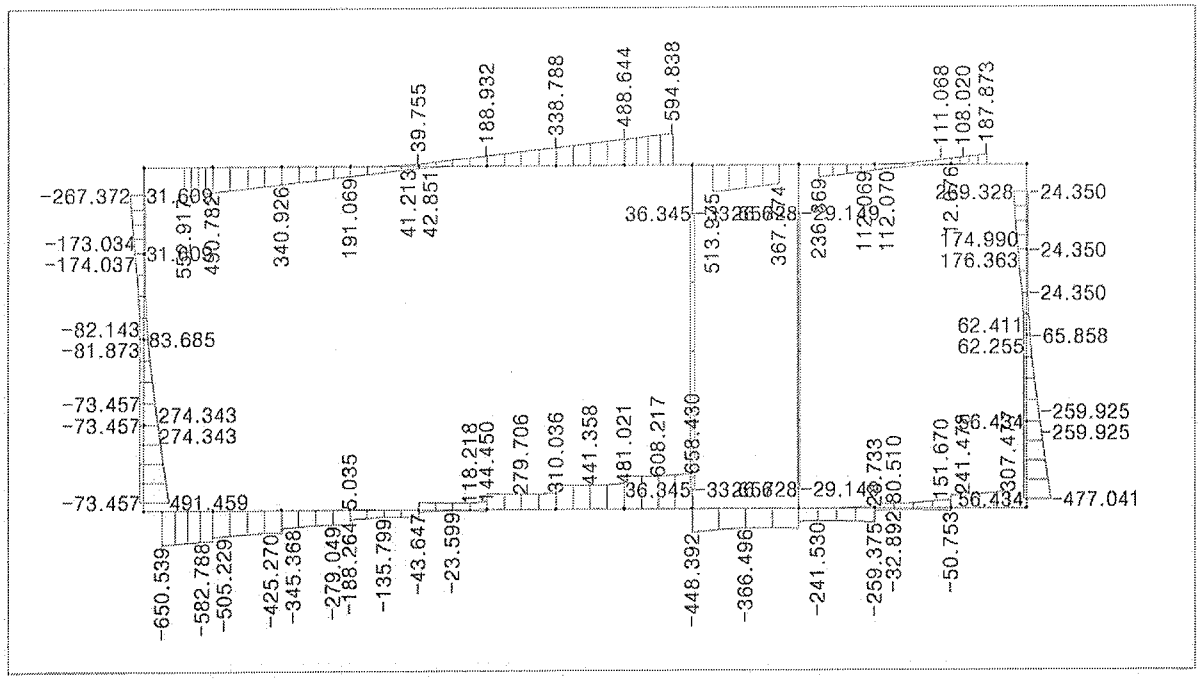
14. 단면력정리

14.1 상시

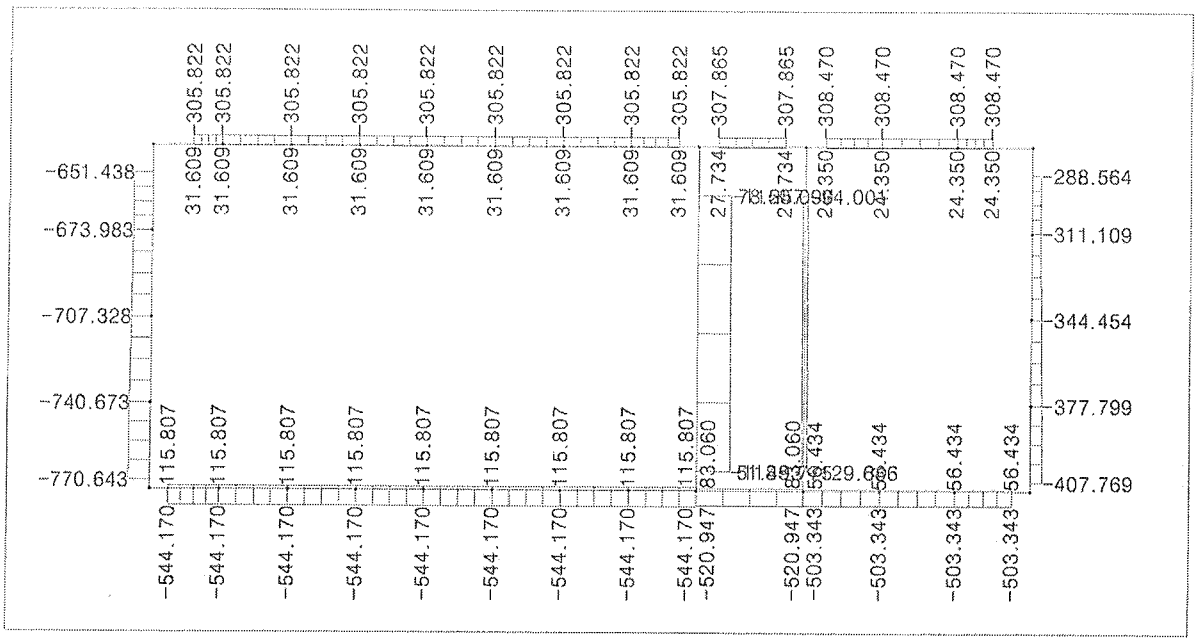
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



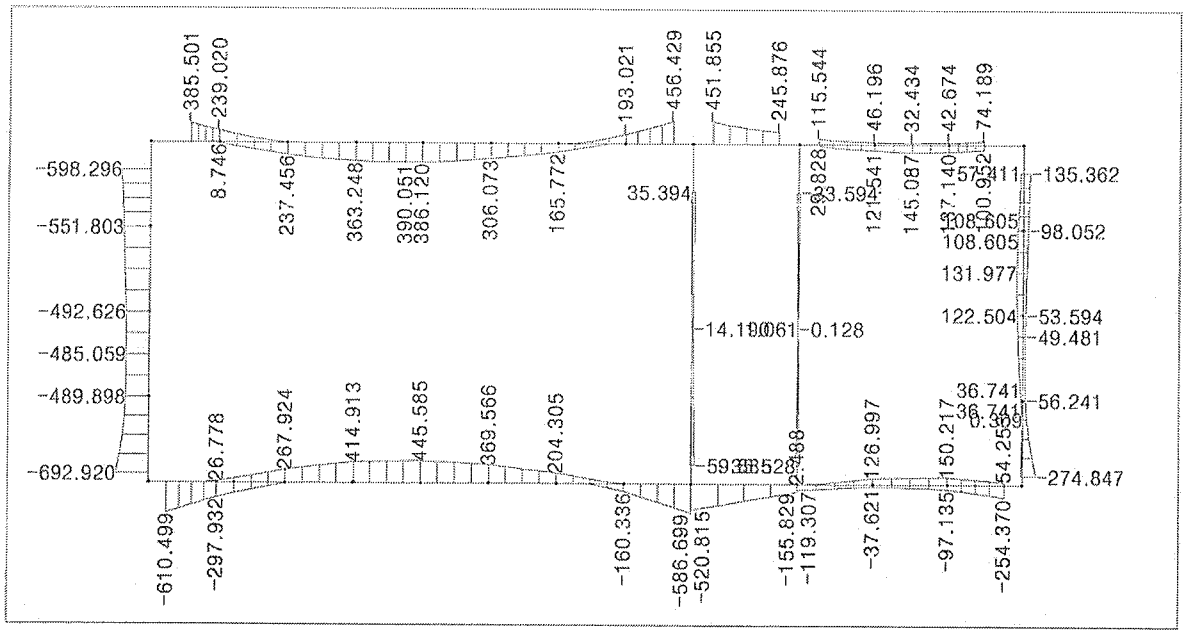
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



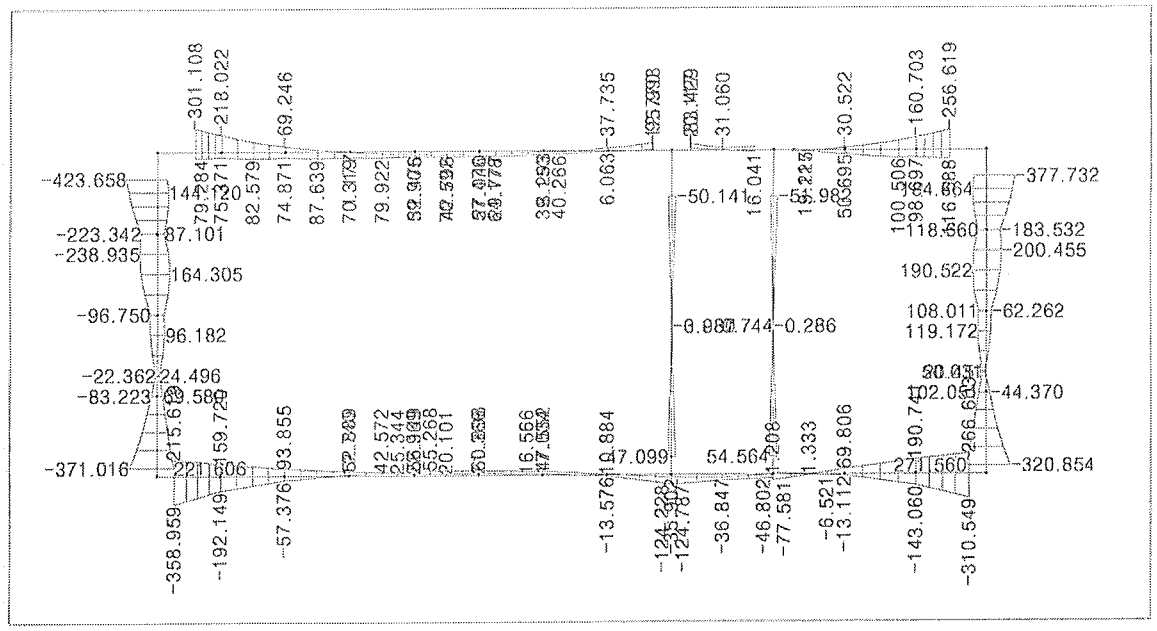
5) 단면력 정리

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	607.78	487.13	305.82	385.50	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	0.00	487.13	305.82	0.00	1000.00	700.00	
		중앙부	3	571.39	78.64	305.82	390.05	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	673.04	528.85	305.82	456.43	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	0.00	528.85	305.82	0.00	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측	6	661.23	448.18	307.87	451.86	1000.00	816.67	
		중앙부 (상면)	7	424.16	404.32	307.87	284.61	1000.00	733.33	
		중앙부 (하면)	8	0.00	404.32	307.87	0.00	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	9	370.39	433.56	307.87	245.88	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	10	10.92	433.56	307.87	0.00	1000.00	700.00	
	3 경간	좌측 (상면)	11	175.50	169.43	308.47	115.54	1000.00	816.64	
		좌측 (하면)	12	55.87	169.43	308.47	29.83	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	13	121.95	167.98	308.47	64.32	1000.00	772.18	
		중앙부 (하면)	14	141.67	167.98	308.47	112.61	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	15	140.49	120.50	308.47	74.19	1000.00	816.61	
		우측 (하면)	16	122.91	120.50	308.47	100.95	1000.00	700.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	17	0.00	502.67	544.17	0.00	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	18	883.31	502.67	544.17	610.50	1000.00	700.00	
		중앙부	19	653.81	143.63	544.17	445.59	1000.00	700.00	
		우측	20	864.21	613.21	544.17	586.70	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측	21	763.39	371.61	520.95	520.82	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	22	41.05	367.14	520.95	2.49	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	23	224.56	367.14	520.95	155.83	1000.00	700.00	

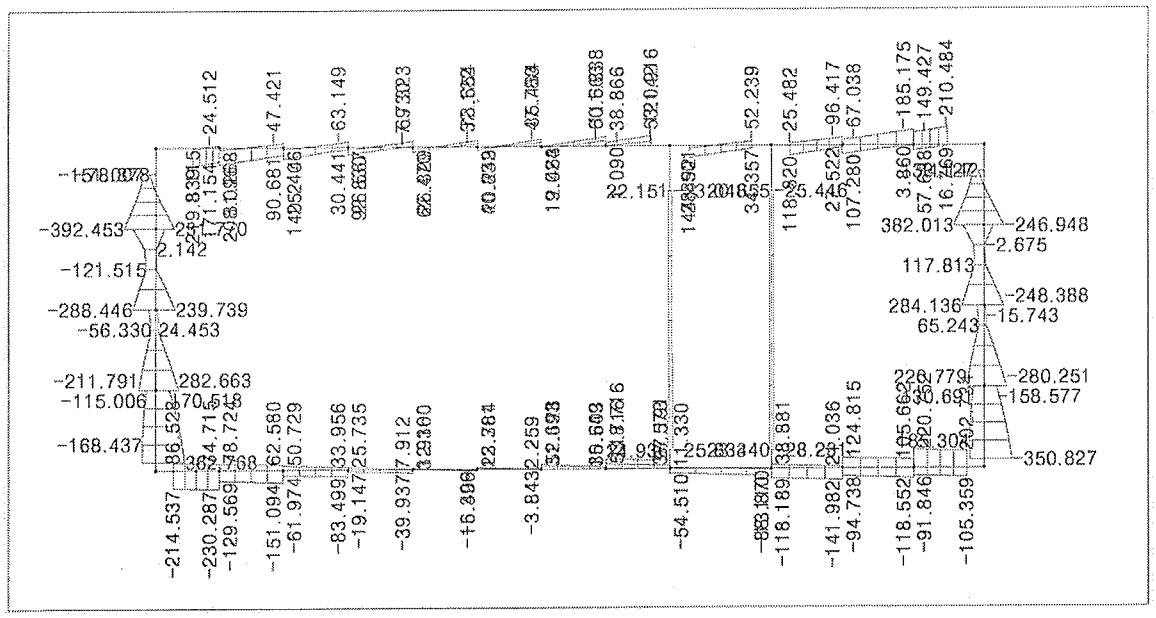
하부 슬래브	3 경간	좌측 (상면)	24	0.00	251.33	503.34	0.00	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	25	169.17	251.33	503.34	119.31	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	26	159.03	263.55	503.34	96.93	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	27	263.60	263.55	503.34	170.02	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	28	103.23	241.53	503.34	54.25	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	29	369.01	241.53	503.34	254.37	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	922.20	183.28	651.44	598.30	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	31	0.00	183.28	651.44	0.00	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	32	727.01	99.56	707.33	492.63	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	33	0.00	99.56	707.33	0.00	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	34	1000.09	290.12	770.64	692.92	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	35	0.00	290.12	770.64	0.00	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	36	232.47	185.23	288.56	135.36	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	37	72.17	185.23	288.56	57.41	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	38	79.00	95.79	344.45	53.59	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	39	218.24	95.79	344.45	122.50	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	40	396.17	275.70	407.77	274.85	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	41	70.24	275.70	407.77	26.18	1000.00	900.00	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	42	60.81	36.35	1150.09	35.39	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	43	85.29	36.35	1150.09	53.00	1000.00	300.00	
		중앙부	44	20.82	36.35	1167.93	14.19	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	45	55.93	36.35	1185.78	29.74	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	46	91.43	36.35	1185.78	59.89	1000.00	300.00	
	2 련	상부 (좌측)	47	52.83	29.15	94.00	33.19	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	48	56.42	29.15	94.00	33.59	1000.00	300.00	
		중앙부 (좌측)	49	1.50	29.15	111.84	1.06	1000.00	300.00	
		중앙부 (우측)	50	0.68	29.15	111.84	0.13	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	51	59.15	29.15	129.69	35.53	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	52	53.15	29.15	129.69	32.76	1000.00	300.00	

14.2 지진시(기능수행)

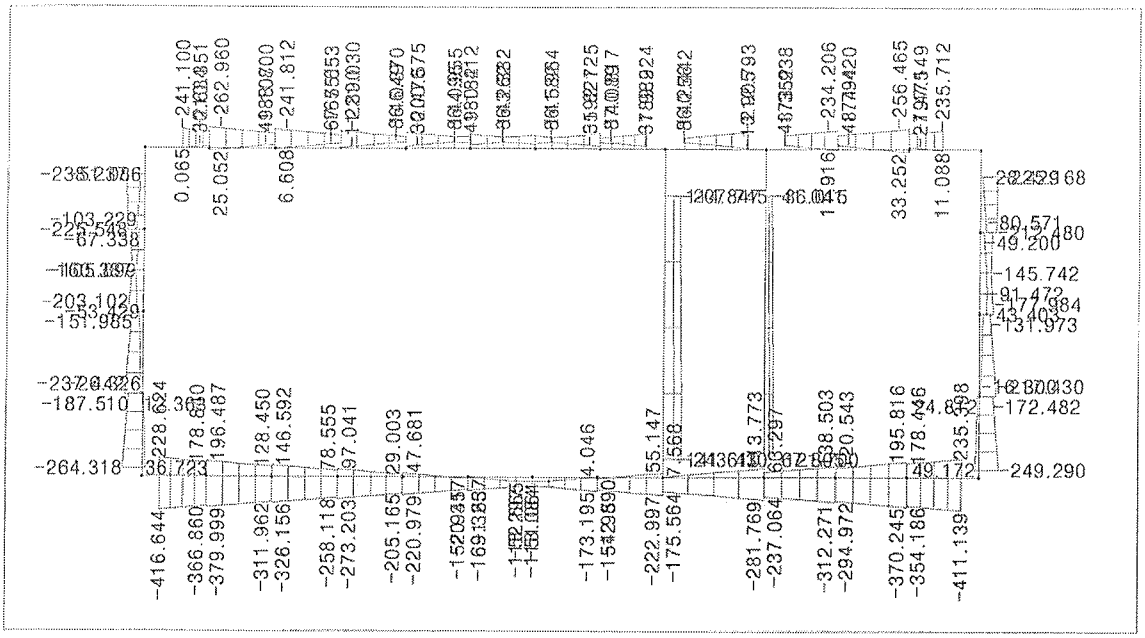
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 단면력 정리

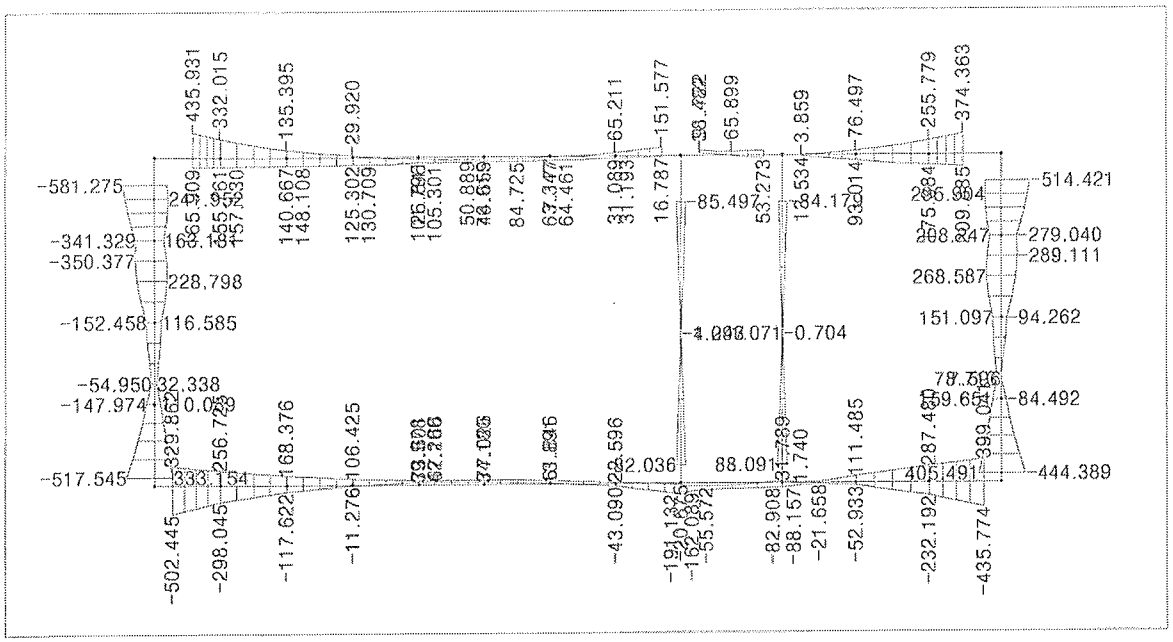
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	301.11	205.23	241.10	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	78.86	205.23	241.10	1000.00	700.00	
		중앙부	3	73.44	40.00	165.41	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	95.99	70.37	189.92	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	0.00	70.37	189.92	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측	6	83.43	93.34	140.44	1000.00	816.67	
		중앙부 (상면)	7	33.38	58.98	194.71	1000.00	733.33	
		중앙부 (하면)	8	5.12	58.98	194.71	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	9	42.86	81.89	212.79	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	10	16.04	81.89	212.79	1000.00	700.00	
	3 경간	좌측 (상면)	11	8.54	67.26	173.94	1000.00	816.64	
		좌측 (하면)	12	16.61	67.26	173.94	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	13	229.59	195.27	226.07	1000.00	772.18	
		중앙부 (하면)	14	113.67	195.27	226.07	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	15	256.62	158.97	235.71	1000.00	816.61	
		우측 (하면)	16	116.59	158.97	235.71	1000.00	700.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	17	215.62	130.09	499.31	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	18	358.96	130.09	499.31	1000.00	700.00	
		중앙부	19	56.15	39.94	230.43	1000.00	700.00	
		우측	20	124.23	112.94	254.36	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측	21	124.79	70.26	193.61	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	22	1.21	72.36	329.63	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	23	46.80	72.36	329.63	1000.00	700.00	
	3 경간	좌측 (상면)	24	20.83	133.93	271.54	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	25	77.58	133.93	271.54	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	26	226.74	211.75	457.48	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	27	228.16	211.75	457.48	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	28	266.60	219.01	493.95	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	29	310.55	219.01	493.95	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	423.66	363.33	238.24	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	31	128.03	363.33	238.24	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	32	96.75	121.55	237.44	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	33	87.13	121.55	237.44	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	34	371.02	189.44	264.32	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	35	221.61	189.44	264.32	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	36	377.73	352.89	225.17	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	37	174.62	352.89	225.17	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	38	62.26	117.95	177.98	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	39	108.01	117.95	177.98	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	40	320.85	177.50	249.29	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	41	271.56	177.50	249.29	1000.00	900.00	

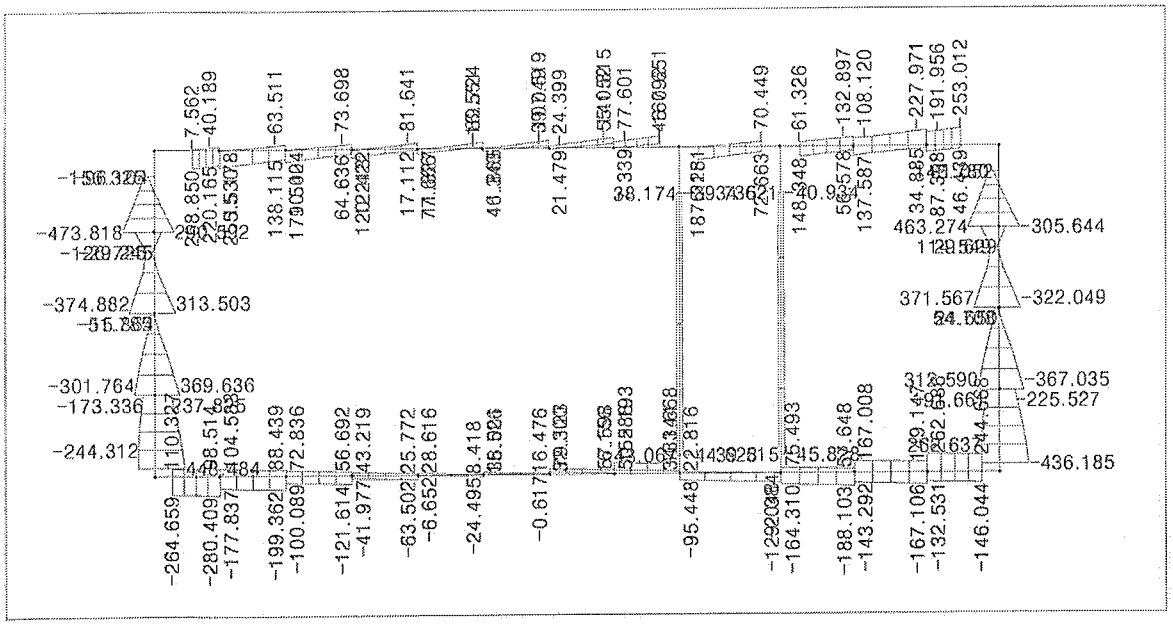
중간벽체	1련	상부(좌측)	42	44.35	23.40	207.75	1000.00	300.00	
		상부(우측)	43	50.14	23.40	207.75	1000.00	300.00	
		중앙부	44	3.04	25.15	234.51	1000.00	300.00	
		하부(좌측)	45	47.10	25.21	243.43	1000.00	300.00	
		하부(우측)	46	49.42	25.21	243.43	1000.00	300.00	
	2련	상부(좌측)	47	42.79	25.45	86.02	1000.00	300.00	
		상부(우측)	48	51.98	25.45	86.02	1000.00	300.00	
		중앙부(좌측)	49	0.74	27.55	112.78	1000.00	300.00	
		중앙부(우측)	50	0.29	27.55	112.78	1000.00	300.00	
		하부(좌측)	51	54.56	28.02	121.70	1000.00	300.00	
		하부(우측)	52	44.71	28.02	121.70	1000.00	300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

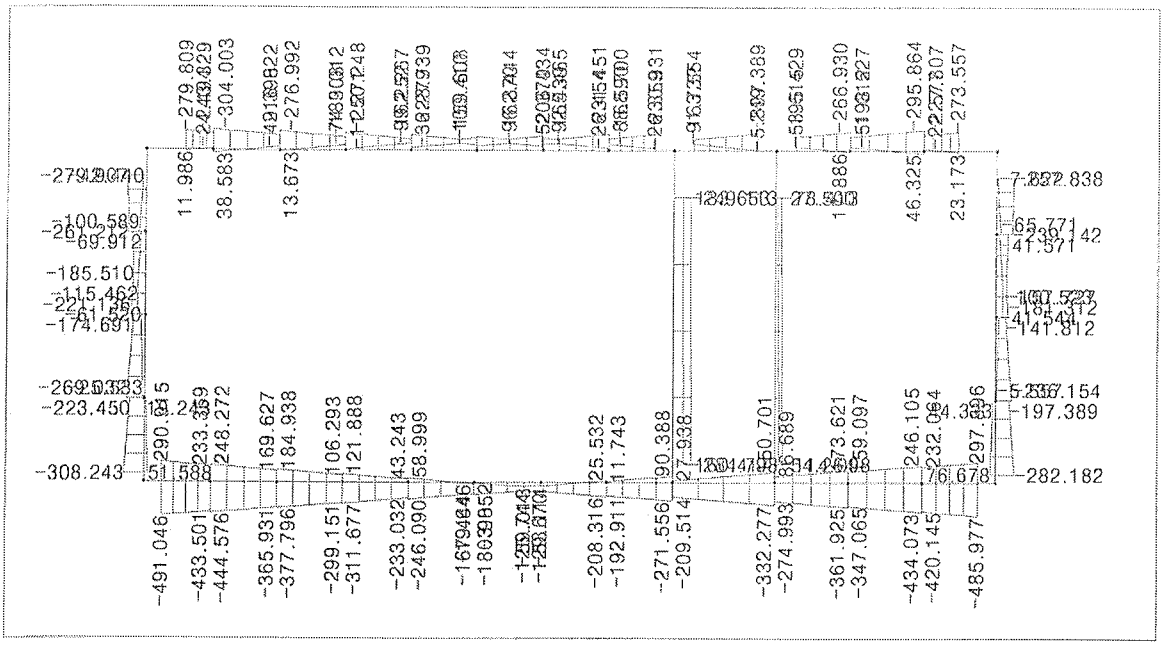
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	435.93	252.67	279.81	1000.00	816.67	
		좌측 (하면)	2	165.91	252.67	279.81	1000.00	700.00	
		중앙부	3	118.96	52.32	184.26	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	4	151.58	109.10	230.93	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	5	16.79	109.10	230.93	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측	6	91.72	135.67	163.55	1000.00	816.67	
		중앙부 (상면)	7	72.77	101.30	227.93	1000.00	733.33	
		중앙부 (하면)	8	32.81	101.30	227.93	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	9	86.81	124.21	249.39	1000.00	816.67	
		우측 (하면)	10	53.27	124.21	249.39	1000.00	700.00	
	3 경간	좌측 (상면)	11	3.86	96.79	195.43	1000.00	816.64	
		좌측 (하면)	12	13.53	96.79	195.43	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	13	341.67	237.80	262.12	1000.00	772.18	
		중앙부 (하면)	14	203.02	237.80	262.12	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	15	374.36	201.50	273.56	1000.00	816.61	
		우측 (하면)	16	209.89	201.50	273.56	1000.00	700.00	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	17	329.86	178.36	591.62	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	18	502.45	178.36	591.62	1000.00	700.00	
		중앙부	19	73.60	63.50	262.98	1000.00	700.00	
		우측	20	191.13	149.42	313.26	1000.00	700.00	
	2 경간	좌측	21	162.09	111.20	233.84	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	22	31.79	113.30	391.09	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	23	82.91	113.30	391.09	1000.00	700.00	
	3 경간	좌측 (상면)	24	22.49	180.06	316.84	1000.00	700.00	
		좌측 (하면)	25	88.16	180.06	316.84	1000.00	700.00	
		중앙부 (상면)	26	341.33	253.68	544.62	1000.00	700.00	
		중앙부 (하면)	27	335.43	253.68	544.62	1000.00	700.00	
		우측 (상면)	28	399.04	260.94	586.78	1000.00	700.00	
		우측 (하면)	29	435.77	260.94	586.78	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	581.28	438.80	279.91	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	31	227.51	438.80	279.91	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	32	152.46	175.58	269.03	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	33	116.59	175.58	269.03	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	34	517.55	258.94	308.24	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	35	333.15	258.94	308.24	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	36	514.42	428.25	257.84	1000.00	1050.00	
		상부 (내측)	37	288.18	428.25	257.84	1000.00	900.00	
		중앙부 (외측)	38	94.26	173.19	188.98	1000.00	900.00	
		중앙부 (내측)	39	151.10	173.19	188.98	1000.00	900.00	
		하부 (외측)	40	444.39	246.64	282.18	1000.00	900.00	
		하부 (내측)	41	405.49	246.64	282.18	1000.00	900.00	

중간 벽체	1 편	상부 (좌측)	42	77.07	40.36	249.11	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	43	85.50	40.36	249.11	1000.00	300.00	
		중앙부	44	4.25	43.44	275.88	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	45	82.04	43.53	284.80	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	46	84.35	43.53	284.80	1000.00	300.00	
	2 편	상부 (좌측)	47	71.81	40.93	78.41	1000.00	300.00	
		상부 (우측)	48	84.18	40.93	78.41	1000.00	300.00	
		중앙부 (좌측)	49	1.07	44.64	105.18	1000.00	300.00	
		중앙부 (우측)	50	0.70	44.64	105.18	1000.00	300.00	
		하부 (좌측)	51	88.09	45.45	114.10	1000.00	300.00	
		하부 (우측)	52	75.27	45.45	114.10	1000.00	300.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	통과	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-607.78	-	-435.93	-301.11	-607.78	
		좌측 (하면)	2	-	-	165.91	78.86	165.91	
		중앙부	3	571.39	-	118.96	73.44	571.39	
		우측 (상면)	4	-673.04	-	-151.58	-95.99	-673.04	
		우측 (하면)	5	-	-	16.79	-	16.79	
	2 경간	좌측	6	-661.23	-	-91.72	-83.43	-661.23	
		중앙부 (상면)	7	-424.16	-	-72.77	-33.38	-424.16	
		중앙부 (하면)	8	-	-	32.81	5.12	32.81	
		우측 (상면)	9	-370.39	-	-86.81	-42.86	-370.39	
		우측 (하면)	10	10.92	-	53.27	16.04	53.27	
	3 경간	좌측 (상면)	11	-175.50	-	-3.86	-8.54	-175.50	
		좌측 (하면)	12	55.87	-	13.53	16.61	55.87	
		중앙부 (상면)	13	-121.95	-	-341.67	-229.59	-341.67	
		중앙부 (하면)	14	141.67	-	203.02	113.67	203.02	
		우측 (상면)	15	-140.49	-	-374.36	-256.62	-374.36	
		우측 (하면)	16	122.91	-	209.89	116.59	209.89	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	17	-	-	329.86	215.62	329.86	
		좌측 (하면)	18	-883.31	-	-502.45	-358.96	-883.31	
		중앙부	19	653.81	-	73.60	56.15	653.81	
		우측	20	-864.21	-	-191.13	-124.23	-864.21	
	2 경간	좌측	21	-763.39	-	-162.09	-124.79	-763.39	
		우측 (상면)	22	41.05	-	31.79	1.21	41.05	
		우측 (하면)	23	-224.56	-	-82.91	-46.80	-224.56	

하부 슬래브	3 경간	좌측 (상면)	24	-	-	22.49	20.83	22.49	
		좌측 (하면)	25	-169.17	-	-88.16	-77.58	-169.17	
		중앙부 (상면)	26	159.03	-	341.33	226.74	341.33	
		중앙부 (하면)	27	-263.60	-	-335.43	-228.16	-335.43	
		우측 (상면)	28	103.23	-	399.04	266.60	399.04	
		우측 (하면)	29	-369.01	-	-435.77	-310.55	-435.77	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	-922.20	-	-581.28	-423.66	-922.20	
		상부 (내측)	31	-	-	227.51	128.03	227.51	
		중앙부 (외측)	32	-727.01	-	-152.46	-96.75	-727.01	
		중앙부 (내측)	33	-	-	116.59	87.13	116.59	
		하부 (외측)	34	-1000.09	-	-517.55	-371.02	-1000.09	
		하부 (내측)	35	-	-	333.15	221.61	333.15	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	36	-232.47	-	-514.42	-377.73	-514.42	
		상부 (내측)	37	72.17	-	288.18	174.62	288.18	
		중앙부 (외측)	38	-79.00	-	-94.26	-62.26	-94.26	
		중앙부 (내측)	39	218.24	-	151.10	108.01	218.24	
		하부 (외측)	40	-396.17	-	-444.39	-320.85	-444.39	
		하부 (내측)	41	70.24	-	405.49	271.56	405.49	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	42	60.81	-	77.07	44.35	77.07	
		상부 (우측)	43	-85.29	-	-85.50	-50.14	-85.50	
		중앙부	44	-20.82	-	-4.25	-3.04	-20.82	
		하부 (좌측)	45	55.93	-	82.04	47.10	82.04	
		하부 (우측)	46	-91.43	-	-84.35	-49.42	-91.43	
	2 련	상부 (좌측)	47	52.83	-	71.81	42.79	71.81	
		상부 (우측)	48	-56.42	-	-84.18	-51.98	-84.18	
		중앙부 (좌측)	49	1.50	-	1.07	0.74	1.50	
		중앙부 (우측)	50	-0.68	-	-0.70	-0.29	-0.70	
		하부 (좌측)	51	59.15	-	88.09	54.56	88.09	
		하부 (우측)	52	-53.15	-	-75.27	-44.71	-75.27	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	487.13	-	252.67	205.23	487.13	
		좌측 (하면)	2	487.13	-	252.67	205.23	487.13	
		중앙부	3	78.64	-	-52.32	-40.00	78.64	
		우측 (상면)	4	-528.85	-	-109.10	-70.37	-528.85	
		우측 (하면)	5	-528.85	-	-109.10	-70.37	-528.85	
	2 경간	좌측	6	448.18	-	135.67	93.34	448.18	
		중앙부 (상면)	7	404.32	-	101.30	58.98	404.32	
		중앙부 (하면)	8	404.32	-	101.30	58.98	404.32	
		우측 (상면)	9	433.56	-	124.21	81.89	433.56	
		우측 (하면)	10	433.56	-	124.21	81.89	433.56	
	3 경간	좌측 (상면)	11	169.43	-	96.79	67.26	169.43	
		좌측 (하면)	12	169.43	-	96.79	67.26	169.43	
		중앙부 (상면)	13	-167.98	-	-237.80	-195.27	-237.80	
		중앙부 (하면)	14	-167.98	-	-237.80	-195.27	-237.80	
		우측 (상면)	15	-120.50	-	-201.50	-158.97	-201.50	
		우측 (하면)	16	-120.50	-	-201.50	-158.97	-201.50	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	17	-502.67	-	-178.36	-130.09	-502.67	
		좌측 (하면)	18	-502.67	-	-178.36	-130.09	-502.67	
		중앙부	19	-143.63	-	-63.50	-39.94	-143.63	
		우측	20	613.21	-	149.42	112.94	613.21	
	2 경간	좌측	21	-371.61	-	-111.20	-70.26	-371.61	
		우측 (상면)	22	-367.14	-	-113.30	-72.36	-367.14	
		우측 (하면)	23	-367.14	-	-113.30	-72.36	-367.14	

하부 슬래브	3 경간	좌측 (상면)	24	-251.33	-	-180.06	-133.93	-251.33	
		좌측 (하면)	25	-251.33	-	-180.06	-133.93	-251.33	
		중앙부 (상면)	26	263.55	-	253.68	211.75	263.55	
		중앙부 (하면)	27	263.55	-	253.68	211.75	263.55	
		우측 (상면)	28	241.53	-	260.94	219.01	260.94	
		우측 (하면)	29	241.53	-	260.94	219.01	260.94	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	-183.28	-	-438.80	-363.33	-438.80	
		상부 (내측)	31	-183.28	-	-438.80	-363.33	-438.80	
		중앙부 (외측)	32	-99.56	-	-175.58	-121.55	-175.58	
		중앙부 (내측)	33	-99.56	-	-175.58	-121.55	-175.58	
		하부 (외측)	34	290.12	-	258.94	189.44	290.12	
		하부 (내측)	35	290.12	-	258.94	189.44	290.12	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	36	185.23	-	428.25	352.89	428.25	
		상부 (내측)	37	185.23	-	428.25	352.89	428.25	
		중앙부 (외측)	38	95.79	-	173.19	117.95	173.19	
		중앙부 (내측)	39	95.79	-	173.19	117.95	173.19	
		하부 (외측)	40	-275.70	-	-246.64	-177.50	-275.70	
		하부 (내측)	41	-275.70	-	-246.64	-177.50	-275.70	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	42	36.35	-	-40.36	-23.40	-40.36	
		상부 (우측)	43	36.35	-	-40.36	-23.40	-40.36	
		중앙부	44	36.35	-	-43.44	-25.15	-43.44	
		하부 (좌측)	45	36.35	-	-43.53	-25.21	-43.53	
		하부 (우측)	46	36.35	-	-43.53	-25.21	-43.53	
	2 련	상부 (좌측)	47	-29.15	-	-40.93	-25.45	-40.93	
		상부 (우측)	48	-29.15	-	-40.93	-25.45	-40.93	
		중앙부 (좌측)	49	-29.15	-	-44.64	-27.55	-44.64	
		중앙부 (우측)	50	-29.15	-	-44.64	-27.55	-44.64	
		하부 (좌측)	51	-29.15	-	-45.45	-28.02	-45.45	
		하부 (우측)	52	-29.15	-	-45.45	-28.02	-45.45	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-305.82	-	-279.81	-241.10	-305.82	
		좌측 (하면)	2	-305.82	-	-279.81	-241.10	-305.82	
		중앙부	3	-305.82	-	-184.26	-165.41	-305.82	
		우측 (상면)	4	-305.82	-	-230.93	-189.92	-305.82	
		우측 (하면)	5	-305.82	-	-230.93	-189.92	-305.82	
	2 경간	좌측	6	-307.87	-	-163.55	-140.44	-307.87	
		중앙부 (상면)	7	-307.87	-	-227.93	-194.71	-307.87	
		중앙부 (하면)	8	-307.87	-	-227.93	-194.71	-307.87	
		우측 (상면)	9	-307.87	-	-249.39	-212.79	-307.87	
		우측 (하면)	10	-307.87	-	-249.39	-212.79	-307.87	
	3 경간	좌측 (상면)	11	-308.47	-	-195.43	-173.94	-308.47	
		좌측 (하면)	12	-308.47	-	-195.43	-173.94	-308.47	
		중앙부 (상면)	13	-308.47	-	-262.12	-226.07	-308.47	
		중앙부 (하면)	14	-308.47	-	-262.12	-226.07	-308.47	
		우측 (상면)	15	-308.47	-	-273.56	-235.71	-308.47	
		우측 (하면)	16	-308.47	-	-273.56	-235.71	-308.47	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	17	-544.17	-	-591.62	-499.31	-591.62	
		좌측 (하면)	18	-544.17	-	-591.62	-499.31	-591.62	
		중앙부	19	-544.17	-	-262.98	-230.43	-544.17	
		우측	20	-544.17	-	-313.26	-254.36	-544.17	
	2 경간	좌측	21	-520.95	-	-233.84	-193.61	-520.95	
		우측 (상면)	22	-520.95	-	-391.09	-329.63	-520.95	
		우측 (하면)	23	-520.95	-	-391.09	-329.63	-520.95	

하부 슬래브	3 경간	좌측 (상면)	24	-503.34	-	-316.84	-271.54	-503.34	
		좌측 (하면)	25	-503.34	-	-316.84	-271.54	-503.34	
		중앙부 (상면)	26	-503.34	-	-544.62	-457.48	-544.62	
		중앙부 (하면)	27	-503.34	-	-544.62	-457.48	-544.62	
		우측 (상면)	28	-503.34	-	-586.78	-493.95	-586.78	
		우측 (하면)	29	-503.34	-	-586.78	-493.95	-586.78	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	-651.44	-	-279.91	-238.24	-651.44	
		상부 (내측)	31	-651.44	-	-279.91	-238.24	-651.44	
		중앙부 (외측)	32	-707.33	-	-269.03	-237.44	-740.67	
		중앙부 (내측)	33	-707.33	-	-269.03	-237.44	-740.67	
		하부 (외측)	34	-770.64	-	-308.24	-264.32	-770.64	
		하부 (내측)	35	-770.64	-	-308.24	-264.32	-770.64	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	36	-288.56	-	-257.84	-225.17	-288.56	
		상부 (내측)	37	-288.56	-	-257.84	-225.17	-288.56	
		중앙부 (외측)	38	-344.45	-	-188.98	-177.98	-361.13	
		중앙부 (내측)	39	-344.45	-	-188.98	-177.98	-361.13	
		하부 (외측)	40	-407.77	-	-282.18	-249.29	-407.77	
		하부 (내측)	41	-407.77	-	-282.18	-249.29	-407.77	
중간 벽체	1 련	상부 (좌측)	42	-1150.09	-	-249.11	-207.75	-1150.09	
		상부 (우측)	43	-1150.09	-	-249.11	-207.75	-1150.09	
		중앙부	44	-1167.93	-	-275.88	-234.51	-1176.85	
		하부 (좌측)	45	-1185.78	-	-284.80	-243.43	-1185.78	
		하부 (우측)	46	-1185.78	-	-284.80	-243.43	-1185.78	
	2 련	상부 (좌측)	47	-94.00	-	-78.41	-86.02	-94.00	
		상부 (우측)	48	-94.00	-	-78.41	-86.02	-94.00	
		중앙부 (좌측)	49	-111.84	-	-105.18	-112.78	-120.77	
		중앙부 (우측)	50	-111.84	-	-105.18	-112.78	-120.77	
		하부 (좌측)	51	-129.69	-	-114.10	-121.70	-129.69	
		하부 (우측)	52	-129.69	-	-114.10	-121.70	-129.69	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-385.50	-	-	-	-385.50	
		좌측 (하면)	2	-	-	-	-	-	
		중앙부	3	390.05	-	-	-	390.05	
		우측 (상면)	4	-456.43	-	-	-	-456.43	
		우측 (하면)	5	-	-	-	-	-	
	2 경간	좌측	6	-451.86	-	-	-	-451.86	
		중앙부 (상면)	7	-284.61	-	-	-	-284.61	
		중앙부 (하면)	8	-	-	-	-	-	
		우측 (상면)	9	-245.88	-	-	-	-245.88	
		우측 (하면)	10	-	-	-	-	-	
	3 경간	좌측 (상면)	11	-115.54	-	-	-	-115.54	
		좌측 (하면)	12	29.83	-	-	-	29.83	
		중앙부 (상면)	13	-64.32	-	-	-	-64.32	
		중앙부 (하면)	14	112.61	-	-	-	112.61	
		우측 (상면)	15	-74.19	-	-	-	-74.19	
		우측 (하면)	16	100.95	-	-	-	100.95	

하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	17	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	18	-610.50	-	-	-	-610.50	
		중앙부	19	445.59	-	-	-	445.59	
		우측	20	-586.70	-	-	-	-586.70	
	2 경간	좌측	21	-520.82	-	-	-	-520.82	
		우측 (상면)	22	2.49	-	-	-	2.49	
		우측 (하면)	23	-155.83	-	-	-	-155.83	
	3 경간	좌측 (상면)	24	-	-	-	-	-	
		좌측 (하면)	25	-119.31	-	-	-	-119.31	
		중앙부 (상면)	26	96.93	-	-	-	96.93	
		중앙부 (하면)	27	-170.02	-	-	-	-170.02	
		우측 (상면)	28	54.25	-	-	-	54.25	
		우측 (하면)	29	-254.37	-	-	-	-254.37	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	30	-598.30	-	-	-	-598.30	
		상부 (내측)	31	-	-	-	-	-	
		중앙부 (외측)	32	-492.63	-	-	-	-492.63	
		중앙부 (내측)	33	-	-	-	-	-	
		하부 (외측)	34	-692.92	-	-	-	-692.92	
		하부 (내측)	35	-	-	-	-	-	

우측 벽체	1층	상부 (외측)	36	-135.36	-	-	-	-135.36	
		상부 (내측)	37	57.41	-	-	-	57.41	
		중앙부 (외측)	38	-53.59	-	-	-	-53.59	
		중앙부 (내측)	39	122.50	-	-	-	122.50	
		하부 (외측)	40	-274.85	-	-	-	-274.85	
		하부 (내측)	41	26.18	-	-	-	26.18	
중간 벽체	1련	상부 (좌측)	42	35.39	-	-	-	35.39	
		상부 (우측)	43	-53.00	-	-	-	-53.00	
		중앙부	44	-14.19	-	-	-	-14.19	
		하부 (좌측)	45	29.74	-	-	-	29.74	
		하부 (우측)	46	-59.89	-	-	-	-59.89	
	2련	상부 (좌측)	47	33.19	-	-	-	33.19	
		상부 (우측)	48	-33.59	-	-	-	-33.59	
		중앙부 (좌측)	49	1.06	-	-	-	1.06	
		중앙부 (우측)	50	-0.13	-	-	-	-0.13	
		하부 (좌측)	51	35.53	-	-	-	35.53	
		하부 (우측)	52	-32.76	-	-	-	-32.76	

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	717	607.78	726.17	2574.93	H22 - 8.0EA	3096.80	1.19
		좌측 (하면)	1	1000	620	165.91	319.30	795.85	H22 - 4.0EA	1548.40	1.93
		중앙부	2	1000	620	571.39	624.39	2822.55	H22 - 8.0EA	3096.80	1.09
		우측 (상면)	3	1000	717	673.04	726.17	2861.71	H22 - 8.0EA	3096.80	1.08
		우측 (하면)	3	1000	620	16.79	624.39	79.73	H22 - 8.0EA	3096.80	37.19
	2경간	좌측	4	1000	717	661.23	726.17	2809.66	H22 - 8.0EA	3096.80	1.10
		중앙부 (상면)	5	1000	633	424.16	638.43	2026.26	H22 - 8.0EA	3096.80	1.51
		중앙부 (하면)	5	1000	620	32.81	624.39	155.99	H22 - 8.0EA	3096.80	19.03
		우측 (상면)	6	1000	717	370.39	726.17	1549.26	H22 - 8.0EA	3096.80	1.96
		우측 (하면)	6	1000	620	53.27	624.39	253.62	H22 - 8.0EA	3096.80	11.72
	3경간	좌측 (상면)	7	1000	717	175.50	726.14	726.71	H22 - 8.0EA	3096.80	4.14
		좌측 (하면)	7	1000	620	55.87	624.39	266.04	H22 - 8.0EA	3096.80	11.18
		중앙부 (상면)	8	1000	672	341.67	679.33	1525.15	H22 - 8.0EA	3096.80	1.99
		중앙부 (하면)	8	1000	620	203.02	624.39	976.47	H22 - 8.0EA	3096.80	3.08
		우측 (상면)	9	1000	717	374.36	726.11	1566.34	H22 - 8.0EA	3096.80	1.94
		우측 (하면)	9	1000	620	209.88	319.30	1009.79	H22 - 4.0EA	1548.40	1.52

하부슬래브	1경간	좌측(상면)	10	1000	620	329.86	715.78	1600.83	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.17
		좌측(하면)	10	1000	600	883.31	970.14	4643.06	H29 - 8.0EA	5139.20	1.10
		중앙부	11	1000	620	653.81	715.78	3250.03	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.09
		우측	12	1000	600	864.21	970.14	4535.01	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
	2경간	좌측	13	1000	600	763.39	970.14	3971.17	H29 - 8.0EA	5139.20	1.27
		우측(상면)	14	1000	620	41.05	715.78	195.26	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	17.44
		우측(하면)	14	1000	600	224.56	970.14	1118.97	H29 - 8.0EA	5139.20	4.32
	3경간	좌측(상면)	15	1000	620	22.49	715.78	106.86	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	31.82
		좌측(하면)	15	1000	600	169.17	970.14	839.48	H29 - 8.0EA	5139.20	5.73
		중앙부(상면)	16	1000	620	341.33	715.78	1657.83	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.10
		중앙부(하면)	16	1000	600	335.43	970.14	1685.54	H29 - 8.0EA	5139.20	2.89
		우측(상면)	17	1000	620	399.04	715.78	1946.22	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.79
		우측(하면)	17	1000	600	435.77	970.14	2206.89	H29 - 8.0EA	5139.20	2.23
좌측벽체	1층	상부(외측)	18	1000	950	922.20	1437.46	-	H22 - 8.0EA	4685.60	1.56
		상부(내측)	18	1000	820	227.51	2097.89	-	H16 - 8.0EA	4685.60	9.22
		중앙부(외측)	19	1000	800	727.01	1322.81	-	H22 - 8.0EA	4685.60	1.82
		중앙부(내측)	19	1000	820	116.59	1849.92	-	H16 - 8.0EA	4685.60	15.87
		하부(외측)	20	1000	800	1000.09	1835.72	-	H29 - 8.0EA	6728.00	1.84
		하부(내측)	20	1000	820	333.15	1800.46	-	H16 - 8.0EA	6728.00	5.40
우측벽체	1층	상부(외측)	21	1000	950	514.42	1312.83	-	H22 - 8.0EA	4685.60	2.55
		상부(내측)	21	1000	820	288.18	729.99	-	H16 - 8.0EA	4685.60	2.53
		중앙부(외측)	22	1000	800	94.26	2119.91	-	H22 - 4.0EA	3137.20	22.49
		중앙부(내측)	22	1000	820	218.24	1153.59	-	H16 - 8.0EA	3137.20	5.29
		하부(외측)	23	1000	800	444.39	1962.22	-	H29 - 8.0EA	6728.00	4.42
		하부(내측)	23	1000	820	405.49	719.96	-	H16 - 8.0EA	6728.00	1.78

(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	389.7	487.1	693.79	2.00	81.18	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	402.7	78.6	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	389.7	528.9	693.79	2.00	115.95	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	389.7	448.2	693.79	2.00	48.73	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	389.7	404.3	693.79	2.00	12.18	H13	150	253.40	O.K
		우측	6	389.7	433.6	693.79	2.00	36.54	H13	150	253.40	O.K
	3경간	좌측	7	389.7	169.4	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	389.7	237.8	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	389.7	201.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	10	402.7	502.7	716.92	2.00	80.62	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	402.7	143.6	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	12	389.7	613.2	693.79	2.00	186.24	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	13	389.7	371.6	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	13	389.7	366.5	541.75	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	14	402.7	367.1	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
	3경간	좌측	15	402.7	251.3	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	16	402.7	263.5	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	17	402.7	260.9	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	18	546.5	438.8	749.20	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	19	550.2	175.6	752.88	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	20	551.4	290.1	754.12	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	21	531.5	428.3	734.24	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	22	534.5	173.2	737.23	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	23	536.4	275.7	739.15	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	816.67	716.67	100.00	607.78	487.13

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 63.500) / 63.500 = 0.03086

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2574.935 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.203]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00432

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (716.67 - a/2) = 726.170 kN.m

≥ Mu (= 607.779 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.195]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 487.127 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (487.127-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 81.179 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 487.127 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	165.909	487.127

② 휨검토

■ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 31.750 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 31.750) / 31.750 = 0.0556

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

■ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 795.849 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 13.718 ㎜

■ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

■ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

■ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (620.0 - a / 2) = 319.299 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 ㎜

≥ Mu (165.909 kN · m) [안전률 1.925] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

< Vu (=487.127 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (487.127 - 402.702) x 150 / (400 x 620 x Φ) x 1000 = 68.085 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 620 x 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 310 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 487.127 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	700.00	620.00	80.00	571.39	78.64

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2822.550 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.097]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 571.388 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.093]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 78.641 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	816.67	716.67	100.00	673.04	528.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 63.500) / 63.500 = 0.03086

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2861.714 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.082]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00432

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (716.67 - a/2) = 726.173 kN.m

≥ Mu (= 673.040 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.079]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 528.850 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (528.850-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 115.948 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 528.850 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	700.00	620.00	80.00	16.79	528.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 79.725 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 38.843]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 16.787 kN.m) ∴ O.K [안전률 37.194]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 528.850 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (528.850-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 101.732 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 528.850 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 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	816.67	716.67	100.00	661.23	448.18

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 63.500) / 63.500 = 0.03086

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2809.663 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.102]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00432

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (716.67 - a/2) = 726.172 kN.m

≥ Mu (= 661.231 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.098]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 448.184 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (448.184-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 48.727 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 448.184 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(증앙부)_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	733.33	633.33	100.00	424.16	404.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (633.33 - 63.500) / 63.500 = 0.02692

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2026.256 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.528]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00489

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (633.33 - a/2) = 638.429 kN.m

≥ Mu (= 424.155 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.505]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 404.324 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (404.324-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 12.177 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 404.324 kN ∴ O.K

▣ 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	700.00	620.00	80.00	32.81	404.32

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 155.994 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 19.852]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 32.812 kN.m) ∴ O.K [안전률 19.030]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 404.324 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (404.324-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 1.308 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 404.324 kN ∴ O.K

▣ 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	816.67	716.67	100.00	370.39	433.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.67 - 63.500) / 63.500 = 0.03086

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1549.264 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.999]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00432

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (716.67 - a/2) = 726.172 kN.m

≥ Mu (= 370.392 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.961]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 433.564 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (433.564-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 36.544 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 433.564 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	700.00	620.00	80.00	53.27	433.56

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 253.621 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 12.210]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 53.273 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.721]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 433.564 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (433.564-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 24.889 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 433.564 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(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	816.64	716.64	100.00	175.50	169.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.64 - 63.500) / 63.500 = 0.03086

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 726.709 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.261]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00432

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (716.64 - a/2) = 726.142 kN.m

≥ Mu (= 175.503 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.137]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 169.433 kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(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	700.00	620.00	80.00	55.87	169.43

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 266.043 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 11.640]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 55.872 kN.m) ∴ O.K [안전률 11.175]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 169.433 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(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	772.18	672.18	100.00	341.67	237.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (672.18 - 63.500) / 63.500 = 0.02876

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1525.149 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.030]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00461

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (672.18 - a/2) = 679.328 kN.m

≥ Mu (= 341.666 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.988]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 237.801 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(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	700.00	620.00	80.00	203.02	237.80

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 976.473 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.171]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 203.015 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.076]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 237.801 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(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	816.61	716.61	100.00	374.36	201.50

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (716.61 - 63.500) / 63.500 = 0.03086

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1566.335 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.977]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00432

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (716.61 - a/2) = 726.109 kN.m

≥ Mu (= 374.363 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.940]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 201.498 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 3경간(우측)_하연

① 설계조건

fck = 27MPa, fy = 400MPa, K1 = 0.85, φf = 0.85, φv = 0.75

b (mm)	H (mm)	d (mm)	피복(mm)	Mu(kN · m)	Vu(kN)
1000.0	700.0	620.0	80.0	209.885	201.498

② 휨검토

▪ 강도감소계수(φ) 산정

T = As x fy = 1548.400 x 400.00 = 619360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 26.987 mm, c = 26.987 / β1 = 31.750 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (620 - 31.750) / 31.750 = 0.0556

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 1009.791 ㎟

a= {0.85x k1 x fck x b x d - √((0.85 x k1 x fck x b x d)2

-1.7 x k1 x fck * b * Mu)}/(0.85 x k1 x fck x b) = 17.354 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H22 @ 250.0mm = 1548.4 ㎟

▪ 철근비 검토

Pmin = 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , Pmin = 0.00350 적용

Pmax = 0.714 x Pb = 0.714 x k1 xφx (fck / fy) x {6000 / (6000 + fy)} = 0.0209

Puse = As / bd = 0.0025

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 1548.4 x 400 x (620.0 - a / 2) = 319.299 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 26.987 ㎜

≥ Mu (209.885 kN · m) [안전률 1.521] ∴ - O.K -

③ 전단검토

φVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d = 0.75 x 1/6 x √27 x 1000 x 620.0 = 402.702 kN

≥ Vu (=201.498kN), 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	700.00	620.00	80.00	329.86	502.67

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1600.833 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.233]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 329.862 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.170]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

< Vu (= 502.670 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (502.670-402.702) x 150.00 / (400x620.00xΦ) x 1000 = 80.619 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 620.00 / 150.00 x 1000 = 418.955 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 / 1000 = 2147.743 kN ≥ 418.955 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (536.936 + 418.955) = 716.918 kN ≥ 502.670 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	700.00	600.00	100.00	883.31	502.67

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4643.059 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 1.107]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 883.308 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.098]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 502.670 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (502.670-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 94.132 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 502.670 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	700.00	620.00	80.00	653.81	143.63

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3250.034 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.100]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 653.810 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.095]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 143.630 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	700.00	600.00	100.00	864.21	613.21

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4535.015 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.133]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 864.206 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.123]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

< Vu (= 613.205 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (613.205-389.711) x 150.00 / (400x600.00xΦ) x 1000 = 186.244 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 600.00 / 150.00 x 1000 = 405.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 600.00 / 1000 = 2078.461 kN ≥ 405.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (519.615 + 405.440) = 693.791 kN ≥ 613.205 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	700.00	600.00	100.00	763.39	371.61

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3971.168 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.294]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 763.392 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.271]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 371.614 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	620.00	80.00	41.05	367.14

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 195.260 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 18.310]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 41.048 kN.m) ∴ O.K [안전률 17.438]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 367.141 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	600.00	100.00	224.56	367.14

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1118.967 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.593]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 224.559 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.320]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 367.141 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(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	700.00	620.00	80.00	22.49	251.33

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 106.857 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 33.458]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 22.492 kN.m) ∴ O.K [안전률 31.824]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 251.328 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(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	700.00	600.00	100.00	169.17	251.33

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 839.483\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 6.122]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 169.166 kN.m) ∴ O.K [안전률 5.735]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 251.328 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(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	700.00	620.00	80.00	341.33	263.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1657.835 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.157]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 341.328 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.097]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 263.547 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(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	700.00	600.00	100.00	335.43	263.55

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1685.541 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) . [사용률 = 3.049]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 335.432 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.892]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 263.547 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(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	700.00	620.00	80.00	399.04	260.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 73.309) / 73.309 = 0.02237

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1946.223 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.837]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.00577

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (620.00 - a/2) = 715.779 kN.m

≥ Mu (= 399.041 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.794]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 260.943 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 3경간(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	700.00	600.00	100.00	435.77	260.94

* 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 (600.00 - 105.379) / 105.379 = 0.01408

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2206.886\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.329]

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 = 0.00857

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 (600.00 - a/2) = 970.141 kN.m

≥ Mu (= 435.774 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.226]

* 전단에 대한 검토 (d = 600.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 600.00 = 389.711 kN

≥ Vu (= 260.943 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	1,050	100	950	651.438	922.2	1415.6

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0045) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24097500.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (24097500.0 x 525.00 + 1238720.0 x 100.000 + 635520.0 x 970.000) / 25971740.0

= 515.619 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 570.00 mm, ab = k1 x cb = 484.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484500.000 = 11119.275 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 11119.275 + 599.057 - 1238.720 = 10479.612 kN

Mb = Cc x 292.131 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4035.324 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 385.064 mm, e = Mu/Pu = 1415.638 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 112.49 mm, a = k1 x c = 95.62 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 95618.474 = 2194.444 kN

∑Csi = 238.883 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 2194.444 + 238.883 - 1238.720 = 1194.607 kN

Mn = Cc x 467.809 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1691.134 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1415.641) | = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1050.00 - 100.00 = 950.000 mm

c = 112.492 mm, a = k1 x c = 95.618 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (950.00-112.49) / 112.49 = 0.02234

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} = 20691.364 kN ≥ Pn = 1194.607 kN

ΦPn = 0.85 x 1194.607 = 1015.416 kN ≥ Pu = 651.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.416 = 1437.461 kN.m ≥ Mu = 922.200 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 546.480 kN

≥ Vu (= 438.796 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	900	80	820	651.438	227.509	349.2

㉮ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1238720.0 x 800.000) / 22529240.0

= 458.807 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 = 1167.648 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1167.648 - 635.520 = 10129.818 kN

Mb = Cc x 232.093 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2866.692 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 282.995 mm, e = Mu/Pu = 349.242 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 365.83 mm, a = k1 x c = 310.95 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 310951.805 = 7136.344 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 7136.344 + 1167.648 - 635.520 = 7668.472 kN

Mn = Cc x 303.331 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2678.110 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=349.236)| = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 365.826 mm, a = k1 x c = 310.952 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-365.83) / 365.83 = 0.00372

→ 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} = 17937.364 kN ≥ Pn = 7668.472 kN

ΦPn = 0.78 x 7668.472 = 6006.970 kN ≥ Pu = 651.438 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.349 = 2097.886 kN.m ≥ Mu = 227.509 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 = 560.142 kN

≥ Vu (= 438.796 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	900	100	800	740.673	727.013	981.6

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

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 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1238720.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 22529240.0

= 441.193 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 1238.720 = 8723.937 kN

Mb = Cc x 254.807 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3035.478 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 347.948 mm, e = Mu/Pu = 981.557 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 128.26 mm, a = k1 x c = 109.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 109019.089 = 2501.988 kN

∑Csi = 322.214 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 2501.988 + 322.214 - 1238.720 = 1585.482 kN

Mn = Cc x 386.684 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1556.247 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=981.560) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 128.258 mm, a = k1 x c = 109.019 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-128.26) / 128.26 = 0.01571

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} = 17937.364 kN ≥ Pn = 1585.482 kN

ΦPn = 0.85 x 1585.482 = 1347.660 kN ≥ Pu = 740.673 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.982 = 1322.806 kN.m ≥ Mu = 727.013 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 = 550.160 kN

≥ Vu (= 175.578 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	900	80	820	740.673	116.585	157.4

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3096.800 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1238720.0 x 800.000) / 22529240.0

= 458.807 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 = 1167.648 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1167.648 - 635.520 = 10129.818 kN

Mb = Cc x 232.093 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2866.692 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 282.995 mm, e = Mu/Pu = 157.404 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 716.32 mm, a = k1 x c = 608.88 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 608875.275 = 13973.688 kN

∑Csi = 1167.648 kN, ∑Tsi = 137.972 kN

Pn = 13973.688 + 1167.648 - 137.972 = 15003.364 kN

Mn = Cc x 154.369 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2361.638 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=157.407)| = 0.0029 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 716.324 mm, a = k1 x c = 608.875 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-716.32) / 716.32 = 0.00043

→ 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} = 17937.364 kN ≥ Pn = 15003.364 kN

ΦPn = 0.78 x 15003.364 = 11752.635 kN ≥ Pu = 740.673 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.157 = 1849.916 kN.m ≥ Mu = 116.585 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 = 563.914 kN

≥ Vu (= 175.578 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	900	100	800	770.643	1000.094	1297.7

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 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 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2055680.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 23346200.0

= 429.254 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 2055.680 = 7906.977 kN

Mb = Cc x 266.746 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3408.625 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 431.091 mm, e = Mu/Pu = 1297.740 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 167.09 mm, a = k1 x c = 142.02 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 142024.422 = 3259.460 kN

∑Csi = 460.395 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3259.460 + 460.395 - 2055.680 = 1664.176 kN

Mn = Cc x 358.242 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2159.655 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1297.733)| = 0.0071 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 167.088 mm, a = k1 x c = 142.024 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-167.09) / 167.09 = 0.01136

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} = 18553.434 kN ≥ Pn = 1664.176 kN

ΦPn = 0.85 x 1664.176 = 1414.549 kN ≥ Pu = 770.643 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.298 = 1835.717 kN.m ≥ Mu = 1000.094 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 = 551.396 kN

≥ Vu (= 290.120 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	900	80	820	770.643	333.154	432.3

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0075) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 2055680.0 x 800.000) / 23346200.0

= 470.746 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 = 1937.735 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1937.735 - 635.520 = 10899.905 kN

Mb = Cc x 220.154 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2999.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 275.168 mm, e = Mu/Pu = 432.307 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 207.80 mm, a = k1 x c = 176.63 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 176627.007 = 4053.590 kN

∑Csi = 1481.662 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 4053.590 + 1481.662 - 635.520 = 4899.732 kN

Mn = Cc x 382.433 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2118.202 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=432.310)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 207.796 mm, a = k1 x c = 176.627 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-207.80) / 207.80 = 0.00884

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} = 18553.434 kN ≥ Pn = 4899.732 kN

ΦPn = 0.85 x 4899.732 = 4164.772 kN ≥ Pu = 770.643 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.432 = 1800.459 kN.m ≥ Mu = 333.154 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 820.00 = 565.181 kN

≥ Vu (= 290.120 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	1,050	100	950	288.564	514.421	1782.7

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0045) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24097500.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (24097500.0 x 525.00 + 1238720.0 x 100.000 + 635520.0 x 970.000) / 25971740.0

= 515.619 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 570.00 mm, ab = k1 x cb = 484.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484500.000 = 11119.275 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 11119.275 + 599.057 - 1238.720 = 10479.612 kN

Mb = Cc x 292.131 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4035.324 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 385.064 mm, e = Mu/Pu = 1782.692 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 100.01 mm, a = k1 x c = 85.01 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 85005.163 = 1950.868 kN

∑Csi = 154.239 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 1950.868 + 154.239 - 1238.720 = 866.388 kN

Mn = Cc x 473.116 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1544.509 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1782.700)| = 0.0073 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1050.00 - 100.00 = 950.000 mm

c = 100.006 mm, a = k1 x c = 85.005 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (950.00-100.01) / 100.01 = 0.02550

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} = 20691.364 kN ≥ Pn = 866.388 kN

ΦPn = 0.85 x 866.388 = 736.430 kN ≥ Pu = 288.564 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.783 = 1312.828 kN.m ≥ Mu = 514.421 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 800.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 531.515 kN

≥ Vu (= 428.252 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	900	80	820	288.564	288.176	998.7

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3096.800 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1238720.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 1238720.0 x 800.000) / 22529240.0

= 458.807 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 = 1167.648 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1167.648 - 635.520 = 10129.818 kN

Mb = Cc x 232.093 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2866.692 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 282.995 mm, e = Mu/Pu = 998.655 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 88.74 mm, a = k1 x c = 75.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 75432.235 = 1731.170 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 871.197 kN

Pn = 1731.170 + 0.000 - 871.197 = 859.972 kN

Mn = Cc x 421.091 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 858.815 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=998.654)| = 0.0004 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 88.744 mm, a = k1 x c = 75.432 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-88.74) / 88.74 = 0.02472

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} = 17937.364 kN ≥ Pn = 859.972 kN

ΦPn = 0.85 x 859.972 = 730.977 kN ≥ Pu = 288.564 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.999 = 729.993 kN.m ≥ Mu = 288.176 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 = 544.803 kN

≥ Vu (= 428.252 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	900	100	800	361.127	94.262	261

㉮ 철근비 검토

As = 1548.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0035) ≤ 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 = 619360.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 619360.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 21909880.0

= 450.838 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 619.360 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 619.360 = 9343.297 kN

Mb = Cc x 245.162 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2734.040 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 292.621 mm, e = Mu/Pu = 261.022 mm)

㉰ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 525.63 mm, a = k1 x c = 446.79 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 446789.551 = 10253.820 kN

∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 484.930 kN

Pn = 10253.820 + 599.057 - 484.930 = 10367.947 kN

Mn = Cc x 227.443 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2706.255 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=261.021) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉱ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 525.635 mm, a = k1 x c = 446.790 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-525.63) / 525.63 = 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} = 17470.305 kN ≥ Pn = 10367.947 kN

ΦPn = 0.78 x 10367.947 = 8121.558 kN ≥ Pu = 361.127 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.261 = 2119.906 kN.m ≥ Mu = 94.262 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 = 534.508 kN

≥ Vu (= 173.192 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	900	80	820	361.127	218.243	604.3

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1548.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0035) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 619360.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 619360.0 x 800.000) / 21909880.0

= 449.162 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 = 583.824 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 583.824 - 635.520 = 9545.994 kN

Mb = Cc x 241.738 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2759.567 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 289.081 mm, e = Mu/Pu = 604.339 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 136.73 mm, a = k1 x c = 116.22 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 116218.071 = 2667.205 kN

∑Csi = 214.020 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 2667.205 + 214.020 - 635.520 = 2245.704 kN

Mn = Cc x 391.053 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1357.185 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=604.347)| = 0.0079 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 136.727 mm, a = k1 x c = 116.218 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-136.73) / 136.73 = 0.01499

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} = 17470.305 kN ≥ Pn = 2245.704 kN

ΦPn = 0.85 x 2245.704 = 1908.849 kN ≥ Pu = 361.127 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.604 = 1153.592 kN.m ≥ Mu = 218.243 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 = 547.871 kN

≥ Vu (= 173.192 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	900	100	800	407.769	444.389	1089.8

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 1588.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 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 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2055680.0 x 100.000 + 635520.0 x 820.000) / 23346200.0

= 429.254 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 = 599.057 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 9363.600 + 599.057 - 2055.680 = 7906.977 kN

Mb = Cc x 266.746 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3408.625 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 431.091 mm, e = Mu/Pu = 1089.805 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 187.79 mm, a = k1 x c = 159.62 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 159618.187 = 3663.237 kN

∑Csi = 510.704 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3663.237 + 510.704 - 2055.680 = 2118.261 kN

Mn = Cc x 349.445 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2308.492 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1089.805) | = 0.0003 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 187.786 mm, a = k1 x c = 159.618 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-187.79) / 187.79 = 0.00978

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} = 18553.434 kN ≥ Pn = 2118.261 kN

ΦPn = 0.85 x 2118.261 = 1800.522 kN ≥ Pu = 407.769 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.090 = 1962.218 kN.m ≥ Mu = 444.389 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 800.00 = 536.431 kN

≥ Vu (= 275.701 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	900	80	820	407.769	405.491	994.4

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0075) ≤ 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 = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 635520.0 x 80.000 + 2055680.0 x 800.000) / 23346200.0

= 470.746 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 = 1937.735 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 9597.690 + 1937.735 - 635.520 = 10899.905 kN

Mb = Cc x 220.154 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2999.301 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 275.168 mm, e = Mu/Pu = 994.414 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 91.30 mm, a = k1 x c = 77.61 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 77606.314 = 1781.065 kN

∑Csi = 0.000 kN, ∑Tsi = 929.292 kN

Pn = 1781.065 + 0.000 - 929.292 = 851.773 kN

Mn = Cc x 431.943 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 847.019 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=994.419) | = 0.0059 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 91.302 mm, a = k1 x c = 77.606 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-91.30) / 91.30 = 0.02394

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} = 18553.434 kN ≥ Pn = 851.773 kN

ΦPn = 0.85 x 851.773 = 724.007 kN ≥ Pu = 407.769 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.994 = 719.962 kN.m ≥ Mu = 405.491 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 = 549.842 kN

≥ Vu (= 275.701 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 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

7) 상부슬래브 : 3경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

8) 상부슬래브 : 3경간(중앙부)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

9) 상부슬래브 : 3경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 1경간(좌측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

14) 하부슬래브 : 2경간(우측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

15) 하부슬래브 : 3경간(좌측)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

16) 하부슬래브 : 3경간(중앙부)_상면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

17) 하부슬래브 : 3경간(우측)_하면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

18) 좌측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

19) 좌측벽체 : 중앙부_외측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

20) 좌측벽체 : 하부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 상부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 중앙부_내측

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

23) 우측벽체 : 하부_내측

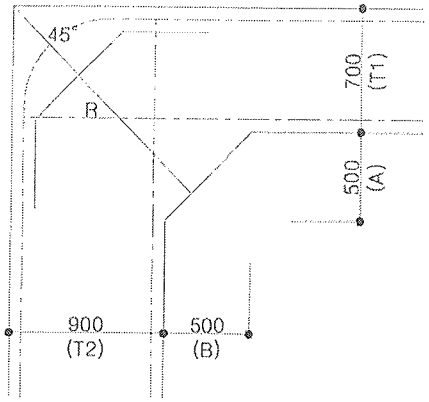
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ 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 900 x 1000 = 1350.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1350.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 598.296 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 598.296 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 598.30 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 1.357 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 598.30 \times 10^6}{1484.924 \times 180} = 4476.815 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 4476.815 mm² - 1548.400 mm²

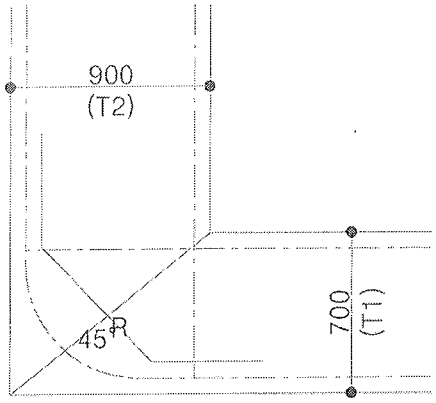
= 2928.415 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2928.415 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 692.920 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 692.920 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 692.92 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 2.665 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 692.92 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 6752.571 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6752.571 mm² - 2569.600 mm²

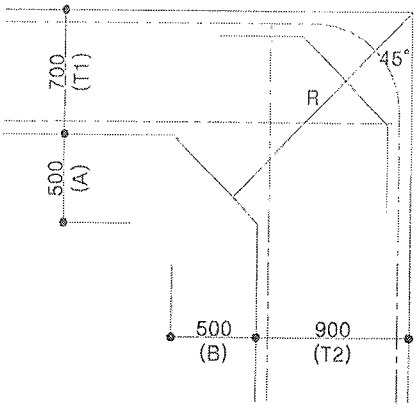
= 4182.971 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 4182.971 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 135.362 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 135.362 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1484.924 \text{ mm}$$

▣ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 135.36 \times 10^6}{1484.924^2 \times 1000} = 0.307 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0024974 + \sqrt{(2 \times 0.0175 + (0.0175)^2)} = 0.170$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.170 /3 = 0.943

fs = Mo / (As x d x j) = 100952309.000 / (1548.400 x 620.000 x 0.943)

= 111.487 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 111.487 x 1548.400 = 172626.897 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0019376 + \sqrt{(2 \times 0.0136 + (0.0136)^2)} = 0.152$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.152 /3 = 0.949

fs = Mo / (As x d x j) = 100952309.000 / (1588.800 x 820.000 x 0.949)

= 81.615 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 81.615 x 1588.800 = 129669.248 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

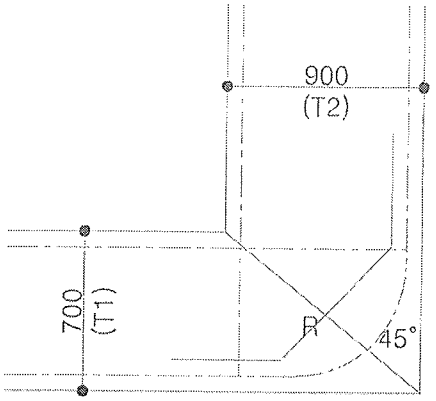
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(172626.897^2 + 129669.248^2)}$ / 180.0

As = 1199.462 ㎟

사용철근량 : H22 @ 500, 2EA = 1548.400 ㎟ ∴ O.K

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 274.847 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 274.847 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 274.85 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 1.057 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 274.85 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 2678.406 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 2678.406 mm² - 2569.600 mm²
= 108.806 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 108.806 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0032690 + √(2 x 0.0229 + (0.0229)²) = 0.192

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.192 /3 = 0.936

fs = Mo / (As x d x j) = 54252559.000 / (2026.800 x 620.000 x 0.936)

= 46.130 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 46.130 x 2026.800 = 93496.242 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1588.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0019376 + √(2 x 0.0136 + (0.0136)²) = 0.152

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.152 /3 = 0.949

fs = Mo / (As x d x j) = 54252559.000 / (1588.800 x 820.000 x 0.949)

= 43.860 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 43.860 x 1588.800 = 69685.266 N

- 보강철근량 산정

T = √(Th1² + Th2²) = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(93496.242² + 69685.266²) / 180.0

As = 647.826 ㎟

사용철근량 : H16 @ 500, 2EA = 794.400 ㎟ ∴ 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	1 경간	좌측 (상면)	1	717	H22 - 8.0EA	125	197.993	O.K	1.584
		좌측 (하면)	1	620	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	2	620	H22 - 8.0EA	125	185.196	O.K	1.482
		우측 (상면)	3	717	H22 - 8.0EA	125	132.650	O.K	1.061
		우측 (하면)	3	620	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
	2 경간	좌측	4	717	H22 - 8.0EA	125	136.245	O.K	1.090
		중앙부 (상면)	5	633	H22 - 8.0EA	125	278.636	O.K	2.229
		중앙부 (하면)	5	620	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
		우측 (상면)	6	717	H22 - 8.0EA	125	436.777	O.K	3.494
		우측 (하면)	6	620	H22 - 8.0EA	-	-	-	-
	3 경간	좌측 (상면)	7	717	H22 - 8.0EA	125	1122.307	O.K	8.978
		좌측 (하면)	7	620	H22 - 8.0EA	125	3741.955	O.K	29.936
		중앙부 (상면)	8	672	H22 - 8.0EA	125	1886.759	O.K	15.094
		중앙부 (하면)	8	620	H22 - 8.0EA	125	991.187	O.K	7.929
		우측 (상면)	9	717	H22 - 8.0EA	125	1747.830	O.K	13.983
		우측 (하면)	9	620	H22 - 8.0EA	125	1105.628	O.K	8.845

하부슬래브	1경간	좌측(상면)	10	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측(하면)	10	600	H29 - 8.0EA	125	145.356	O.K	1.163
		중앙부	11	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	190.798	O.K	1.526
		우측	12	600	H29 - 8.0EA	125	159.924	O.K	1.279
	2경간	좌측	13	600	H29 - 8.0EA	125	207.194	O.K	1.658
		우측(상면)	14	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	51516.293	O.K	412.130
		우측(하면)	14	600	H29 - 8.0EA	125	1125.513	O.K	9.004
	3경간	좌측(상면)	15	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		좌측(하면)	15	600	H29 - 8.0EA	125	1470.046	O.K	11.760
		중앙부(상면)	16	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	1322.230	O.K	10.578
		중앙부(하면)	16	600	H29 - 8.0EA	125	1031.569	O.K	8.253
		우측(상면)	17	620	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	2362.422	O.K	18.899
		우측(하면)	17	600	H29 - 8.0EA	125	648.120	O.K	5.185
좌측벽체	1층	상부	18	950	H22 - 8.0EA	125	139.946	O.K	1.120
		상부	18	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		중앙부	19	800	H22 - 8.0EA	125	146.175	O.K	1.169
		중앙부	19	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
		하부	20	800	H29 - 8.0EA	125	213.277	O.K	1.706
		하부	20	820	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	21	950	H22 - 8.0EA	125	1281.603	O.K	10.253
		상부	21	820	H16 - 8.0EA	125	1357.361	O.K	10.859
		중앙부	22	800	H22 - 4.0EA	250	1382.528	O.K	5.530
		중앙부	22	820	H16 - 8.0EA	125	615.147	O.K	4.921
		하부	23	800	H29 - 8.0EA	125	861.267	O.K	6.890
		하부	23	820	H16 - 8.0EA	125	2976.909	O.K	23.815

1) 상부슬래브 1경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 385.501 x 1000000 / [3096.800 x (716.665 - 155.921/3)]
= 187.280 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x3096.800)]
= 155.921 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 187.28) - 2.5 x 89.00 = 197.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.28) = 336.39 mm
Sa는 작은 값인 197.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 197.99 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 390.051 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 220.159 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 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 (210 / 220.16) - 2.5 x 69.00 = 185.20 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 220.16) = 286.16 mm
Sa는 작은 값인 185.20 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 185.20 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 456.429 x 1000000 / [3096.800 x (716.668 - 155.921/3)]
= 221.737 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x3096.800)]
= 155.921 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 221.74) - 2.5 x 89.00 = 132.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 221.74) = 284.12 mm
Sa는 작은 값인 132.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 132.65 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 451.855 x 1000000 / [3096.800 x (716.667 - 155.921/3)]
= 219.515 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x3096.800)]
= 155.921 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 219.52) - 2.5 x 89.00 = 136.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.52) = 287.00 mm
Sa는 작은 값인 136.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 136.25 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 284.613 x 1000000 / [3096.800 x (633.333 - 145.440/3)]
= 157.143 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x633.3/(7x3096.800)]
= 145.440 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.14) - 2.5 x 89.00 = 278.64 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.14) = 400.91 mm
Sa는 작은 값인 278.64 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 278.64 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 245.876 x 1000000 / [3096.800 x (716.667 - 155.921/3)]
= 119.449 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.7/(7x3096.800)]
= 155.921 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 119.45) - 2.5 x 89.00 = 436.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 119.45) = 527.42 mm
Sa는 작은 값인 436.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 436.78 mm) ∴ O.K

7) 상부슬래브 3경간(좌측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 115.544 x 1000000 / [3096.800 x (716.639 - 155.917/3)]
= 56.134 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.6/(7x3096.800)]
= 155.917 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 56.13) - 2.5 x 89.00 = 1180.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.13) = 1122.31 mm
Sa는 작은 값인 1122.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1122.31 mm) ∴ O.K

8) 상부슬래브 3경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 29.828 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 16.836 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 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 (210 / 16.84) - 2.5 x 69.00 = 4504.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 16.84) = 3741.96 mm
Sa는 작은 값인 3741.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3741.96 mm) ∴ O.K

9) 상부슬래브 3경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.322 x 1000000 / [3096.800 x (672.177 - 150.405/3)]
= 33.391 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x672.2/(7x3096.800)]
= 150.405 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 33.39) - 2.5 x 89.00 = 2135.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 33.39) = 1886.76 mm
Sa는 작은 값인 1886.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1886.76 mm) ∴ O.K

10) 상부슬래브 3경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 112.608 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 63.560 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 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 (210 / 63.56) - 2.5 x 69.00 = 1066.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 63.56) = 991.19 mm
Sa는 작은 값인 991.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 991.19 mm) ∴ O.K

11) 상부슬래브 3경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 74.189 x 1000000 / [3096.800 x (716.607 - 155.913/3)]
= 36.045 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x716.6/(7x3096.800)]
= 155.913 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 36.04) - 2.5 x 89.00 = 1962.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 36.04) = 1747.83 mm
Sa는 작은 값인 1747.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1747.83 mm) ∴ O.K

12) 상부슬래브 3경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 100.952 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 56.981 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 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 (210 / 56.98) - 2.5 x 69.00 = 1209.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.98) = 1105.63 mm
Sa는 작은 값인 1105.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1105.63 mm) ∴ O.K

13) 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 610.499 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 219.294 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 219.29) - 2.5 x 85.50 = 145.36 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.29) = 287.29 mm
Sa는 작은 값인 145.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 145.36 mm) ∴ O.K

14) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 445.585 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 219.025 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 219.02) - 2.5 x 67.50 = 190.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 219.02) = 287.64 mm
Sa는 작은 값인 190.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 190.80 mm) ∴ O.K

15) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 586.699 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 210.745 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 210.75) - 2.5 x 85.50 = 159.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.75) = 298.94 mm
Sa는 작은 값인 159.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 159.92 mm) ∴ O.K

16) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 520.815 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 187.079 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 187.08) - 2.5 x 85.50 = 207.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 187.08) = 336.76 mm
Sa는 작은 값인 207.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 207.19 mm) ∴ O.K

17) 하부슬래브 2경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2.488 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 1.223 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 1.22) - 2.5 x 67.50 = 64226.62 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 1.22) = 51516.29 mm

Sa는 작은 값인 51516.29 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 51516.29 mm) ∴ O.K

18) 하부슬래브 2경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 155.829 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 55.974 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 55.97) - 2.5 x 85.50 = 1193.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.97) = 1125.51 mm

Sa는 작은 값인 1125.51 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1125.51 mm) ∴ O.K

19) 하부슬래브 3경간(좌측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 119.307 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 42.856 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 42.86) - 2.5 x 85.50 = 1623.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 42.86) = 1470.05 mm
Sa는 작은 값인 1470.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1470.05 mm) ∴ O.K

20) 하부슬래브 3경간(중앙부)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 96.933 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 47.647 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 47.65) - 2.5 x 67.50 = 1484.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 47.65) = 1322.23 mm
Sa는 작은 값인 1322.23 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1322.23 mm) ∴ O.K

21) 하부슬래브 3경간(중앙부)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 170.020 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 61.072 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 61.07) - 2.5 x 85.50 = 1075.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 61.07) = 1031.57 mm
Sa는 작은 값인 1031.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1031.57 mm) ∴ O.K

22) 하부슬래브 3경간(우측)_상면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.253 x 1000000 / [3575.200 x (620.000 - 152.904/3)]
= 26.668 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3575.200)]
= 152.904 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 26.67) - 2.5 x 67.50 = 2784.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 26.67) = 2362.42 mm
Sa는 작은 값인 2362.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2362.42 mm) ∴ O.K

23) 하부슬래브 3경간(우측)_하면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.370 x 1000000 / [5139.200 x (600.000 - 174.889/3)]
= 91.371 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x5139.200)]
= 174.889 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 (210 / 91.37) - 2.5 x 85.50 = 648.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 91.37) = 689.50 mm
Sa는 작은 값인 648.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 648.12 mm) ∴ O.K

24) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 598.296 x 1000000 / [3096.800 x (950.000 - 182.424/3)]
= 217.274 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x3096.800)]
= 182.424 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 217.27) - 2.5 x 89.00 = 139.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.27) = 289.96 mm
Sa는 작은 값인 139.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 139.95 mm) ∴ O.K

25) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 492.626 x 1000000 / [3096.800 x (800.000 - 165.817/3)]
= 213.603 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x3096.800)]
= 165.817 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 213.60) - 2.5 x 89.00 = 146.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 213.60) = 294.94 mm

Sa는 작은 값인 146.18 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.18 mm) ∴ O.K

26) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 692.920 x 1000000 / [5139.200 x (800.000 - 206.622/3)]
= 184.415 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5139.200)]
= 206.622 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 (210 / 184.41) - 2.5 x 85.50 = 213.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.41) = 341.62 mm

Sa는 작은 값인 213.28 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 213.28 mm) ∴ O.K

27) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 135.362 x 1000000 / [3096.800 x (950.000 - 182.424/3)]
= 49.157 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x3096.800)]
= 182.424 mm

사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 49.16) - 2.5 x 89.00 = 1379.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 49.16) = 1281.60 mm
Sa는 작은 값인 1281.60 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1281.60 mm) ∴ O.K

28) 우측벽체 상부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 57.411 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 46.414 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 46.41) - 2.5 x 72.00 = 1516.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 46.41) = 1357.36 mm
Sa는 작은 값인 1357.36 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1357.36 mm) ∴ O.K

29) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 53.594 x 1000000 / [1548.400 x (800.000 - 121.296/3)]
= 45.569 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x1548.400)]
= 121.296 mm

사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 45.57) - 2.5 x 89.00 = 1505.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 45.57) = 1382.53 mm
Sa는 작은 값인 1382.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1382.53 mm) ∴ O.K

30) 우측벽체 중앙부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 122.504 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 99.038 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 99.04) - 2.5 x 72.00 = 615.15 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 99.04) = 636.12 mm
Sa는 작은 값인 615.15 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 615.15 mm) ∴ O.K

31) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 274.847 x 1000000 / [5139.200 x (800.000 - 206.622/3)]
= 73.148 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x5139.200)]
= 206.622 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 (210 / 73.15) - 2.5 x 85.50 = 862.83 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 73.15) = 861.27 mm
Sa는 작은 값인 861.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 861.27 mm) ∴ O.K

32) 우측벽체 하부_내측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 26.177 x 1000000 / [1588.800 x (820.000 - 124.389/3)]
= 21.163 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1588.800)]
= 124.389 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 21.16) - 2.5 x 72.00 = 3541.14 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 21.16) = 2976.91 mm
Sa는 작은 값인 2976.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2976.91 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 1.600 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.70 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 = 1.600 / 28

T = 0.057 m < 0.700 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

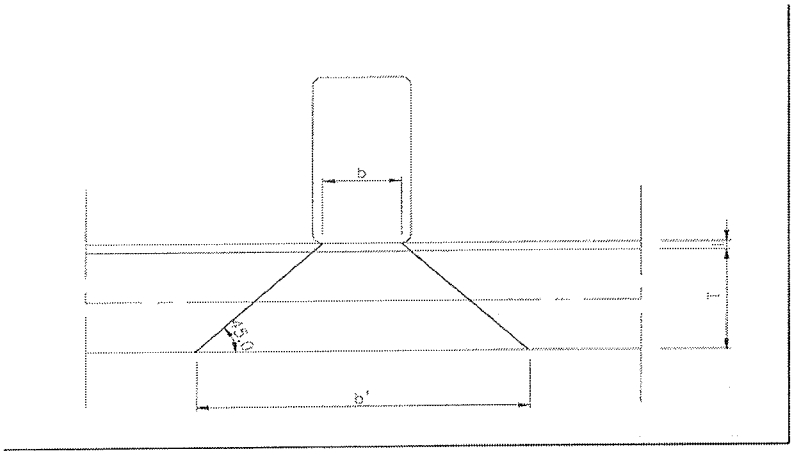
1) 고정하중

- 구체자중 = 766.650 / 14.100 = 54.372 kN/m²
- 상부연직하중 = 65.460 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

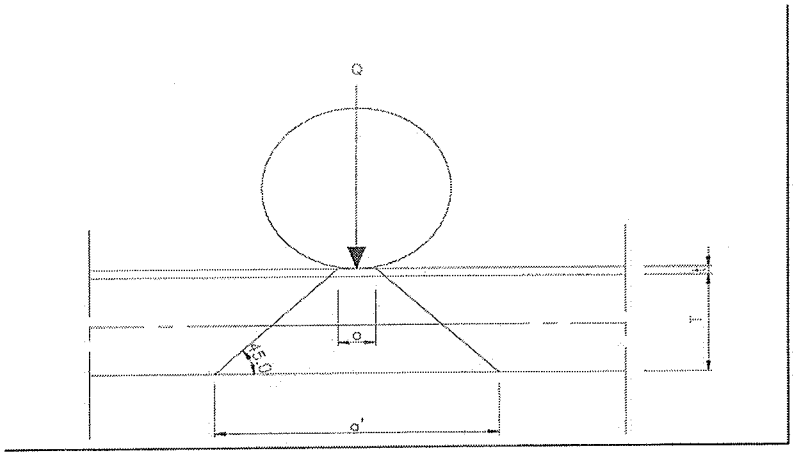
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중



t = 80 mm (암거내부 포장두께)
T = 700 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.080) × cot 45°
= 2.060 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.080) × cot 45°
= 1.760 m

Qz = 96.0 / (2.060 × 1.760)= 26.478 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 54.37 + 65.46 + 15.00 + 1.84 + 26.48

= 163.151 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 510.41 kN/m² ≥ Qmax = 163.151 kN/m² ..... O.K

20.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	14.100	×	0.700	×	25.000			=	246.750	kN/m
- 하부슬래브	:	14.100	×	0.700	×	25.000			=	246.750	kN/m
- 벽체	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	6.400	×	0.040	×	23.500			=	6.016	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	14.100	×	1.000	×	19.000			=	267.900	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	14.100	×	2.340	×	10.000			=	329.940	kN/m
- 수직수압	:	14.100	×	2.340	×	10.000			=	329.940	kN/m
							∴ Σ		=	1694.196	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

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 2.340 \times 19.000 + 2.340^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 26.147$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 26.147 = 29.605$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1694.196 + 29.605 = 1723.801$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 14.100 \times 7.980 \times 10.000$

$= 1125.180$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1723.801 / 1125.180$

$= 1.532 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -6.6 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	14.100	×	0.700	×	25.000			=	246.750	kN/m
- 하부슬래브	:	14.100	×	0.700	×	25.000			=	246.750	kN/m
- 벽체	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.900	×	2.120	×	25.000	×	2	=	95.400	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
	:	0.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	31.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	4	×	25.000			=	12.500	kN/m
- 포장	:	6.400	×	0.040	×	23.500			=	6.016	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	14.100	×	6.600	×	19.000			=	1768.140	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	14.100	×	-3.260	×	10.000			=	-459.660	kN/m
- 수직수압	:	14.100	×	-3.260	×	10.000			=	-459.660	kN/m
							∴ Σ		=	1615.236	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 6.600^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 150.618$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 6.600 \times -3.260 \times 19.000 + -3.260^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -129.452$ kN/m

∴ $\Sigma = 150.618 + -129.452 = 21.166$ kN/m

(3) 저항력

$R = 1615.236 + 21.166 = 1636.402$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 14.100 \times 2.380 \times 10.000$

$= 335.580$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 1636.402 / 335.580$

$= 4.876 > 1.20$ ∴ 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 대
대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{246.750}{14.100 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{373.950}{14.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.411 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.411 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{386.450}{14.100 \times 10.000 \times 1.100} = 2.492 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.492 m 이하유지

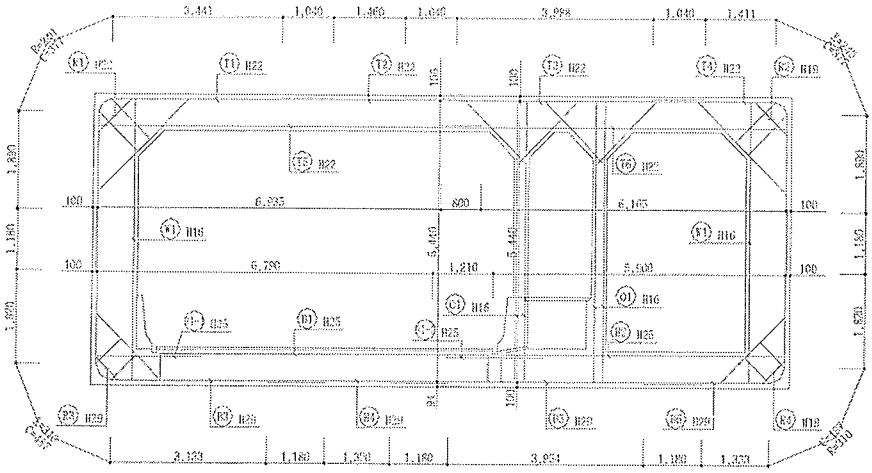
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{760.400}{14.100 \times 10.000 \times 1.100} = 4.903 \text{ m}$$

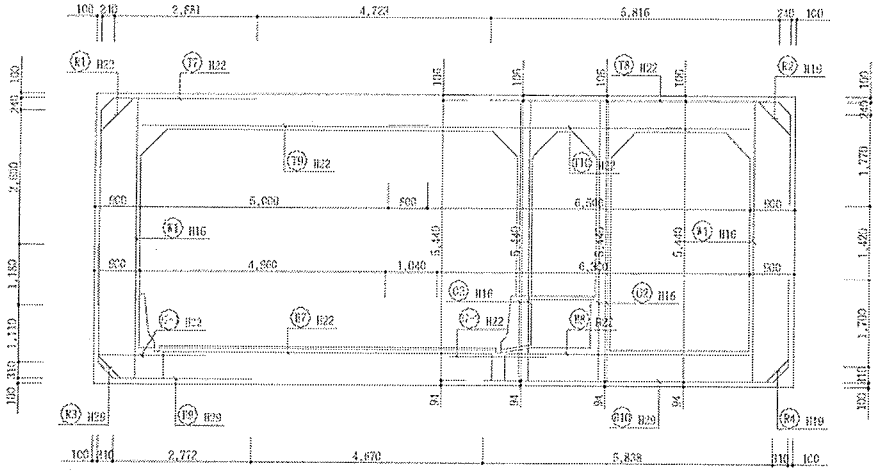
∴ 구조물 저면으로 부터 4.903 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



5.7 샤프트

▣ 해석결과요약

■ 단면 휨 설계

단면위치	깊이 H(mm)	사용철근량 (mm^2)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
(1) 슬래브 장지간 단부	500	H16@250 + H16@250	43.473	219.401	5.05	O.K
(2) 슬래브 장지간 중앙부	500	H16@250 + H16@250	34.157	224.803	6.58	O.K
(3) 슬래브 단지간 단부	500	H16@250 + H16@250	43.473	219.401	5.05	O.K

■ 사용성 검토

구 분	사용모멘트	사용철근량	필요간격	평균배근간격	비 고
(1) 슬래브 장지간 단부	27.171	H16@250 + H16@250	1442.014	125.000	O.K
(2) 슬래브 장지간 중앙부	21.348	H16@250 + H16@250	1879.044	125.000	O.K
(3) 슬래브 단지간 단부	27.171	H16@250 + H16@250	1442.014	125.000	O.K

■ 전단철근 검토

구 분	ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
	kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
(1) 슬래브 장지간 단부	272.8	57.6	1363.99	2.00	-	H13	300	-	O.K
(2) 슬래브 장지간 중앙부	279.3	0.0	1396.47	2.00	-	H13	300	-	O.K
(3) 슬래브 단지간 단부	272.8	32.8	-	2.00	-	H13	300	-	O.K

RAMP C 샤프트

1. 설계조건

형식 : 1연 BOX

나. 설 계 하 중

1) 사 하 중
① 콘크리트자중 : 25.00 kN/m³
② 노면포장하중 : 23.00 kN/m³
③ 지 하 수 : 10.00 kN/m³

2) 활 하 중 :
① 노 면 활하중 : DB-24

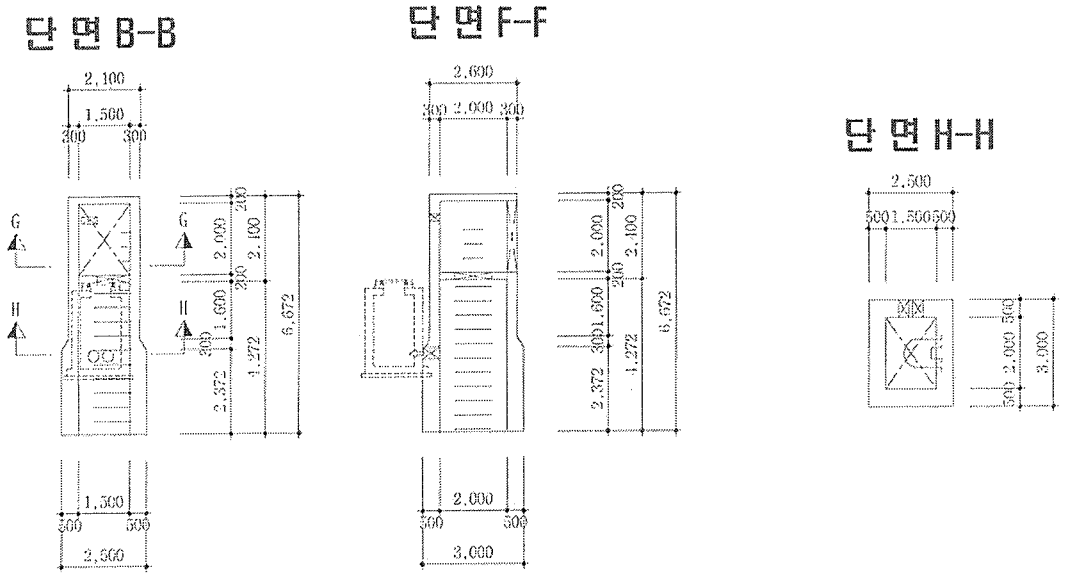
3) 토 사
① 흙의 습윤 단위중량 : γt = 19.0 kN/m³
② 흙의 수중 단위중량 : γsub = 10.0 kN/m³
③ 흙의 포화 단위중량 : γsat = 19.0 kN/m³
④ 흙의 내부 마찰각 : Φ = 30°
⑤ 흙의 정지 토압계수 : Ko = 1-SINΦ 0.500

다. 사용재료
1) 콘크리트
① fck = 27 MPa
② E = 26,702 MPa
③ G = 1.00E+04 MPa
④ U = 0.18 (Poisson's ratio)

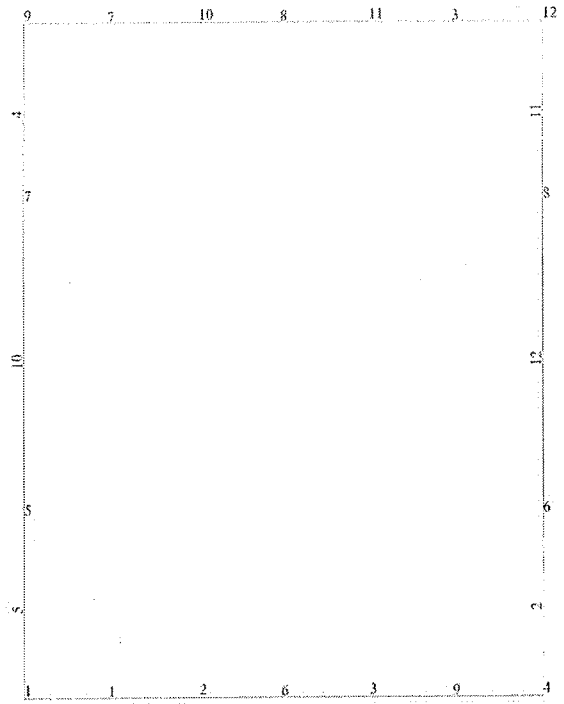
2) 철 근
① 항 복 응 력 fy = 400 MPa
② 탄 성 계 수 Es = 2.00E+05 MPa

라. 적용토피 : 4.170 m
마. 적용지하수위 : G.L에서 - 1.000 m

2. 단면가정



3. Modeling



o INPUT DATA

1) 절점좌표 (단위 : m)

절점 번호	X	Z	절점 번호	X	Z	절점 번호	X	Z	절점 번호	X	Z
1	0.000	0.000	4	2.000	0.000	7	0.000	1.830	10	0.670	2.500
2	0.670	0.000	5	0.000	0.670	8	2.000	1.830	11	1.330	2.500
3	1.330	0.000	6	2.000	0.670	9	0.000	2.500	12	2.000	2.500

2) 부 재 종 류 (단위 : m)

※부재 접합부의 강역 : 미고려 헌치부의 두께 : 미고려

부재번호	B	H	단면2차모멘트	해당부재	비 고
1	1.000	0.500	0.010417	1 ~ 12	

4. 하중산정

4.1 활하중

적용토피= 4.170 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

- 노면활하중 = 15.000 kN/m^2

(1) 정지토압계수

되메움토 : $K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

(2) 활하중에 의한 횡토압

되메움토 : L_h = 15.000 × (1 - sin ϕ) = 7.500 kN/m^2

4.2 토 압

4.2.1 측면방향 토압

(1) 지하수가 없을경우 ———— CASE 2

Wh_1 = (0.500 × 23.00 + 3.670 × 19.00) × 0.500 = 40.615 kN/m²

(2) 지하수가 있을경우 -------- CASE 3

Wh_1 = (0.500 × 23.00 + 0.500 × 19.00 + 3.170 × 10.00) × 0.500

= 26.350 kN/m²

4.3 수 압

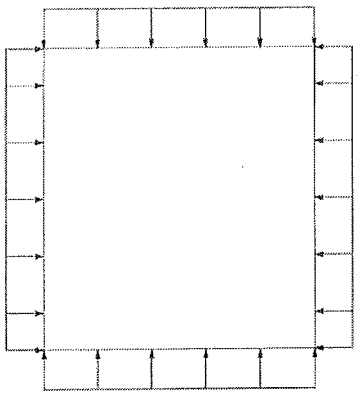
4.3.1 수평수압 ———— CASE 4

- 수압 : (4.170 - 1.00) × 10.00 = 31.700 kN/m²

5. 하중 재하도

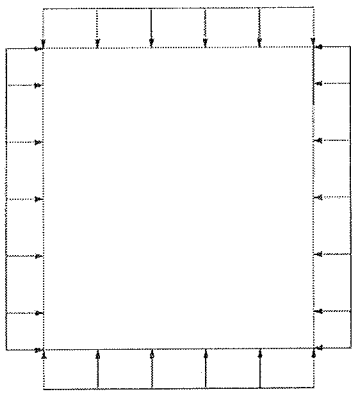
1) CASE 01 : 활하중에 의한 측압

7.500 kN/m²



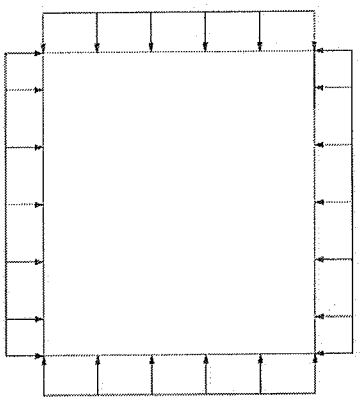
2) CASE 02 : 측면토압 (지하수가 없을때)

40.615 kN/m²



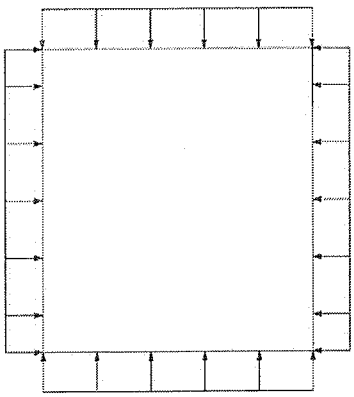
3) CASE 03 : 측면토압 (지하수가 있을때)

26.350 kN/m²



4) CASE 4 : 수압

31.700 kN/m²

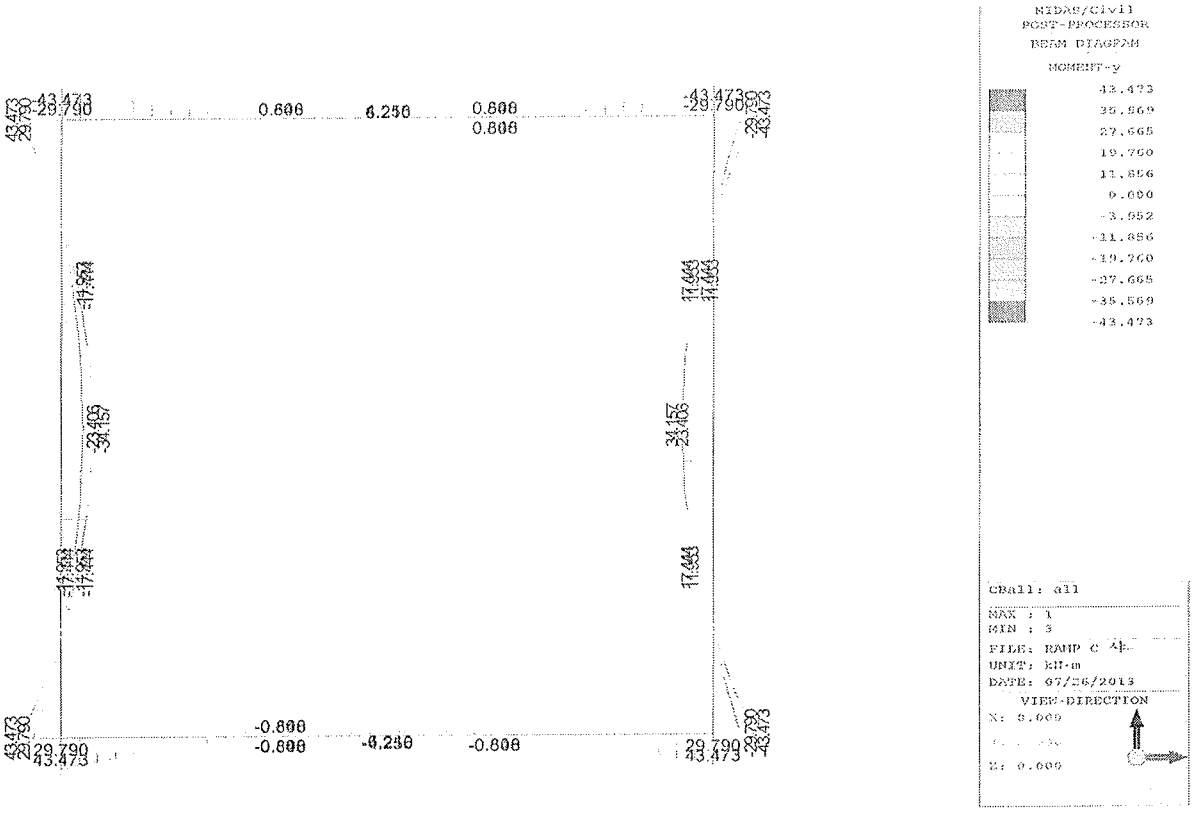


6. 하중계수 및 하중조합

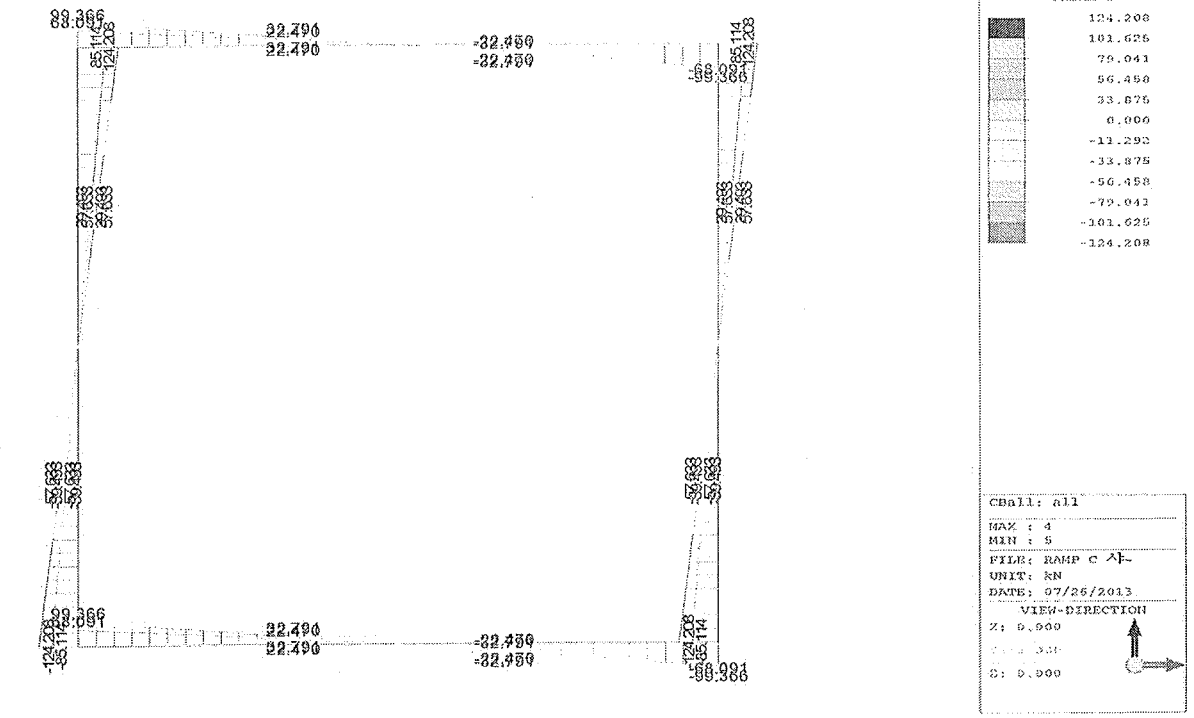
구분	하중 조합	활하중에 의한 측압	토압		수압
			지하수무	지하수유	
		LC1	LC2	LC3	LC4
계수하중	COMB1	1.60	1.60		
	COMB2	1.60		1.60	1.60
사용하중	COMB3	1.00	1.00		
	COMB3	1.00		1.00	1.00

7. 해석 결과

가. 고한하얘

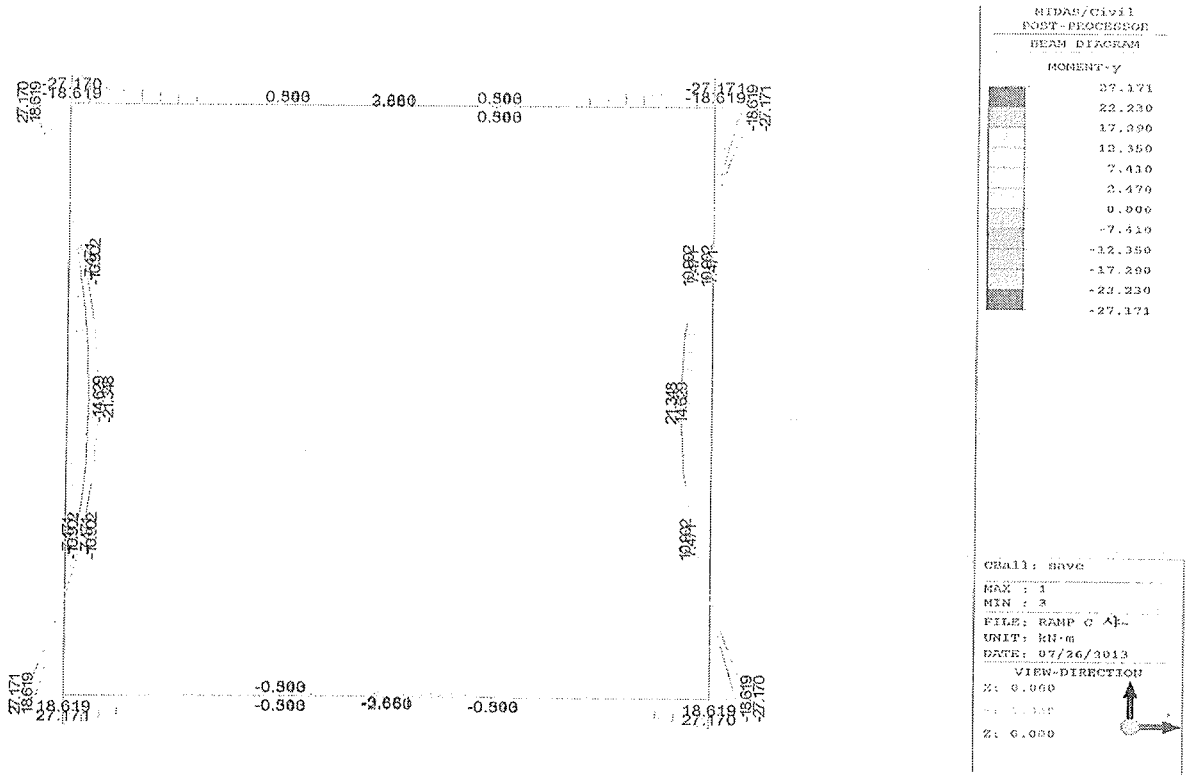


BMD (KN.m)



SFD (KN)

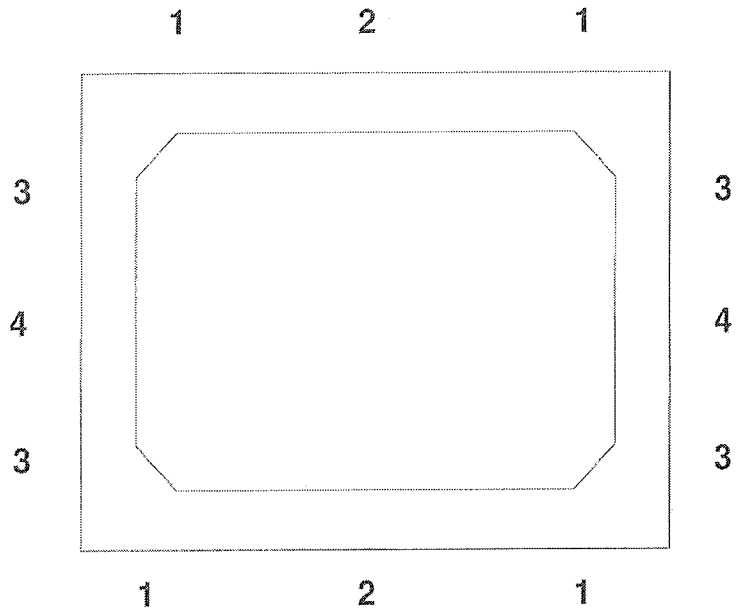
나. 사용하중


MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
MOMENT-y
27.171
22.230
17.290
12.350
7.410
2.470
0.000
-7.410
-12.350
-17.290
-22.230
-27.171
0.500
2.660
0.500
0.500
-0.500
-2.660
-0.500
-0.500
-27.170
-18.619
-7.402
-14.838
-21.338
-27.171
-18.619

8. 단면 검토 (사용성, 배력철근량 검토 포함)

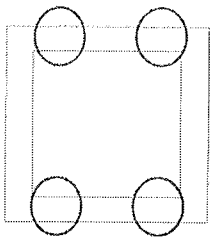
※부재 접합부의 강역 : 미고려, 헌치부의 두께 : 에 의한 모멘트값 적용 단위m당 (단위 : kN, m)

구 분	극한강도설계법			허용응력설계법
	축력	전단력	모멘트	모멘트
(1) 슬래브 장지간 단부		57.633	43.473	27.171
(2) 슬래브 장지간 중앙부			34.157	21.348
(3) 슬래브 단지간 단부		32.791	43.473	27.171
(4) 슬래브 단지간 중앙부			6.210	3.881



(1) 슬래브 장지간 단부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	43.47	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	57.63	kN
단면높이	= 500.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 80.0	mm	φs =	0.75	


< KEY MAP >

$c = As \cdot fy/(\alpha \cdot fck \cdot b)$ = (1588.8X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 32.6 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(420/32.6-1) = 0.0357

∴ $\varepsilon t \geq 0.005$ 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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 306.38 ㎟ [p = 0.00073]

(4/3)필요량 = 306.38 X 4 / 3 = 408.51 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 420 = 1470.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 420 = 8778.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 250 + H 16 @ 250 = 1588.8 ㎟ [4 + 4 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1588.80 ㎟ [p = 0.00378]

철근량검토 : 408.51 < 1588.80 < 8778.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 219.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 219.401 / 43.473 = 5.05 : O.K

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 272.798 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 1363.990 kN

$\therefore$ 57.633 < 272.798 / 2 = 136.399 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [$\because n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$]
$= -7 \times 0.00378 + \sqrt{[\,2 \times 0.0265 + 0.0265^2\,]} = 0.205$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.21 / 3 = 0.932$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 43.689 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm (여기서, d_b = 16)
$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc$ = 1622 mm
$s_2 = 300 (210 / fst)$ = 1442 mm
> s = 125.0 mm $\therefore$ O.K

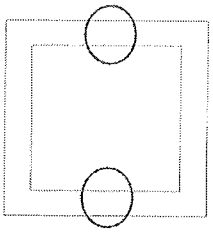
라. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

필요철근량 = 500 X 1000 X 0.002 = 1000.00 ㎟
사용철근량 = H 13 - 10 개
= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ :O.K

(2) 슬래브 장지간 중앙부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	70.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	34.16	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	0.00	kN
단면높이	= 500.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 70.0	mm	φs =	0.75	



< KEY MAP >

c = As · fy/(α · fck · b) = (1588.8X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 32.6 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(430/32.6-1) = 0.0366

∴ 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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 234.75 ㎟ [p = 0.00055]

(4/3)필요량 = 234.75 X 4 / 3 = 313 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 430 = 1505.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 430 = 8987.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 250 + H 16 @ 250 = 1588.8 ㎟ [4 + 4 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1588.80 ㎟ [p = 0.00369]

철근량검토 : 313.00 < 1588.80 < 8987.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 224.803 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 224.803 / 34.157 = 6.58 : O.K

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = φ · 1/6 · √fck · B · D = 279.293 kN

단면의 극한 전단력 = φ · (1/6+2/3) · √fck · B · D = 1396.466 kN

∴ 0 < 279.293 / 2 = 139.647 : 전단철근 불필요

나. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$]

$= -7 \times 0.00369 + \sqrt{[\,2 \times 0.0259 + 0.0259^2\,]} = 0.203$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2 / 3 = 0.932$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 33.528$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 70 - 15.9 / 2 = 62$ mm (여기서, $d_b = 16$)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 2194$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 1879$ mm

> s = 125.0 mm ∴ O.K

다. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

필요철근량 = 500 X 1000 X 0.002 = 1000.00 ㎟

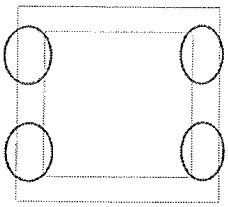
사용철근량 = H 13 - 10 개

= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ :O.K

(3) 슬래브 단지간 단부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	43.47	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	32.79	kN
단면높이	= 500.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 80.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1588.8X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 32.6 mm



< KEY MAP >

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산
εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(420/32.6-1) = 0.0357
∴ 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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[\,(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 306.38 ㎟ [p = 0.00073]

(4/3)필요량 = 306.38 X 4 / 3 = 408.51 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 420 = 1470.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 420 = 8778.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 250 + H 16 @ 250 = 1588.8 ㎟ [4 + 4 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1588.80 ㎟ [p = 0.00378]

철근량검토 : 408.51 < 1588.80 < 8778.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})\,] = 219.401 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 219.401 / 43.473 = 5.05 : O.K

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 272.798 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 1363.990 kN

∴ 32.791 < 272.798 / 2 = 136.399 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00378 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0265 + 0.0265^2\ ]} = 0.205$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.21 / 3 = 0.932$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 43.689 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm (여기서, d_b = 16)
$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc$ = 1622 mm
$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ )$ = 1442 mm
> s = 125.0 mm ∴ O.K

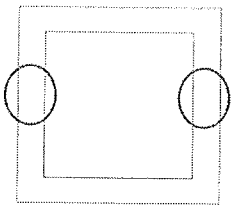
라. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

필요철근량 = 500 X 1000 X 0.002 = 1000.00 ㎟
사용철근량 = H 13 - 10 개
= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ :O.K

(4) 슬래브 단지간 중앙부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	70.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	6.21	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	0.00	kN
단면높이	= 500.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 70.0	mm	φs =	0.75	



< KEY MAP >

$c = As \cdot fy/(\alpha \cdot fck \cdot b) =$ (794.4X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 16.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$\varepsilon t = \varepsilon c(d/c-1)$ 에서

$= 0.003 \cdot (d/c-1) = 0.003X(430/16.3-1) = 0.0761$

∴ $\varepsilon t \geq 0.005$ 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

$\beta_1 = 0.85$

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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 42.51 ㎟ [p = 0.00010]

(4/3)필요량 = 42.51 X 4 / 3 = 56.68 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 430 = 1505.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 430 = 8987.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 500 + H 16 @ 500 = 794.4 ㎟ [2 + 2 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 794.40 ㎟ [p = 0.00185]

철근량검토 : 56.68 < 794.40 < 8987.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 114.271 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 114.271 / 6.21 = 18.4 : O.K

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D =$ 279.293 kN

단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D =$ 1396.466 kN

∴ 0 < 279.293 / 2 = 139.647 : 전단철근 불필요

나. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$]

$= -7 \times 0.00185 + \sqrt{[\,2 \times 0.0129 + 0.0129^2\,]} = 0.148$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.15 / 3 = 0.951$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 11.947$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 70 - 15.9 / 2 = 62$ mm (여기서, $d_b = 16$)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 6437$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 5273$ mm

> s = 250.0 mm ∴ O.K

다. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

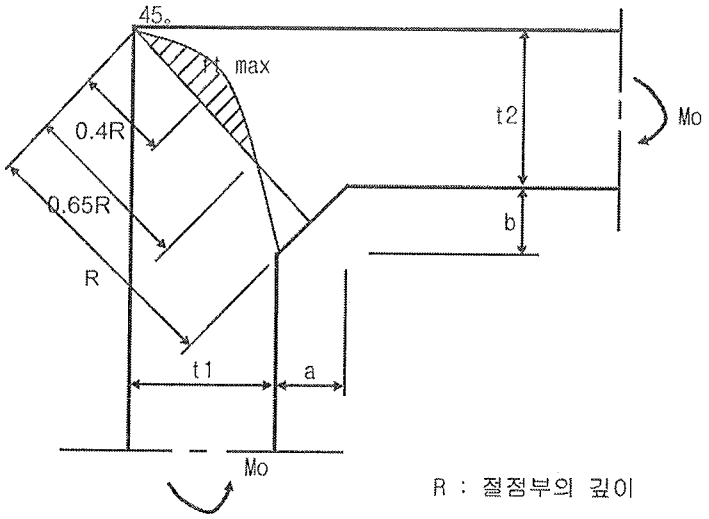
필요철근량 = 500 X 1000 X 0.002 = 1000.00 ㎟

사용철근량 = H 13 - 10 개

= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ :O.K

9. 우 각 부 보 강

1) 단부



a = 0 mm

b = 0 mm

t1 = 500 mm

t2 = 500 mm

R : 절점부의 깊이

M_0 = 27.171 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck}$ = 0.675 MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2$ = 707.11 mm

0.65 R = 459.62 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

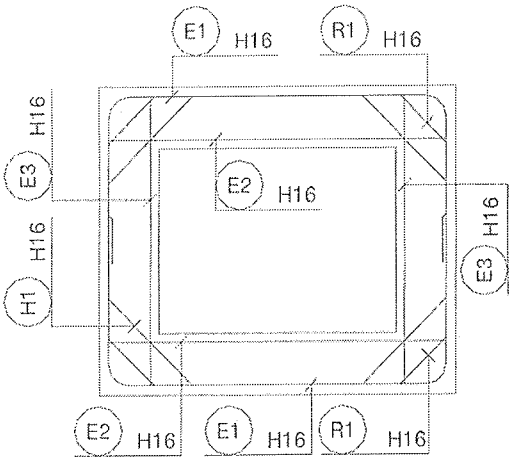
$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 27.171 \times 1000 \times 10^3}{707.11^2 \times 459.62}$$

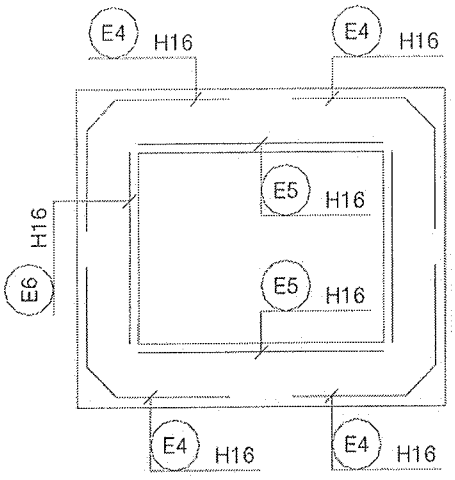
= 0.591 MPa < τc 이므로 우각부 보강 필요없음.

10. 철 근 조 립 도

① C.T.C 250



② C.T.C 250



5.8 자립식 옹벽

목 차

1. 설계조건

2. 단면가정

3. 설계현황 및 단면력 정리

4. 벽체파일 검토

5. 전산 DATA

1. 설계조건

1.1 일반사항

1) 구조형식 : 자립식 옹벽구조
2) 구조물높이 : H = 0.55~3.95m (굴착깊이기준)
3) 지하수위 : 포장면 이하에 존재 (GL -1.0m)

1.2 사용재료

1) 합성형 벽체파일

가) 콘크리트

- 설계강도 : f_{ck} = 80 MPa
- 탄성계수 : $E_c = 8500\sqrt[3]{f_{cu}} = 8500\sqrt[3]{88} = 37,800$ MPa
- Posson's Ratio : 0.167
- 선팽창계수 : 1.0×10^{-5}/ ℃

나) PC강봉

- 탄성계수 : Ep = 2.00×10^5 MPa

다) 응 력

- 허용휨인장응력 : $f_{ta} = 0.5\sqrt{f_{ck}} = 4.47$ MPa
- 허용전단응력 : τ_a = 1.2 MPa
- 허용휨압축응력 : $f_{ca} = 0.4 f_{ck} = 32.0$ MPa

라) 단면종류

벽체파일 단면			유효프리스트레스 (MPa)
유효폭	두께	종류	
D=500mm	t=90mm	B종	8
		C종	10
D=600mm	t=100mm	B종	8
		C종	10

1.3 단위중량

재 료	단위중량(kN/m^3)	재 료	단위중량(kN/m^3)
철근 콘크리트	25.0	자갈, 모래	19.0
무근 콘크리트	23.5	포 장	23.0
모르타르	21.5	물	10.0

1.4 설계법

- 허용응력 설계법 : 벽체파일 검토

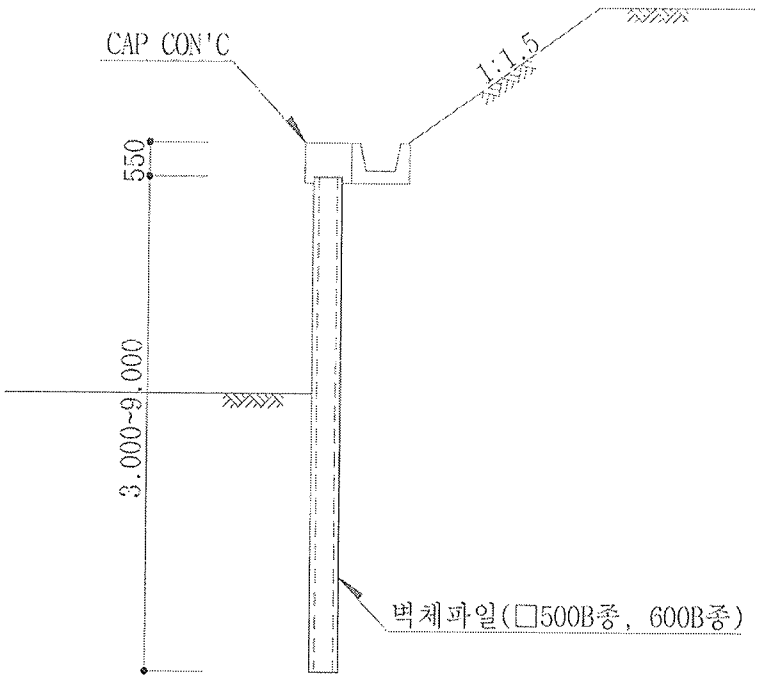
1.5 참고 문헌

- 콘크리트 구조설계기준 해설(건설교통부,2007)
- 도로교 설계기준 (건설교통부,2005)

2. 단면가정

2.1 일반도

단 면 도



2.2 설계개요

본 구조물은 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다.
따라서 가시설 프로그램인 SUNEX를 이용하여 구조해석을 수행 하였다.

2.3 단면특성

No	B(m)	H(m)	A(m^2)	I(m^4)	부 재
2	0.500	0.500	0.338	0.010393	벽체파일(500B)
5	0.600	0.600	0.388	0.017168	벽체파일(600B)

2.4 지반조건

주) 토질실험에 의한 값이 아님. - 토질 주상도 참조 -

구 분	습윤단위질량 γt(kN/m³)	수중단위질량 γsub(kN/m³)	점착력 C(kN/m²)	내부마찰각 φ(°)	횡방향 지반 반력계수 Ks(kN/m³)
매 립 층	18.00	9.0	20	26	23,000
퇴적층1	17.00	8.0	20	15	23,000
퇴적층2	18.00	9.0	0	28	23,000
퇴적층3	20.00	11.0	0	35	23,000
풍화토	20.00	11.0	21	29	27,000

3. 단면력 정리

1) 근입장검토

검토부재	검토위치	굴착깊이 m	근입장 m	주동모멘트 kN.m	수동모멘트 kN.m	근입안전율	허용안전율	비고
벽체파일	A-A단면	H=3.4m	H=5.60m	794.15	1325.66	1.67	1.30	O.K
	B-B단면	H=2.9m	H=4.10m	297.29	1019.01	3.43	1.30	O.K
	C-C단면	H=2.4m	H=2.65m	83.69	308.20	3.68	1.30	O.K
	D-D단면	H=2.m	H=2.03m	31.00	176.97	5.71	1.30	O.K
	E-E단면	H=1.4m	H=1.58m	6.50	120.87	18.60	1.30	O.K

* 전산 OUTPUT 참조

2) 단면력정리

(단위 : 휨모멘트(kN·m), 전단력(kN),변위(mm)

검토부재	검토위치	벽체높이 (굴착면기준)	벽체파일 총높이	적용단면	사용하중			변위
					휨모멘트	전단력	축력	
벽체파일	A-A단면	H=3.4m	H=9.0m	600B	144.500	65.730	26.935	12.70
	B-B단면	H=2.9m	H=7.0m	500B	62.940	50.710	24.958	8.40
	C-C단면	H=2.4m	H=5.0m	500B	27.280	34.190	23.170	8.90
	D-D단면	H=2.m	H=4.0m	500B	13.640	24.250	17.921	8.90
	E-E단면	H=1.4m	H=3.0m	500B	4.510	7.220	9.910	4.00

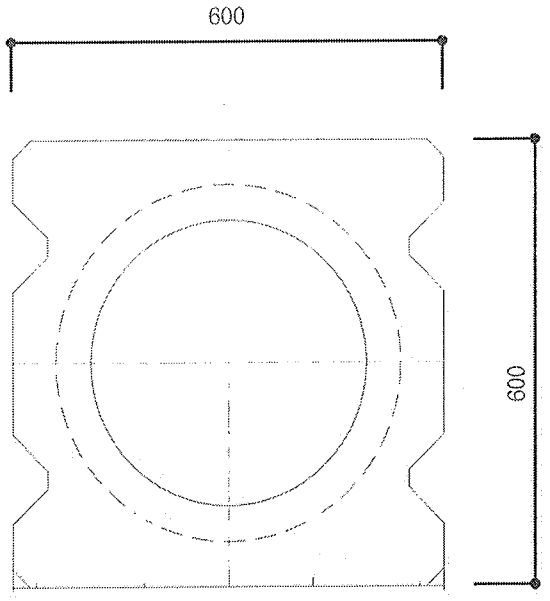
* 전산 OUTPUT 참조

4. 벽체파일 검토

4.1 벽체파일 단면제원 산정

1) 합성형벽체파일 (600B)

구 분	단 위	입 력 DATA
Ec1 : 콘크리트의 탄성계수 (80 MPa)	MPa	37800
Eps : PC강봉의 탄성계수	MPa	200000
Ect : 강재 탄성계수	MPa	210000
Ec2 : 콘크리트의 탄성계수 (27 MPa)	MPa	27800
Nps : 탄성계수비(Eps/Ec1)		5.291
Nct : 탄성계수비(Ect/Ec1)		5.556
Nc2 : 탄성계수비(Ec2/Ec1)		0.735



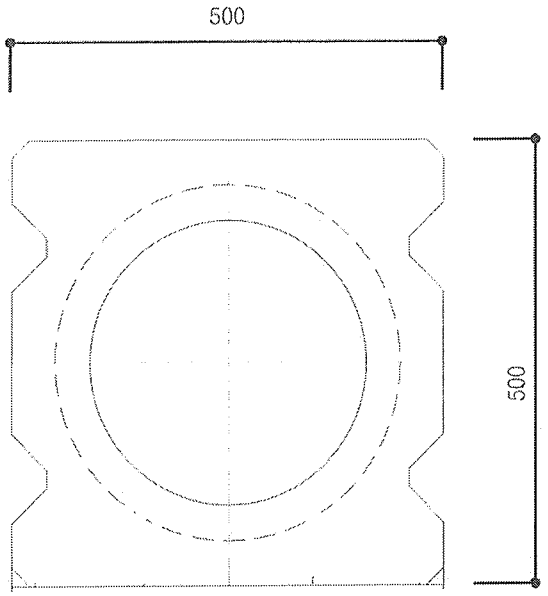
단 면	B(mm)	H(mm)	A(mm^2)	Y(mm)	AY(mm^3)	$A*Y^2$(mm^4)	io(mm^4)
1.콘크리트(벽체파일)							
1 - 전체	600	600	360000.0	0.0	-	-	10,800,000,000
2.콘크리트(벽체파일80MPa콘크리트제외부분)							
1 - 내공(원)	400		125600.0	0.0	-	-	1,256,000,000
4 - 사다리꼴(사각)	20	40	3200.0	0.0	-	-	426,667
4 사다리꼴(삼각)	40	40	3200.0	0.0	-	-	284,444
4 사다리꼴(삼각)	40	40	3200.0	0.0	-	-	284,444
4 - 모따기	20	20	800.0	0.0	-	-	17,778
24 - 강봉	11.0		2279.6	0.0	-	-	17,240
단면 합계			138279.6		-	-	1,257,030,573
3.PC강봉							
24 - PC강봉	11.0		2279.6	0.0	-	-	17,240
x Nps			12061.6		-	-	91,216
1-2+3			233781.9		-	-	9,543,060,643

합성형벽체파일 단면계수

- H/2에서 도심까지의 거리(Y) :	$Yh = \Sigma A \cdot Y / \Sigma A =$	0.000	mm
- 인장면에서 도심까지의 거리(Yt) :	$Yt = H/2 + Yh =$	300.000	mm
- 압축면에서 도심까지의 거리(Yc) :	$Yc = H/2 - Yh =$	300.000	mm
- H/2에 대한 단면 2차 모멘트(Ih) :	$Ih = \Sigma Io + \Sigma A \cdot Y^2 =$	9,543,060,643	mm^4
- 도심축에 대한 단면 2차 모멘트(Ic) :	$Ic = \Sigma Io - \Sigma A \cdot Yh^2 =$	9,543,060,643	mm^4
- 단면 계수 : 인장측	$Zt = Ic/Yt =$	31,810,202	mm^3
압축측	$Zc = Ic/Yc =$	31,810,202	mm^3

2) 합성형벽체파일 (500B)

구 분	단 위	입 력 DATA
Ec1 : 콘크리트의 탄성계수 (80 MPa)	MPa	37800
Eps : PC강봉의 탄성계수	MPa	200000
Ect : 강재 탄성계수	MPa	210000
Ec2 : 콘크리트의 탄성계수 (27 MPa)	MPa	27800
Nps : 탄성계수비(Eps/Ec1)		5.291
Nct : 탄성계수비(Ect/Ec1)		5.556
Nc2 : 탄성계수비(Ec2/Ec1)		0.735



단 면	B(mm)	H(mm)	A(mm^2)	Y(mm)	AY(mm^3)	A*Y^2(mm^4)	io(mm^4)
1.콘크리트(벽체파일)							
1 - 전체	500	500	250000.0	0.0	-	-	5,208,333,333
2.콘크리트(벽체파일80MPa콘크리트제외부분)							
1 - 내공(원)	320		80384.0	0.0	-	-	514,457,600
4 - 사다리꼴(사각)	20	40	3200.0	0.0	-	-	426,667
4 사다리꼴(삼각)	40	40	3200.0	0.0	-	-	284,444
4 사다리꼴(삼각)	40	40	3200.0	0.0	-	-	284,444
4 - 모따기	20	20	800.0	0.0	-	-	17,778
16 - 강봉	11.0		1519.8	0.0	-	-	11,493
단면 합계			92303.8		-	-	515,482,427
3.PC강봉							
16 - PC강봉	11.0		1519.8	0.0	-	-	11,493
x Nps			8041.1		-	-	60,811
1-2+3			165737.3		-	-	4,692,911,717

합성형벽체파일 단면계수

- H/2에서 도심까지의 거리(Y) :	$Yh = \Sigma A \cdot Y / \Sigma A =$	0.000	mm
- 인장면에서 도심까지의 거리(Yt) :	$Yt = H/2 + Yh =$	250.000	mm
- 압축면에서 도심까지의 거리(Yc) :	$Yc = H/2 - Yh =$	250.000	mm
- H/2에 대한 단면 2차 모멘트(Ih) :	$Ih = \Sigma Io + \Sigma A \cdot Y^2 =$	4,692,911,717	mm^4
- 도심축에 대한 단면 2차 모멘트(Ic) :	$Ic = \Sigma Io - \Sigma A \cdot Yh^2 =$	4,692,911,717	mm^4
- 단면 계수 : 인장측	$Zt = Ic/Yt =$	18,771,647	mm^3
압축측	$Zc = Ic/Yc =$	18,771,647	mm^3

4.2 벽체파일 제원

벽체파일 단면			C.T형강	Ac(mm^2)	Ae(mm^2)	Ie(mm^4)	Ze(mm^3)	
유효폭	두께	종류					압축측	인장측
D=500mm	t=90mm	B종	-	144,600	169,000	4,692,911,717	18,771,647	18,771,647
		C종			171,900	5,258,080,000	22,801,000	19,470,000
D=600mm	t=100mm	B종	-	204,300	232,600	9,543,060,643	31,810,202	31,810,202
		C종			234,500	10,361,380,000	36,796,000	32,767,000

벽체파일 단면			유효프리스트레스 (MPa)	휨에의한 응력(MPa)		전단응력 (MPa)
유효폭	두께	종류		압축측	인장측	
D=500mm	t=90mm	B종	8	36	-4.47	1.2
D=600mm	t=100mm	B종	8	36	-4.47	1.2
		C종	10	36	-4.47	1.2

4.3 작용 단면력

- 사용하중

검토위치	구 분	모멘트 (kN.m)	전단력 (kN)	축력 (kN)	모멘트 (kN.m/ea)	전단력 (kN/ea)	축력 (kN/ea)	단면검토용 부재간격 (m)	적용단면
	벽체높이	max	max	min	max	max	min		
A-A단면	9.0	144.50	65.73	26.94	144.50	65.73	26.94	0.6	600B
B-B단면	7.0	62.94	50.71	24.96	62.94	50.71	24.96	0.5	500B
C-C단면	5.0	27.28	34.19	23.17	27.28	34.19	23.17	0.5	500B
D-D단면	4.0	13.64	24.25	17.92	13.64	24.25	17.92	0.5	500B
E-E단면	3.0	4.51	7.22	9.91	4.51	7.22	9.91	0.5	500B

4.4 허용응력 검토

1) 휨응력 검토

- 벽체파일 압축측 = fce + M/Z + P/A
- 벽체파일 인장측 = fce - M/Z + P/A

2) 전단응력 검토

- 전단응력(τ) = Smax / Ae

3) 허용응력 산정

- 콘크리트의 허용휨압축응력 (fa) = 0.40fck = 32.00 MPa
- 콘크리트의 허용휨인장응력 (fa) = $0.5\sqrt{fck}$ = -4.47 MPa
- 콘크리트의 허용전단응력 (τa) = 1.2 MPa
- 프리스트레스(fce) : B종 - 8 Mpa, C종 - 10 Mpa

4) 응력 검토

(MPa)

검토위치	구 분	휨압축응력		휨인장응력		전단응력		변위(mm)		비 고
	벽체높이	작용응력	허용응력	작용응력	허용응력	작용응력	허용응력	발생변위	허용	
A-A단면	9.0	12.66	32.00	3.57	-4.47	0.28	1.20	-12.70	34.00	O.K
B-B단면	7.0	11.50	32.00	4.79	-4.47	0.30	1.20	-8.40	28.50	O.K
C-C단면	5.0	9.59	32.00	6.68	-4.47	0.20	1.20	-8.90	23.50	O.K
D-D단면	4.0	8.83	32.00	7.38	-4.47	0.14	1.20	-8.90	19.75	O.K
E-E단면	3.0	8.30	32.00	7.82	-4.47	0.04	1.20	-4.00	14.25	O.K

- 변위허용값은 굴착깊이의 1/100 이내,부재폭의 50%중 작은값으로 정의하였음.

5.9 공동구 받침

공동구 받침

1. 설 계 기 준

1.1 구조물 형식 : 철근콘크리트 (R.C) 구조

1.2 설 계 방 법 : 강도설계법

1.3 적용 프로그램 : Midas Civil 2012

1.4 재 료 특 성

구 분	항복강도	탄성계수	포아슨 비	선팽창계수
콘크리트	f_{ck} = 24 MPa	E_c = 25811 MPa	0.180	1.0×10^{-5}/ ℃
철근	f_y = 300 MPa	E_s = 200000 MPa	-	1.0×10^{-5}/ ℃

1.5 하 중 조 건

① 고 정 하 중

- 재료의 단위중량 (단위:kN/㎥)

재 료 명	단위중량	재 료 명	단위중량	재 료 명	단위중량	비 고
철근콘크리트	25.00	흙(보통)	19.00	강재	78.50	
무근콘크리트	23.50	흙(수중)	10.00	아스팔트포장	23.00	
자갈,모래	19.00	흙(포화)	20.00	물	10.00	

② 활 하 중

- 도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중(kN/㎡)	토피(m)	활하중(kN/㎡)
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

③ 지진하중

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
내진성능목표	I 등급 (재현주기 100년)	I 등급 (재현주기 1,000년)
지 진 구 역	I 구역	

1.6 참 고 문 헌

① 콘크리트 구조기준 (2012, 국토해양부)

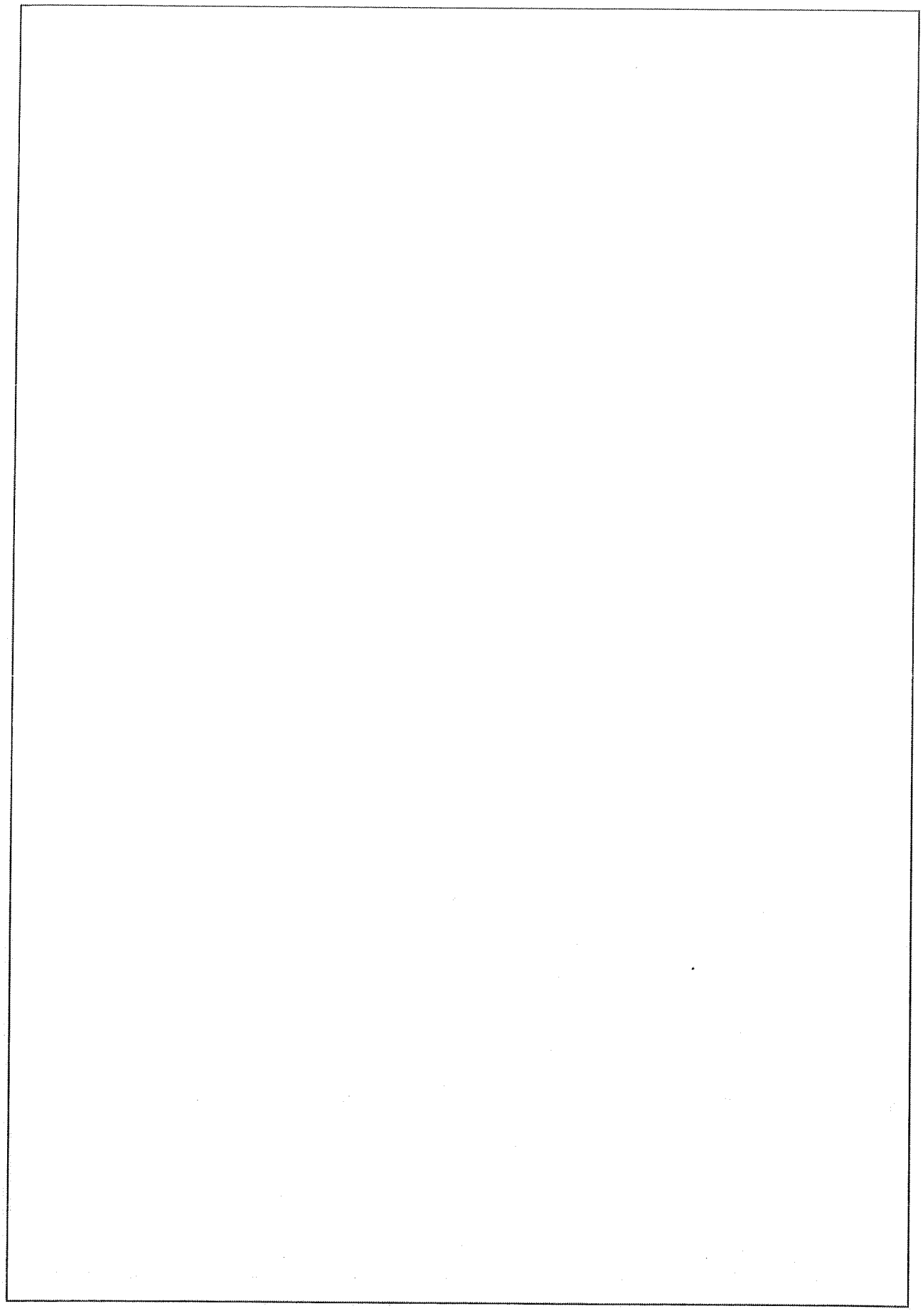
② 도로교 설계기준 (2010, 대한토목학회)

③ 철도설계기준 (2004, 대한토목학회)

④ 구조물 기초 설계기준 (2008, 건설교통부)

⑤ 도시철도 내진설계기준 (2009, 건설교통부)

2. 일반도



3. 구조 계산

3.1 하중 산정

1) 고정하중

① 구조물 자중 : Midas Civil Program 내의 Self Weight 기능으로 자동 재하

② 공동구 자중

- 공동구 자중 W 155.000 kN/m / 5.9 = 26.271 kN/m

2) 활하중

- 상부 토피(H) 2.8 m → 17.000 kN/㎡
- 활 하 중 L 17.000 = 17.000 kN/m

3) 연직토압

① 공동구 상면

- 포 장 : 0.800 × 23.000 = 18.400 kN/m
- 토 피 : 18.400 + 2.000 × 20.000 = 58.400 kN/m

② 공동구 받침 구조물 기초

- 토 피 : 16.1 × 20.000 = 322.000 kN/㎡

4) 지진하중

① 지진구역계수

지진구역	I	II
구역계수	0.11	0.07

② 위험도 계수

재현주기(년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도 계수	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

③ 가속도계수

- 기능수행수준 : 0.11 × 0.57 = 0.063
- 붕괴방지수준 : 0.11 × 1.40 = 0.154

④ 관성력

- 공동구 받침 구조물 관성력은 Midas Civil Program 내의 Self Weight 기능으로 자동 재하
- 공동구(기능수행수준) : 0.063 × 26.271 = 1.647 kN/m
- 공동구(붕괴방지수준) : 0.154 × 26.271 = 4.046 kN/m

⑤ 지진시 토압

- 지진시 토압계수

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta-\beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta-\beta-\theta) \times \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta+i)}{\cos(\delta-\beta+\theta)\cdot\cos(i-\beta}}\right]^2}$$

○ 기능수행수준

- $\theta = \tan^{-1}$ 0.094 /(1 − 0)) = 5.373 °
- i (뒷채움흙의 경사각) : 0 °
- β (벽체배면의 수직에 대한 각) : 0 °
- δ (흙과 벽체사이의 마찰각) : 15 °
- φ (흙의 내부마찰각) : 30 °
- $\cos^2(\varphi-\theta-\beta)$ = 0.826
- $\cos(\delta+\beta+\theta)$ = 0.937
- $\sin(\varphi-\theta-i)$ = 0.417
- $\cos\theta$ = 0.996
- $\cos(i-\beta)$ = 1.000
- $\cos^2\beta$ = 1.000
- $\sin(\varphi+\delta)$ = 0.707

K_{AE} = 0.364

○ 붕괴방지수준

- $\theta = \tan^{-1}$ 0.231 /(1 − 0)) = 13.007 °
- $\cos^2(\varphi-\theta-\beta)$ = 0.915
- $\cos(\delta+\beta+\theta)$ = 0.883
- $\sin(\varphi-\theta-i)$ = 0.292
- $\cos\theta$ = 0.974
- $\cos(i-\beta)$ = 1.000
- $\cos^2\beta$ = 1.000
- $\sin(\varphi+\delta)$ = 0.707

K_{AE} = 0.483

- 지진시 토압

○ 기능수행수준

5.900 × 20.000 × 0.364 = 42.952 kN/㎡

16.10 × 20.000 × 0.364 = 117.208 kN/㎡

○ 붕괴방지수준

5.900 × 20.000 × 0.483 = 56.994 kN/㎡

16.10 × 20.000 × 0.483 = 155.526 kN/㎡

3.2 하중 조합

1) 계수하중

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
U-case01	1.20	1.60	1.60		
U-case02	1.20		1.00		
U-case03	0.90	0.90			
U-case04	1.20	1.20	1.00	1.40	
U-case05	0.90	0.90		1.40	
U-case06	1.20	1.20	1.00		1.00
U-case07	0.90	0.90			1.00

2) 사용하중

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
W-case01	1.00	1.00	1.00		
W-case02	1.00		1.00		
W-case03	0.90	0.90			
W-case04	1.00	1.00	1.00	1.00	
W-case05	0.90	0.90		1.00	

3.3 해석 모델

1) 지반반력 계수 산정

(1) 상 시

① 연직 지반반력 계수 산정

$K_v = K_{vo} (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서,

$E_o = 2,800 \times 20 = 56,000 \ kN/m^2$

$K_{vo} = 1/0.3 > \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1 \times 56,000 = 186,667 \ kN/m^3$

$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(5.9 \times 5.9)} = 5.900 \ m$

$$K_v = 186,667 \times \left(\frac{5.900}{0.3}\right)^{-3/4} = 19,988.0 \ kN/m^3$$

② 저판의 전단 지반반력 계수 산정

$K_{vsi} = \lambda \cdot K_v$

여기서, K_{vsi} : 저판의 지반 전단스프링 상수(kN/m)

λ : 1/3 ~ 1/4 사이의 정수(= 1/3.5 적용)

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 19,988 = 5,711 \ kN/m^3$

(2) 지진시

① 연직 지반반력 계수 산정

$K_v = K_{vo} (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{vo} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56,000 = 373,333 \ kN/m^3$

$$K_v = 373,333 \times \left(\frac{5.900}{0.3}\right)^{-3/4} = 39,975.9 \ kN/m^3$$

② 저판의 전단 지반반력 계수 산정

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 39,976 = 11,422 \ kN/m^3$

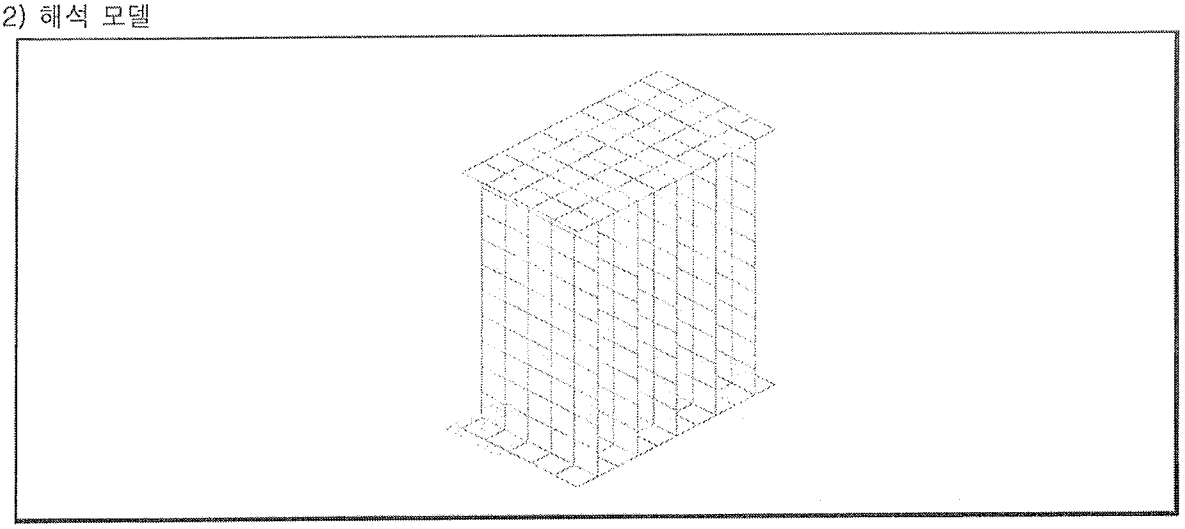
③ 수평 지반반력 계수 산정

$Kh = Kh_o (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{ho} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56,000 = 373,333 \ kN/m^3$

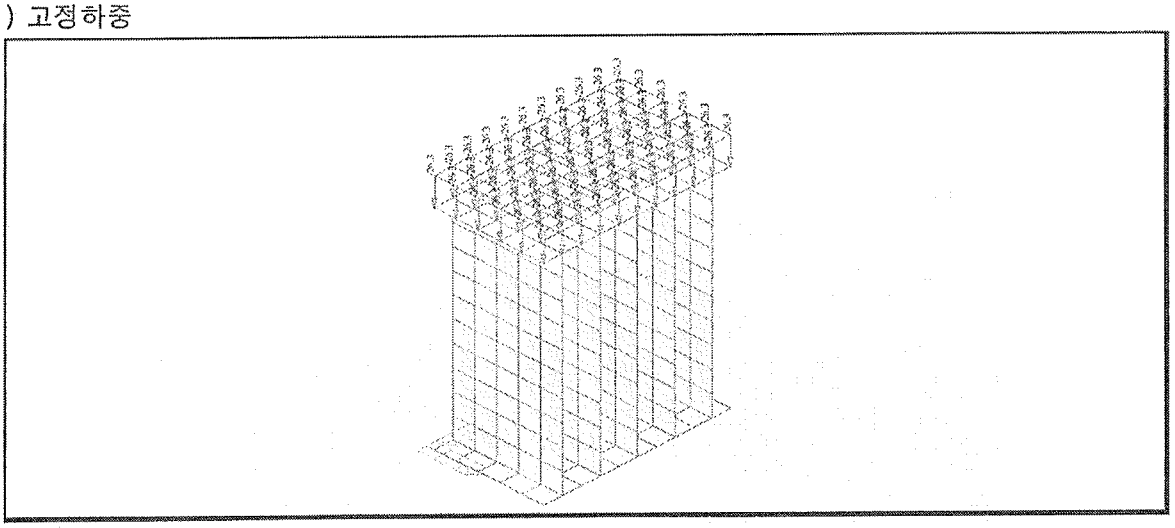
$$K_v = 373,333 \times \left(\frac{10.300}{0.3}\right)^{-3/4} = 26,321.4 \ kN/m^3$$

2) 해석 모델

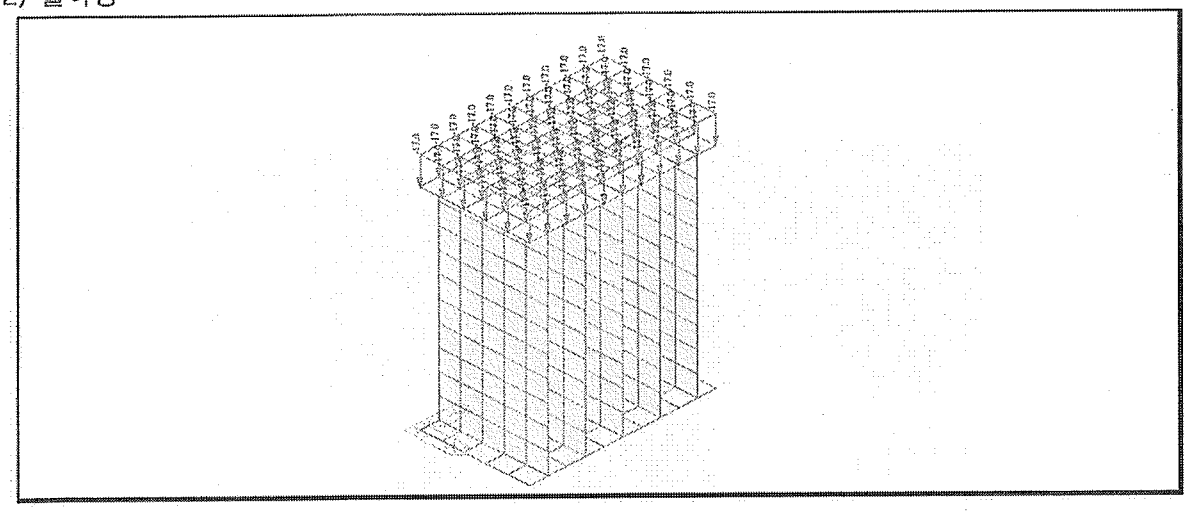


3.4 하중재하도

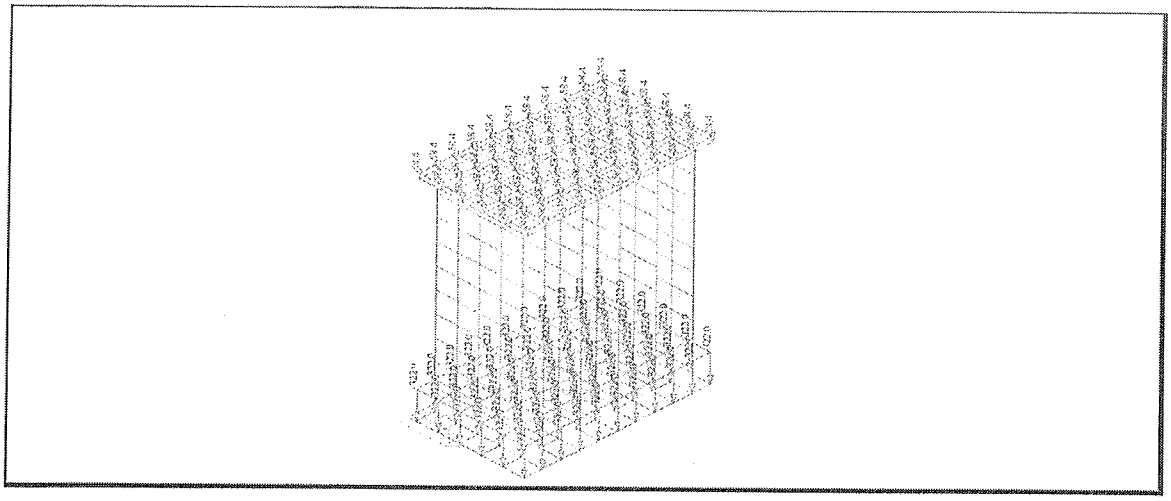
1) 고정하중



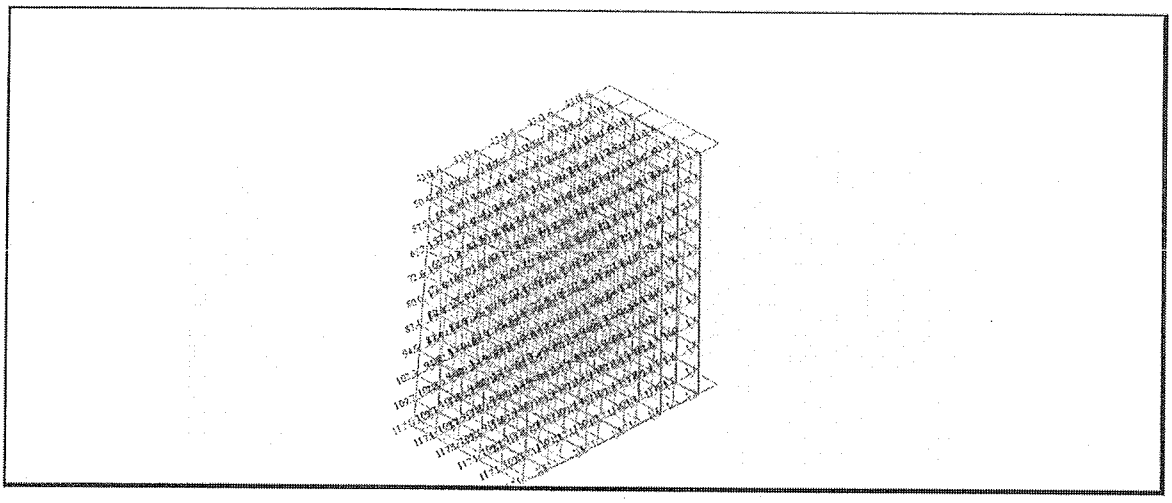
2) 활하중



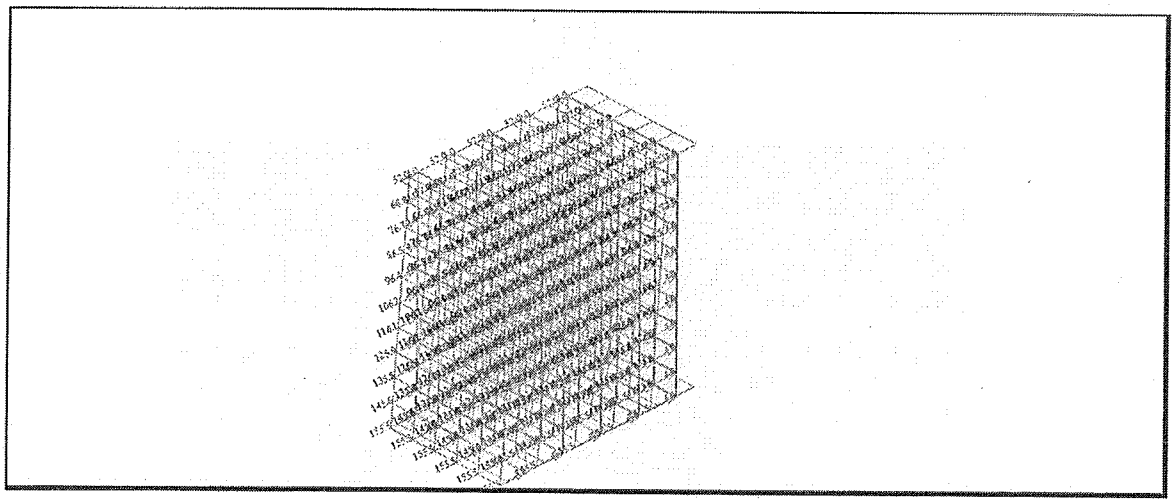
3) 연직토압



4) 지진하중-기능수행



5) 지진하중-붕괴방지



3.5 해석 결과

1) 부재력 집계

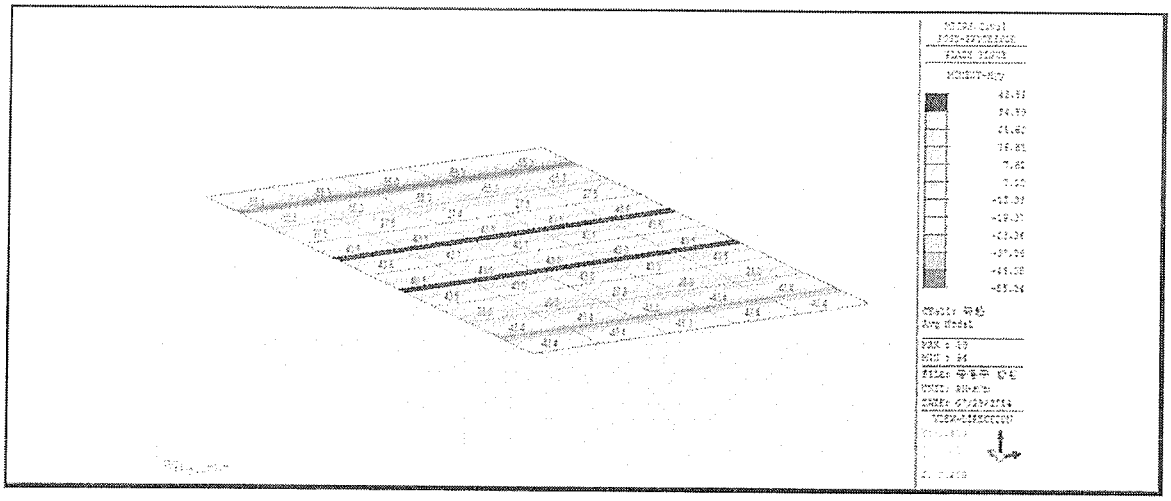
(1) 바닥슬래브

구 분		부재 높이	계수 하중		사용하중
			모멘트	전단력	모멘트
		mm	kN · m	kN	kN · m
상부슬래브	상면	400	55.000	82.500	37.400
	하면		43.100	82.500	29.300
벽체	상부	390	48.300	65.600	37.600
	하부		112.500	192.800	2.700
하부슬래브	상면	400	112.500	88.600	1.300
	하면		0.000		

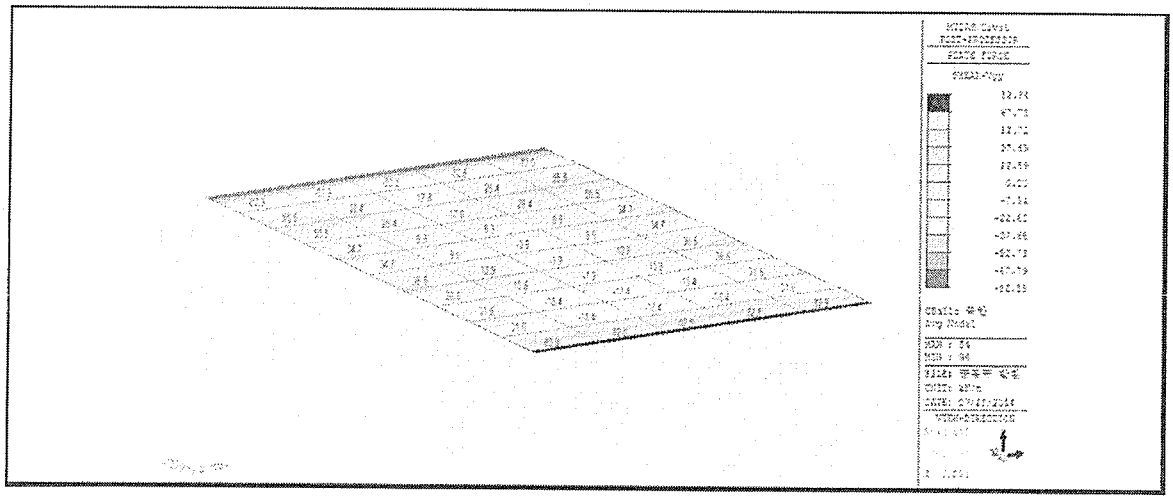
2) 부재력도

(1) 상부슬레브

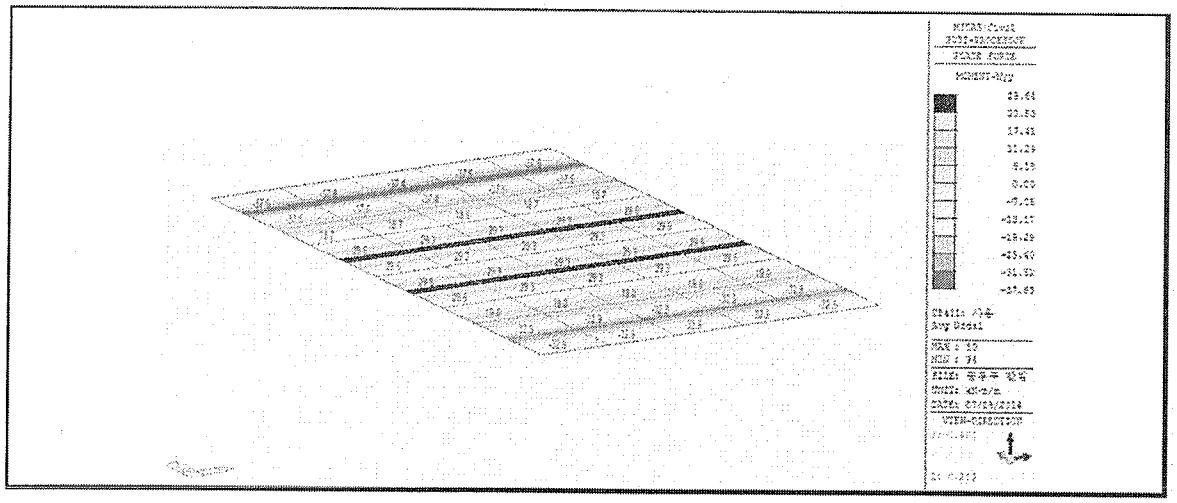
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

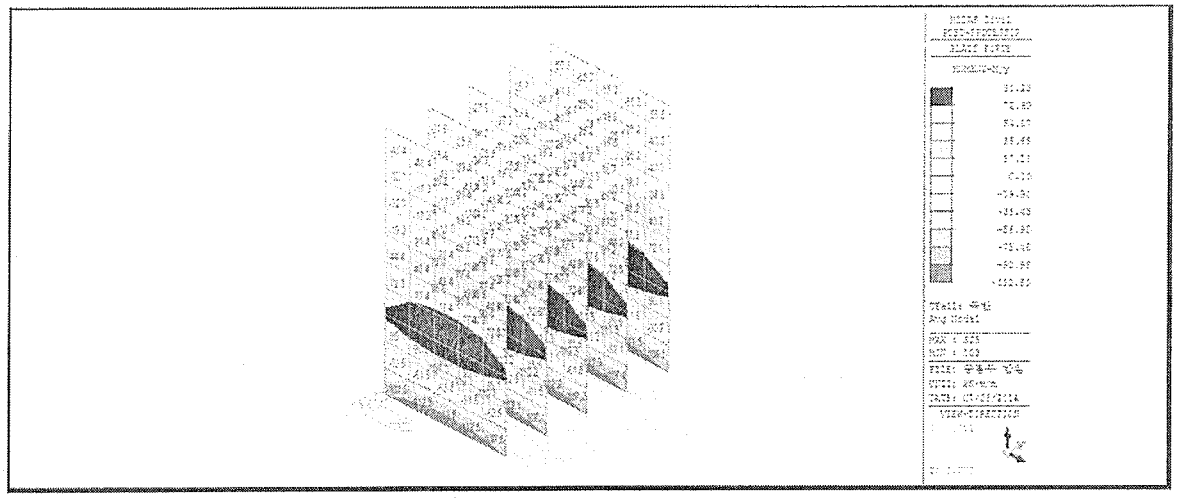


③ 사용하중 B.M.D

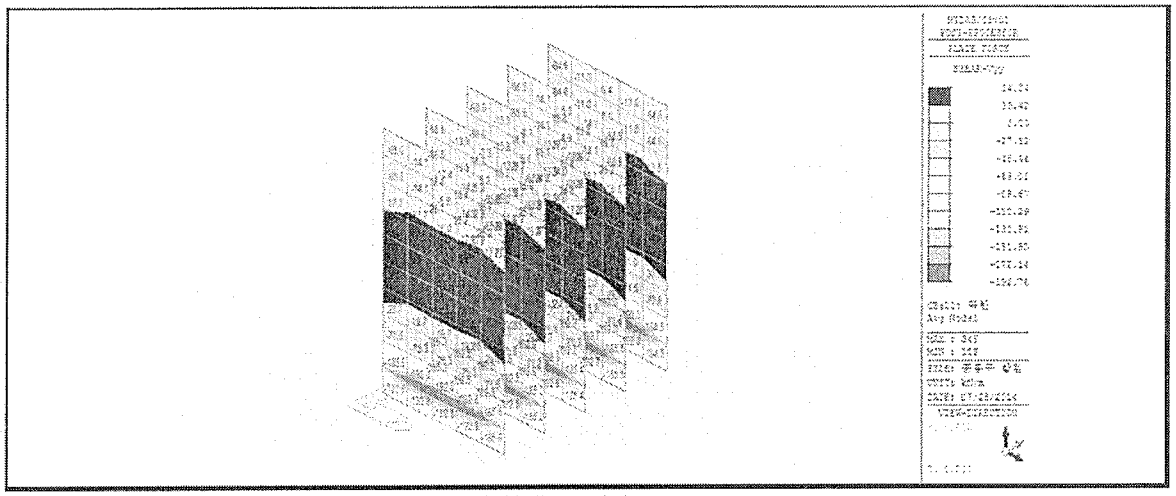


(2) 벽체

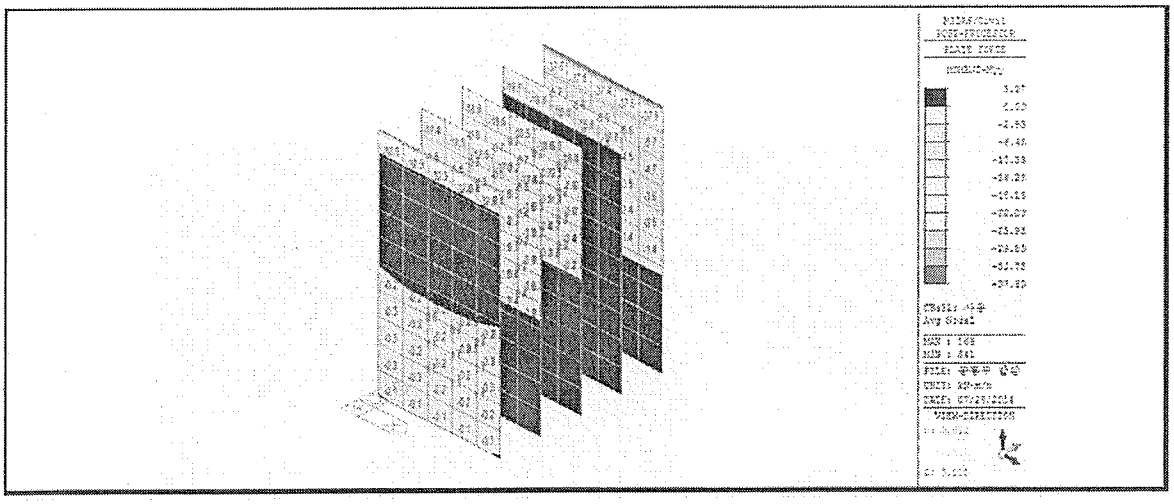
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

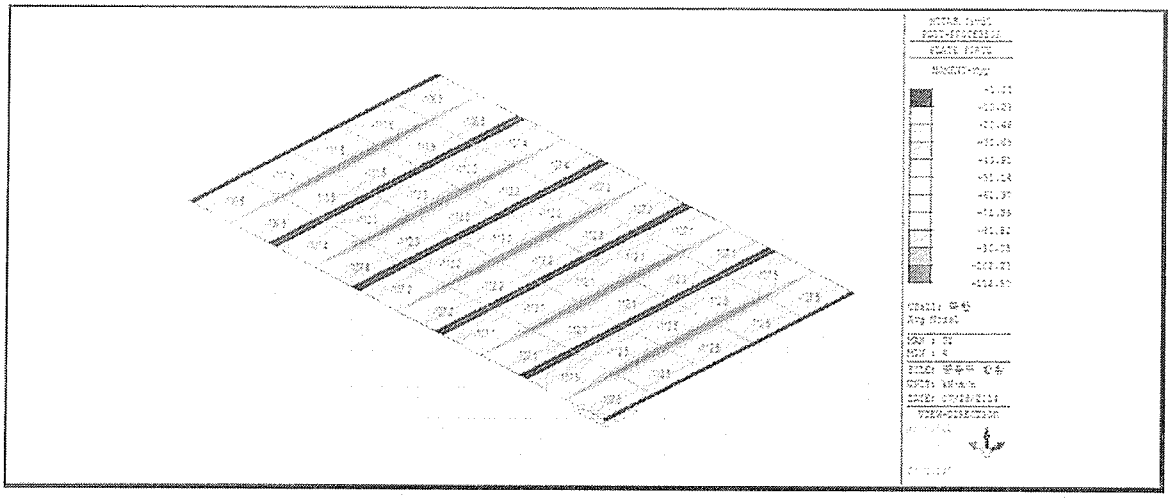


③ 사용하중 B.M.D

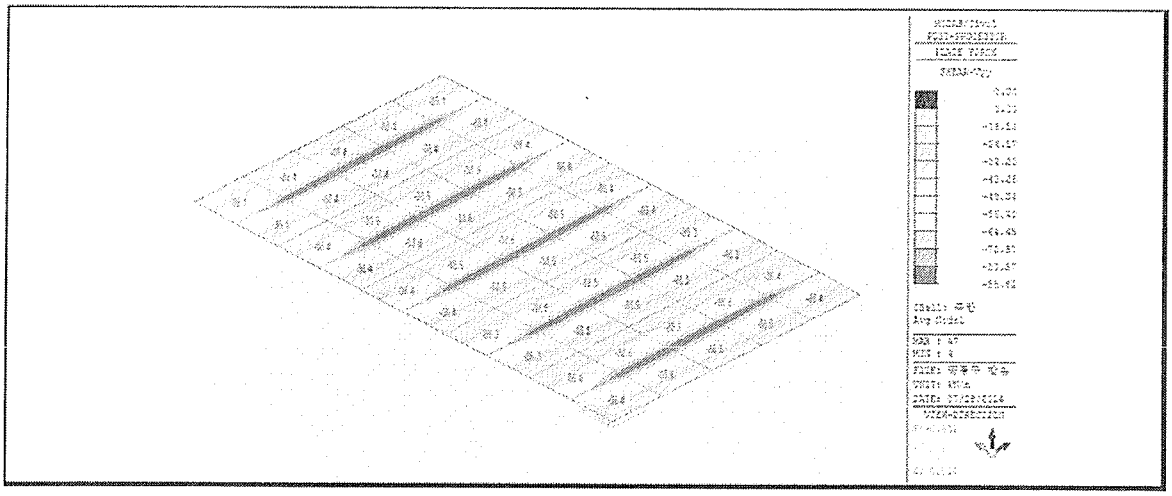


(3) 상부슬래브

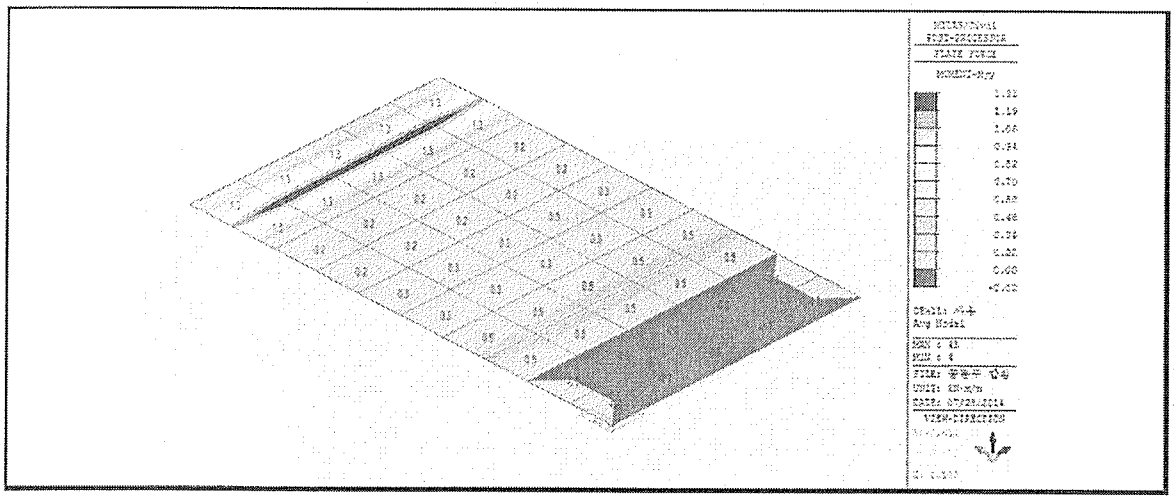
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D



③ 사용하중 B.M.D



4. 단면검토

4.1 상부슬래브 상면

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	40	cm			
· Mu =	55.000	kN.m	· Vu =	82.500	kN	· M =	37.400	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	32.0 cm	· 전단력 d =	32.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 6.927 cm^2 [p = 0.00216]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (993 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 1.73 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 13.056 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 9.236 cm^2

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

∴ USE As =	D 16 @ 200	= 9.930 cm^2	[5.0 EA/m]	
	TOTAL	= 9.930 cm^2	[p = 0.003103]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 1.460 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 1.718 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0529 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 79.18 kN.m > Mu = 55.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 82.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN > Vu = 82.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av

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

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

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 82.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.44 Rs = Φv Vn / Vu = 2.38

15.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.003103 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.193

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 37.40 × 1000 / [9.930 × 32.0 × 0.936] = 125.75 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 125.8) - 2.5 x 72 = 446 mm > 200 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 125.8) = 501 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.2 상부슬래브 하면

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	40	cm			
· Mu =	43.100	kN.m	· Vu =	82.500	kN	· M =	29.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	32.0 cm	· 전단력 d =	32.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 5.429 cm^2 [p = 0.00170]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (993 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 1.73 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 13.056 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 7.239 cm^2

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

∴ USE As =	D 16 @ 200	=	9.930 cm^2	[5.0 EA/m]	
	TOTAL	=	9.930 cm^2	[p =	0.003103]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 1.460 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 1.718 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0529 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 79.18 kN.m > Mu = 43.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 82.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN > Vu = 82.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

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

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 82.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.84 Rs = Φv Vn / Vu = 2.38

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003103 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 29.30 × 1000 / [9.930 × 32.0 × 0.936] = 98.51 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 98.51) − 2.5 x 72 = 619 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 98.51) = 640 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.3 벽체 상부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	39	cm			
· Mu =	48.300	kN.m	· Vu =	65.600	kN	· M =	37.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	31.0 cm	· 전단력 d =	31.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 6.285 cm^2 [p = 0.00203]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (993 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 1.73 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.477 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 12.648 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 4.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.477 cm^2 > 4.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 8.380 cm^2

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

∴ USE As =	D 16 @ 200	=	9.930 cm^2	[5.0	EA/m]
	TOTAL	=	9.930 cm^2	[p =	0.003203]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 1.460 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 1.718 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0511 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 76.65 kN.m > Mu = 48.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 189.84 kN > Vu = 65.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 94.92 kN > Vu = 65.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av

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

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

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 189.84 + 0.00 = 189.84 kN > Vu = 65.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.59 Rs = Φv Vn / Vu = 2.89

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003203 + √ [2 × 0.024 + 0.024 ²] = 0.196

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.196 / 3 = 0.935

fs = M / [As·d·j]

= 37.60 × 1000 / [9.930 × 31.0 × 0.935] = 130.64 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 130.6) − 2.5 x 72 = 423 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 130.6) = 482 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.4 벽체 하부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	39	cm						
· Mu =	112.500	kN.m	· Vu =	192.800	kN	· M =	2.700	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	31.0	cm	· 전단력 d =	31.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 15.050 cm^2 [p = 0.00485]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.936 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 3.37 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00467	⇒	MIN As =	14.477 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00408	⇒	MIN As =	12.648 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	4.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00467	⇒	MIN As =	14.477 cm^2	>	4.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	20.067 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	D 22 @ 200	= 19.355 cm^2	[5.0 EA/m]		
	TOTAL	= 19.355 cm^2	[p = 0.006244]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.846 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.348 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0248 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 145.98 kN.m > Mu = 112.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 189.84 kN < Vu = 192.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 94.92 kN < Vu = 192.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 189.84 + 0.00 = 189.84 kN < Vu = 192.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 0.98

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006244 + √ [2 × 0.047 + 0.047 ²] = 0.263

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.263 / 3 = 0.912

fs = M / [As·d·j]

= 2.70 × 1000 / [19.355 × 31.0 × 0.912] = 4.93 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 4.93) − 2.5 x 69 = 15801 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 4.93) = 12779 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.5 하부슬래브 상면

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	40	cm			
· Mu =	112.500	kN.m	· Vu =	88.600	kN	· M =	1.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	32.0 cm	· 전단력 d =	32.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 14.553 cm^2 [p = 0.00455]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.936 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.37 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00467	⇒	MIN As =	14.944 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00408	⇒	MIN As =	13.056 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	5.000 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00467	⇒	MIN As =	14.944 cm^2	>	5.000	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	19.404 cm^2			

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

∴ USE As =	D 22 @ 200 =	19.355 cm^2	[5.0 EA/m]	
	TOTAL =	19.355 cm^2	[p = 0.006048]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.846 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.348 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0257 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 150.91 kN.m > Mu = 112.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 88.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN > Vu = 88.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av

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

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

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 88.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.34 Rs = Φv Vn / Vu = 2.21

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006048 + √ [2 × 0.045 + 0.045 ²] = 0.259

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.259 / 3 = 0.914

fs = M / [As·d·j]

= 1.30 × 1000 / [19.355 × 32.0 × 0.914] = 2.3 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 2.3) − 2.5 x 69 = 34067 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 2.3) = 27391 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.6 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.400	m^2			
필요 배력철근량 :									
단면적의 0.002 =	0.0020	x	0.400	=	800.0	㎟			
0.0015hb =	0.0015	x	0.400	x	1.000	=	600.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 :	H 13 @		300	=	422.3	㎟			h= 1200mm 이하
	H 13 @		300	=	422.3	㎟			
					844.7	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 390 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.390	m^2			
단면적의 0.002 :	0.0020	x	0.390	=	780.000	㎟	이상		
0.0015hb =	0.0015	x	0.390	x	1.000	=	585.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 :	H 13 @		300	=	422.333	㎟			h= 1200mm 이하
	H 13 @		300	=	422.333	㎟			
					844.666	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1170 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

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

하수BOX 받침

1. 설 계 기 준

1.1 구조물 형식 : 철근콘크리트 (R.C) 구조

1.2 설 계 방 법 : 강도설계법

1.3 적용 프로그램 : Midas Civil 2012

1.4 재 료 특 성

구 분	항복강도	탄성계수	포아슨 비	선팽창계수
콘크리트	f_{ck} = 24 MPa	E_c = 25811 MPa	0.180	1.0×10^{-5}/ ℃
철근	f_y = 300 MPa	E_s = 200000 MPa	-	1.0×10^{-5}/ ℃

1.5 하 중 조 건

① 고 정 하 중

- 재료의 단위중량 (단위:kN/㎥)

재 료 명	단위중량	재 료 명	단위중량	재 료 명	단위중량	비 고
철근콘크리트	25.00	흙(보통)	19.00	강재	78.50	
무근콘크리트	23.50	흙(수중)	10.00	아스팔트포장	23.00	
자갈,모래	19.00	흙(포화)	20.00	물	10.00	

② 활 하 중

- 도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중(kN/㎡)	토피(m)	활하중(kN/㎡)
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

③ 지진하중

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
내진성능목표	I 등급 (재현주기 100년)	I 등급 (재현주기 1,000년)
지 진 구 역	I 구역	

1.6 참 고 문 헌

① 콘크리트 구조설계기준 해설(2007, 한국콘크리트학회)

② 도로교 설계기준 (2010, 대한토목학회)

③ 철도설계기준 (2004, 대한토목학회)

④ 구조물 기초 설계기준 (2008, 건설교통부)

⑤ 도시철도 내진설계기준 (2009, 건설교통부)

2. 일반도

3. 구조 계산

3.1 하중 산정

1) 고정하중

① 구조물 자중 : Midas Civil Program 내의 Self Weight 기능으로 자동 재하

② 공동구 자중

- 공동구 자중 W 82.500 kN/m / 3.6 = 22.917 kN/m

2) 활하중

- 상부 토피(H) 5.9 m → 15.000 kN/㎡
- 활 하 중 L 15.000 = 15.000 kN/m

3) 연직토압

① 공동구 상면

- 포 장 : 0.800 × 23.000 = 18.400 kN/m
- 토 피 : 18.400 + 5.100 × 20.000 = 120.400 kN/m

② 공동구 받침 구조물 기초

- 토 피 : 17.4 × 20.000 = 348.000 kN/㎡

4) 지진하중

① 지진구역계수

지진구역	I	II
구역계수	0.11	0.07

② 위험도 계수

재현주기(년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도 계수	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

③ 가속도계수

- 기능수행수준 : 0.11 × 0.57 = 0.063
- 붕괴방지수준 : 0.11 × 1.40 = 0.154

④ 관성력

- 공동구 받침 구조물 관성력은 Midas Civil Program 내의 Self Weight 기능으로 자동 재하
- 공동구(기능수행수준) : 0.063 × 22.917 = 1.437 kN/m
- 공동구(붕괴방지수준) : 0.154 × 22.917 = 3.529 kN/m

⑤ 지진시 토압

– 지진시 토압계수

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi-\theta-\beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta-\beta-\theta) \times \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\delta)\cdot\sin(\varphi-\theta+i)}{\cos(\delta-\beta+\theta)\cdot\cos(i-\beta}}\right]^2}$$

○ 기능수행수준

· $\theta = \tan^{-1}$ 0.094 /(1 − 0)) = 5.373 °

· i (뒷채움흙의 경사각) : 0 °

· β (벽체배면의 수직에 대한 각) : 0 °

· δ (흙과 벽체사이의 마찰각) : 15 °

· φ (흙의 내부마찰각) : 30 °

· $\cos^2(\varphi-\theta-\beta)$ = 0.826

· $\cos(\delta+\beta+\theta)$ = 0.937

· $\sin(\varphi-\theta-i)$ = 0.417

· $\cos\theta$ = 0.996

· $\cos(i-\beta)$ = 1.000

· $\cos^2\beta$ = 1.000

· $\sin(\varphi+\delta)$ = 0.707

K_{AE} = 0.364

○ 붕괴방지수준

· $\theta = \tan^{-1}$ 0.231 /(1 − 0)) = 13.007 °

· $\cos^2(\varphi-\theta-\beta)$ = 0.915

· $\cos(\delta+\beta+\theta)$ = 0.883

· $\sin(\varphi-\theta-i)$ = 0.292

· $\cos\theta$ = 0.974

· $\cos(i-\beta)$ = 1.000

· $\cos^2\beta$ = 1.000

· $\sin(\varphi+\delta)$ = 0.707

K_{AE} = 0.483

– 지진시 토압

○ 기능수행수준

8.300 × 20.000 × 0.364 = 60.424 kN/㎡

17.40 × 20.000 × 0.364 = 126.672 kN/㎡

○ 붕괴방지수준

8.300 × 20.000 × 0.483 = 80.178 kN/㎡

17.40 × 20.000 × 0.483 = 168.084 kN/㎡

3.2 하중 조합

1) 계수하중

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
U-case01	1.20	1.60	1.60		
U-case02	1.20		1.00		
U-case03	0.90	0.90			
U-case04	1.20	1.20	1.00	1.40	
U-case05	0.90	0.90		1.40	
U-case06	1.20	1.20	1.00		1.00
U-case07	0.90	0.90			1.00

2) 사용하중

하중조합	고정하중	연직토압	활하중	지진하중	
				기능수행	붕괴방지
W-case01	1.00	1.00	1.00		
W-case02	1.00		1.00		
W-case03	0.90	0.90			
W-case04	1.00	1.00	1.00	1.00	
W-case05	0.90	0.90		1.00	

3.3 해석 모델

1) 지반반력 계수 산정

(1) 상 시

① 연직 지반반력 계수 산정

$K_v = K_{vo} (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서,

$E_o = 2,800 \times 20 = 56,000 \ kN/m^2$

$K_{vo} = 1/0.3 > \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1 \times 56,000 = 186,667 \ kN/m^3$

$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(3.6 \times 3.6)} = 3.600 \ m$

$$K_v = 186,667 \times \left(\frac{3.600}{0.3}\right)^{-3/4} = 28,952.2 \ kN/m^3$$

② 저판의 전단 지반반력 계수 산정

$K_{vsi} = \lambda \cdot K_v$

여기서, K_{vsi} : 저판의 지반 전단스프링 상수(kN/m)

λ : 1/3 ~ 1/4 사이의 정수(= 1/3.5 적용)

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 28,952 = 8,272 \ kN/m^3$

(2) 지진시

① 연직 지반반력 계수 산정

$K_v = K_{vo} (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{vo} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56,000 = 373,333 \ kN/m^3$

$$K_v = 373,333 \times \left(\frac{3.600}{0.3}\right)^{-3/4} = 57,904.3 \ kN/m^3$$

② 저판의 전단 지반반력 계수 산정

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 57,904 = 16,544 \ kN/m^3$

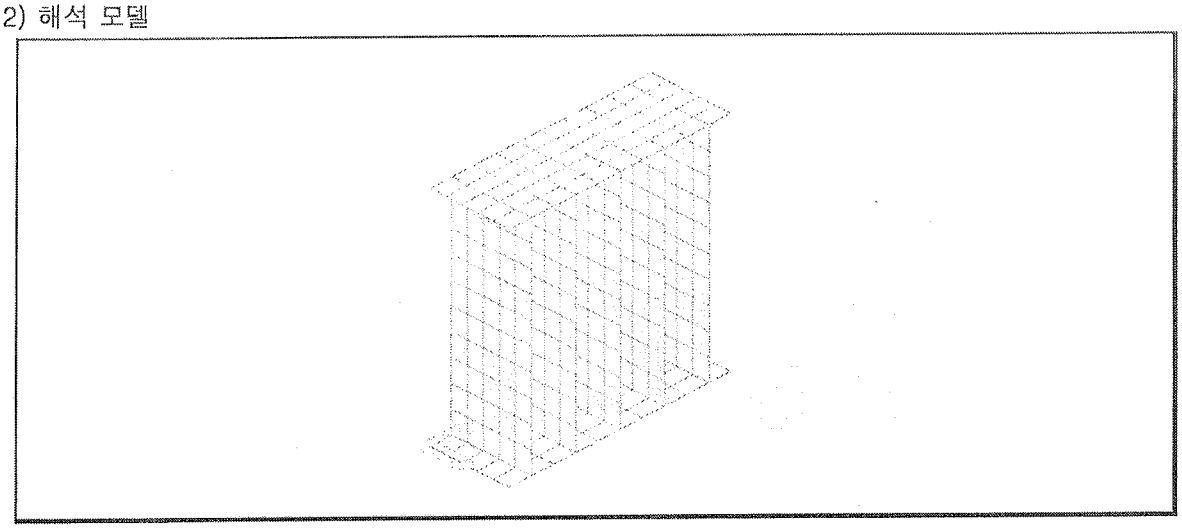
③ 수평 지반반력 계수 산정

$Kh = Kh_o (B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{ho} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56,000 = 373,333 \ kN/m^3$

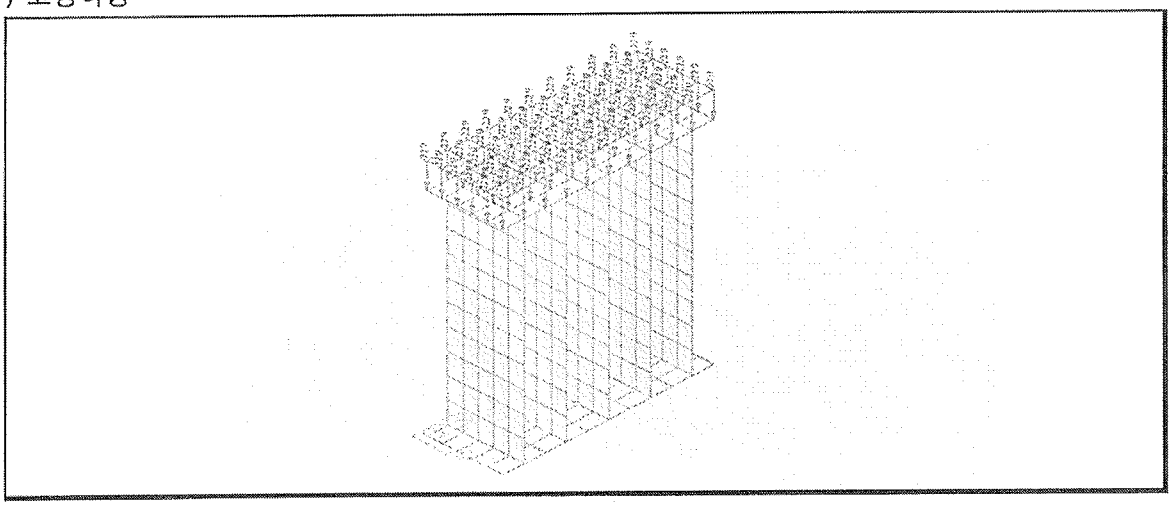
$$K_v = 373,333 \times \left(\frac{9.200}{0.3}\right)^{-3/4} = 28,648.2 \ kN/m^3$$

2) 해석 모델

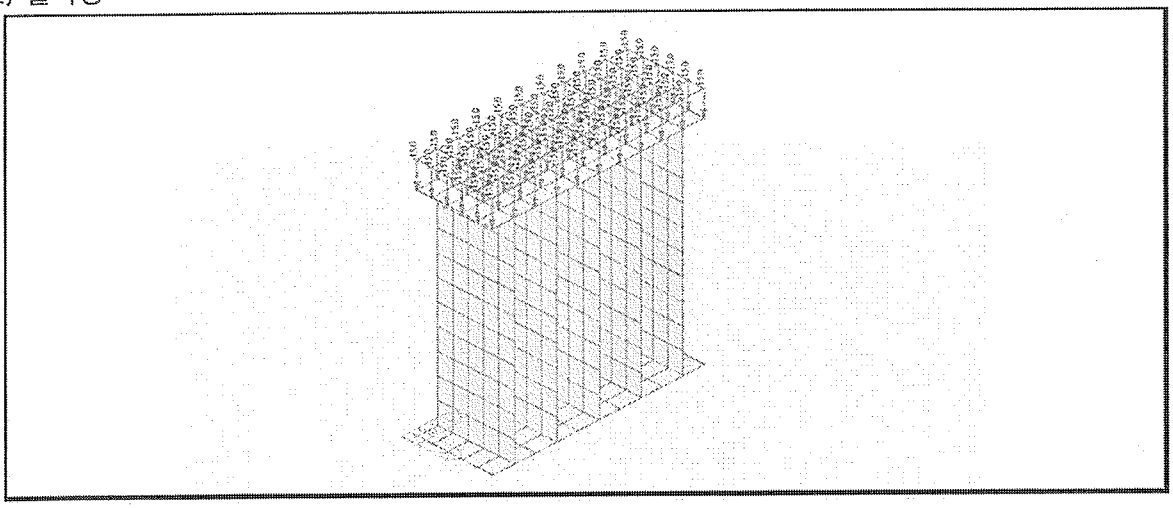


3.4 하중재하도

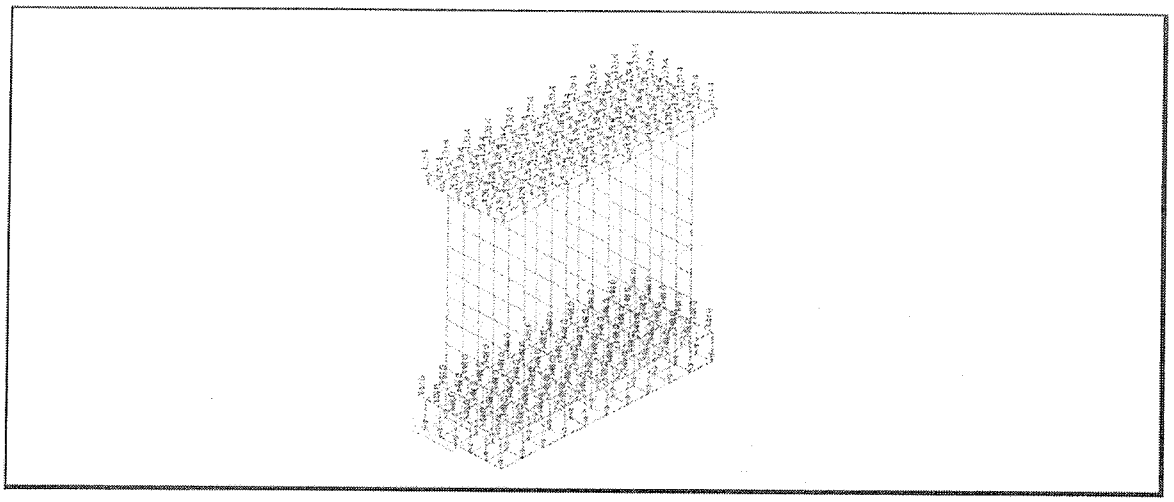
1) 고정하중



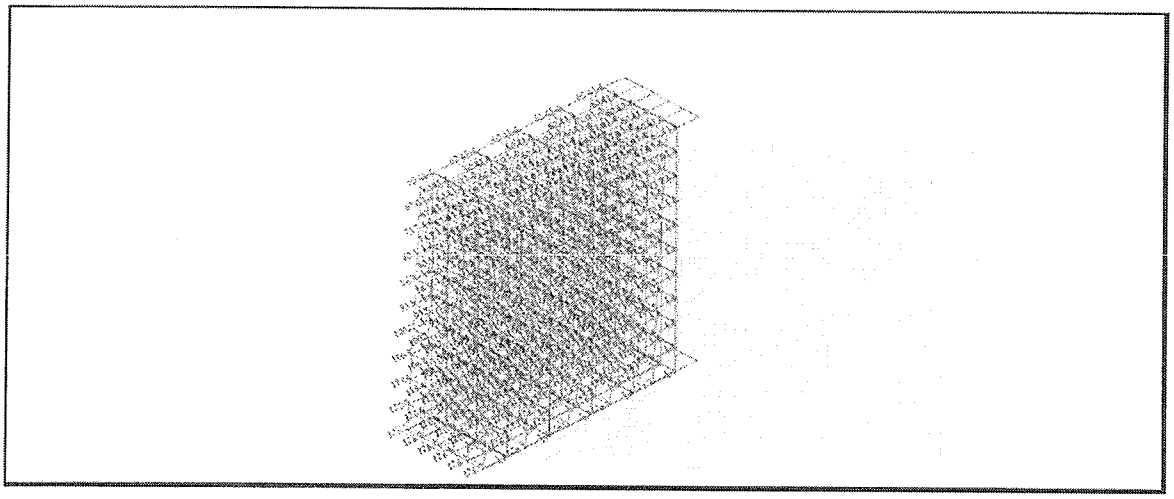
2) 활하중



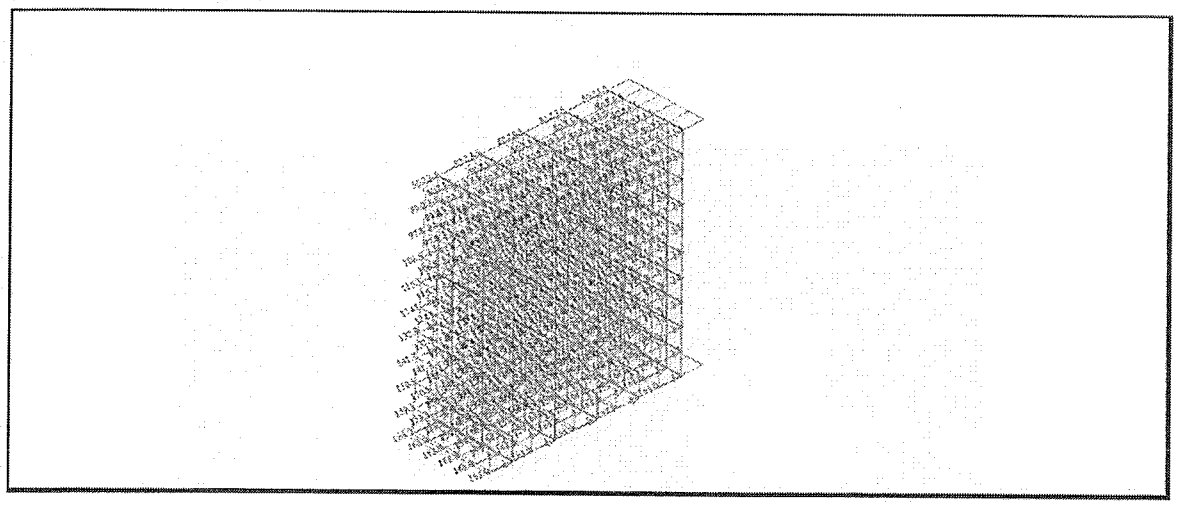
3) 연직토압



4) 지진하중-기능수행



5) 지진하중-붕괴방지



3.5 해석 결과

1) 부재력 집계

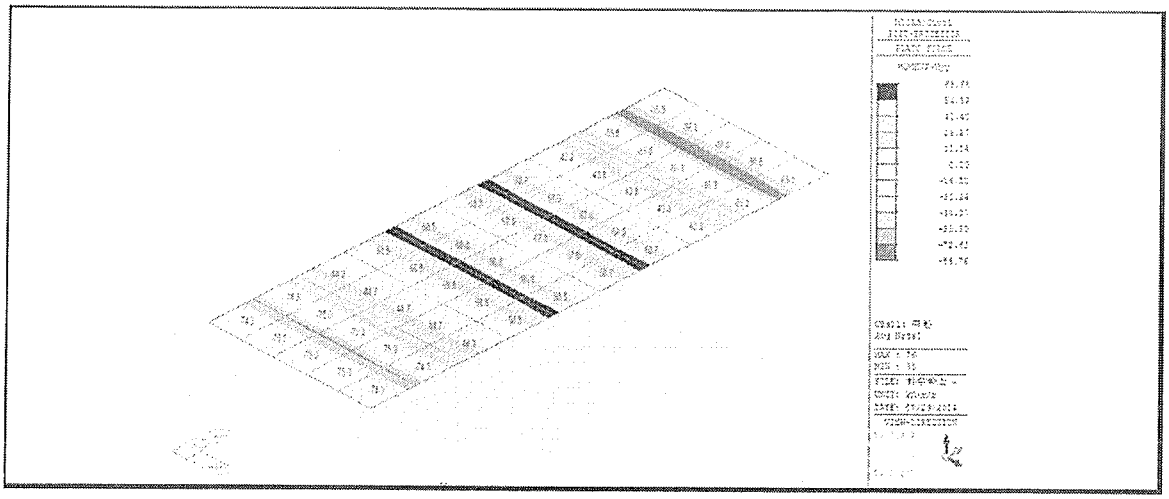
(1) 바닥슬래브

구 분		부재 높이	계수 하중		사용하중
			모멘트	전단력	모멘트
		mm	kN · m	kN	kN · m
상부슬래브	상면	400	86.800	130.100	57.000
	하면		67.000	130.100	44.000
벽체	상부	390	86.800	56.300	57.000
	하부		85.300	166.000	4.700
하부슬래브	상면	400	85.300	78.200	2.100
	하면				

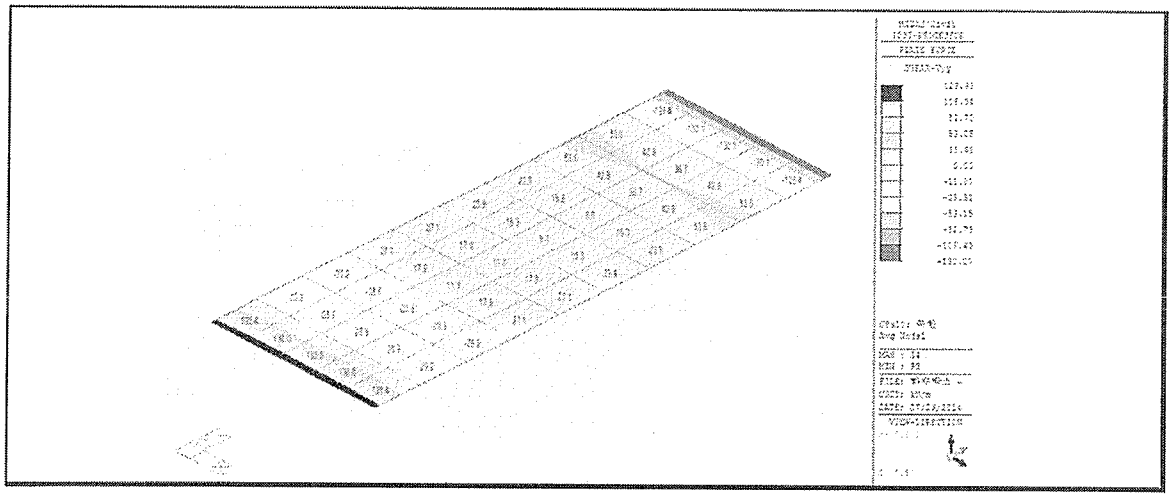
2) 부재력도

(1) 상부슬래브

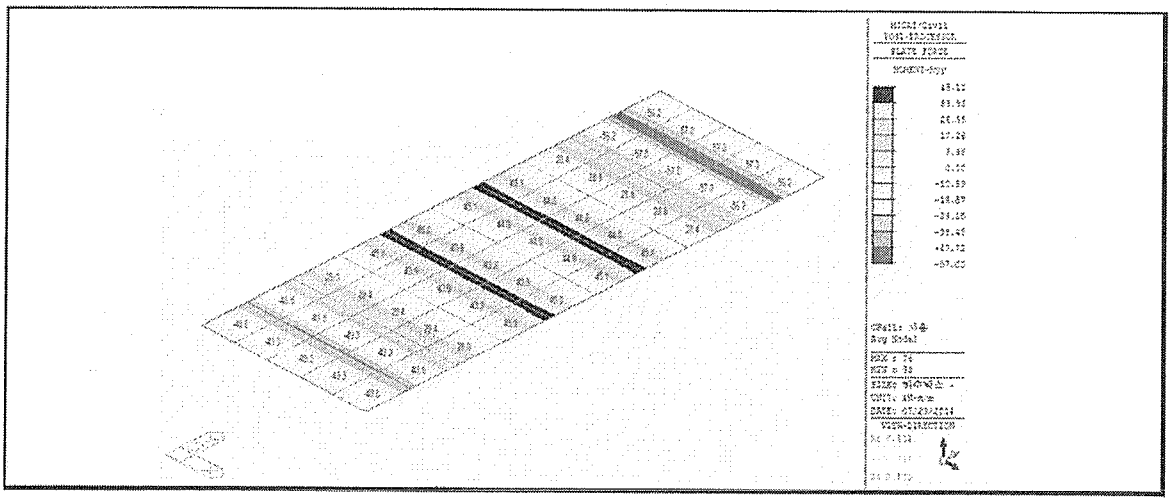
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

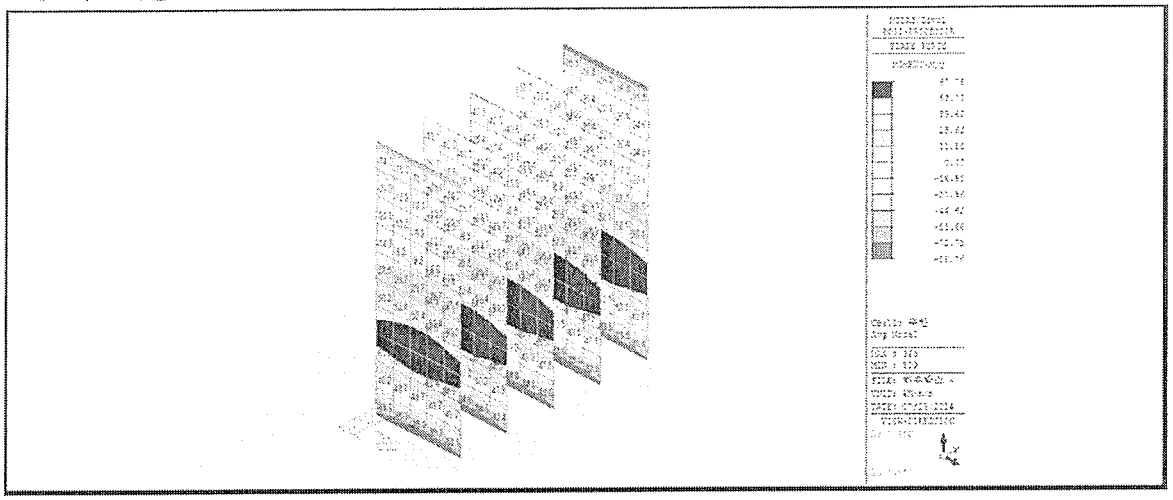


③ 사용하중 B.M.D

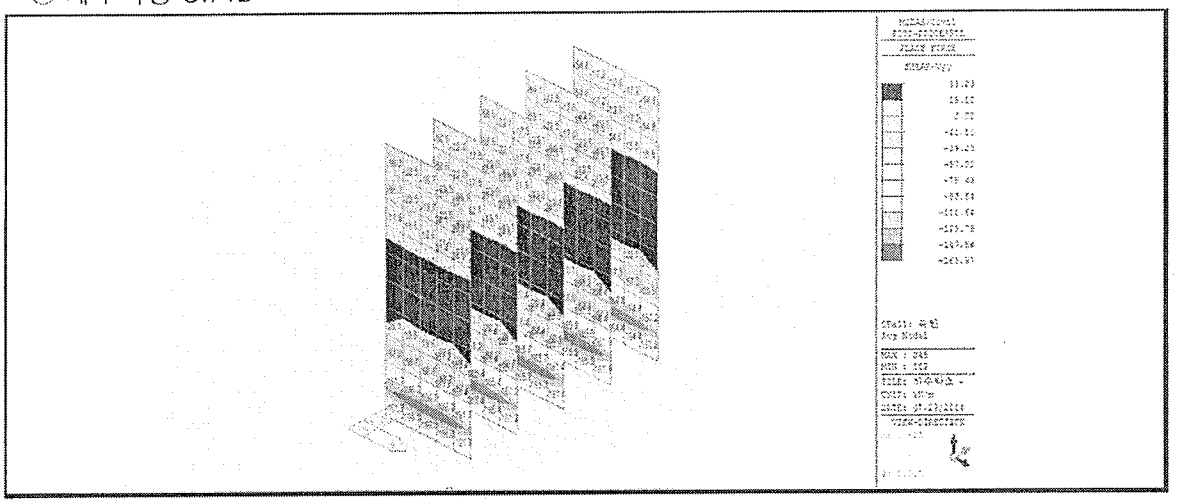


(2) 벽체

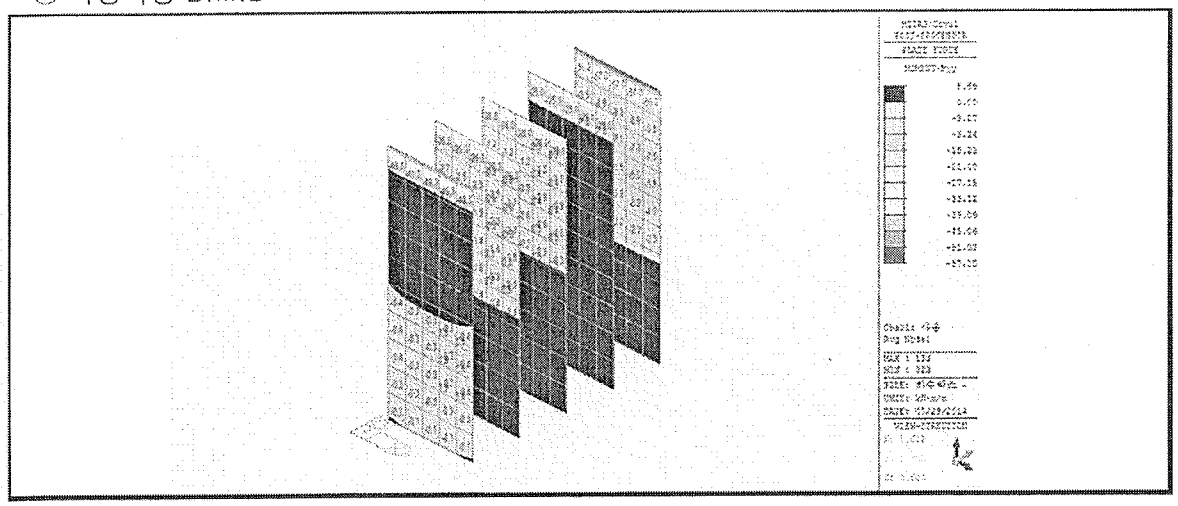
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

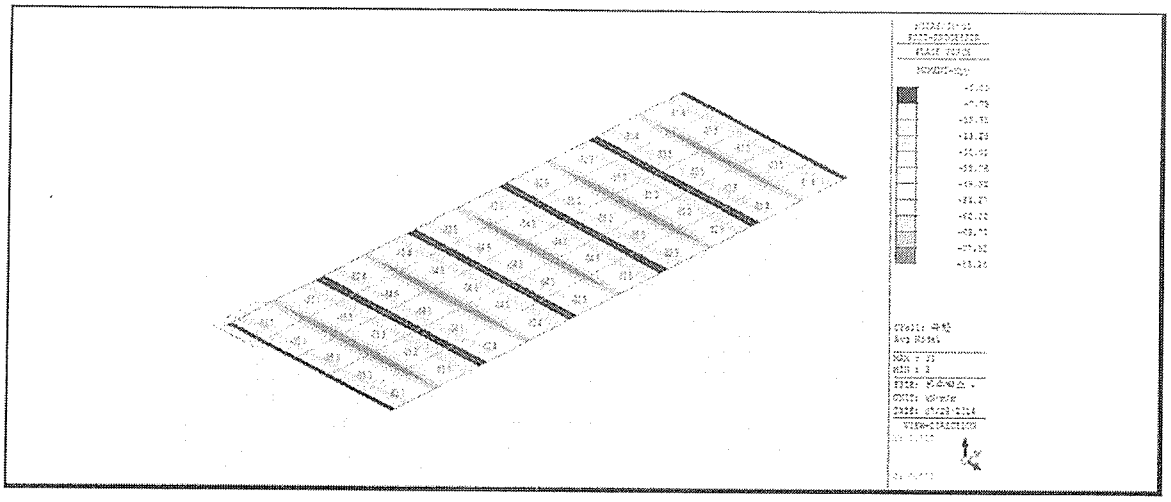


③ 사용하중 B.M.D

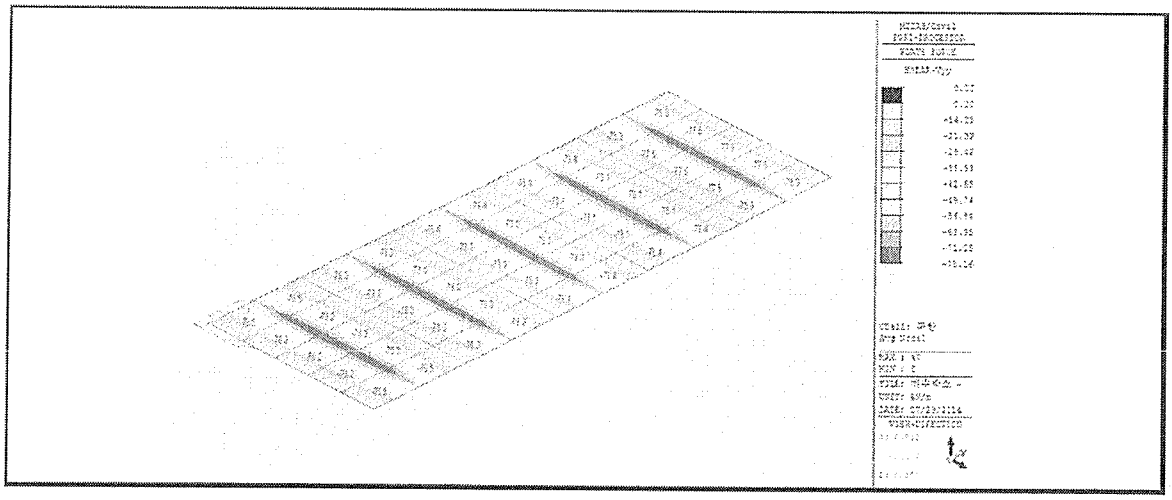


(3) 하부슬래브

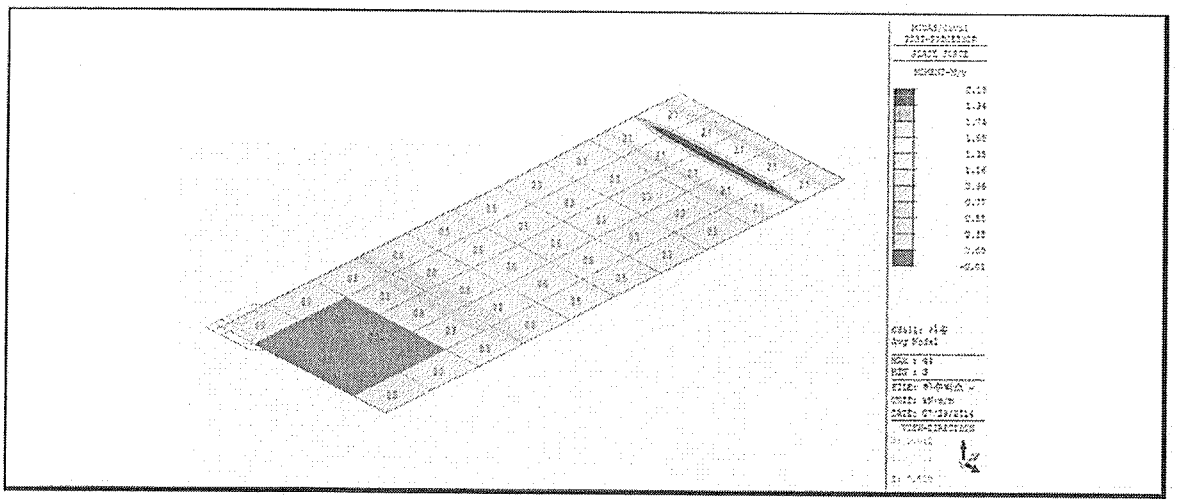
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D



③ 사용하중 B.M.D



4. 단면검토

4.1 상부슬래브 상면

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	40	cm			
· Mu =	86.800	kN.m	· Vu =	130.100	kN	· M =	57.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	32.0 cm	· 전단력 d =	32.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 11.070 cm^2 [p = 0.00346]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 13.056 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 14.760 cm^2

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

∴ USE As =	D 19 @ 200	=	14.325 cm^2	[5.0 EA/m]	
	TOTAL	=	14.325 cm^2	[p =	0.004477]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 113.04 kN.m > Mu = 86.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 130.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN < Vu = 130.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 cm

· Req. Av

$\frac{0.35\ b0\ s\ /\ fy}{Vs\ s\ /\ [\Phi v\ fy\ d]}$ = 0.000 cm^2 ☜ [최소전단철근]

= 0.000 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 130.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 1.51

15.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004477 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ²] = 0.227

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 57.00 × 1000 / [14.325 × 32.0 × 0.924] = 134.57 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 134.6) - 2.5 x 70.5 = 409 mm > 200 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 134.6) = 468 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.2 상부슬래브 하면

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브			
· B =	100	cm	· H =	40	cm					
· Mu =	67.000	kN.m	· Vu =	130.100	kN	· M =	44.000	kN.m		
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단		
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	32.0	cm	· 전단력 d =	32.0	cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 8.545 cm^2 [p = 0.00267]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 13.056 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 11.393 cm^2

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

∴ USE As =	D	19	@	200	=	14.325 cm^2	[5.0 EA/m]
				TOTAL	=	14.325 cm^2	[p = 0.004477]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 113.04 kN.m > Mu = 67.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 130.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN < Vu = 130.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 130.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.69 Rs = Φv Vn / Vu = 1.51

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004477 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ²] = 0.227

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 44.00 × 1000 / [14.325 × 32.0 × 0.924] = 103.88 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 103.9) − 2.5 x 70.5 = 582 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 103.9) = 606 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.3 벽체 상부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	39	cm			
· Mu =	86.800	kN.m	· Vu =	56.300	kN	· M =	57.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	31.0 cm	· 전단력 d =	31.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.442 cm^2 [p = 0.00369]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.477 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 12.648 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 4.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.477 cm^2 > 4.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 15.256 cm^2

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

∴ USE As =	D 19	@ 200	= 14.325	cm^2	[5.0	EA/m]	
	TOTAL	= 14.325	cm^2	[p = 0.004621]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0345 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 109.39 kN.m > Mu = 86.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 189.84 kN > Vu = 56.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 94.92 kN > Vu = 56.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av

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

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

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 189.84 + 0.00 = 189.84 kN > Vu = 56.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.26 Rs = Φv Vn / Vu = 3.37

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004621 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ²] = 0.231

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.231 / 3 = 0.923

fs = M / [As·d·j]

= 57.00 × 1000 / [14.325 × 31.0 × 0.923] = 139.06 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 139.1) − 2.5 x 70.5 = 390 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 139.1) = 453 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.4 벽체 하부

15.4.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	39	cm			
· Mu =	85.300	kN.m	· Vu =	166.000	kN	· M =	4.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	31.0 cm	· 전단력 d =	31.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.244 cm^2 [p = 0.00363]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.477 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 12.648 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 4.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.477 cm^2 > 4.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 14.992 cm^2

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

∴ USE As =	D 19 @ 200	= 14.325 cm^2	[5.0 EA/m]		
	TOTAL	= 14.325 cm^2	[p = 0.004621]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/c = 0.0345 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 109.39 kN.m > Mu = 85.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 189.84 kN > Vu = 166.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 94.92 kN < Vu = 166.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 189.84 + 0.00 = 189.84 kN > Vu = 166.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.28 Rs = Φv Vn / Vu = 1.14

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004621 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ²] = 0.231

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.231 / 3 = 0.923

fs = M / [As·d·j]

= 4.70 × 1000 / [14.325 × 31.0 × 0.923] = 11.47 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 11.47) − 2.5 x 70.5 = 6689 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 11.47) = 5493 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.5 하부슬래브 상면

15.5.1 주철근량 검토

· fck =	24.0	MPa	· fy =	300.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	40	cm			
· Mu =	85.300	kN.m	· Vu =	78.200	kN	· M =	2.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	32.0 cm	· 전단력 d =	32.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 10.878 cm^2 [p = 0.00340]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,433 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.50 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00408 ⇒ MIN As = 13.056 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00467 ⇒ MIN As = 14.944 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 14.504 cm^2

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

∴ USE As =	D 19 @ 200	=	14.325 cm^2	[5.0	EA/m]
	TOTAL	=	14.325 cm^2	[p =	0.004477]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.107 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.479 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/c = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 113.04 kN.m > Mu = 85.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 195.96 kN > Vu = 78.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.98 kN > Vu = 78.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· Req. Av

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

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

∴ USE Av = D 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 195.96 + 0.00 = 195.96 kN > Vu = 78.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 2.51

15.5.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004477 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ²] = 0.227

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 2.10 × 1000 / [14.325 × 32.0 × 0.924] = 4.96 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 4.96) - 2.5 x 70.5 = 15701 mm > 200 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 4.96) = 12702 mm > 200 mm ∴ O.K.

4.6. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.400	m²			
필요 배력철근량 :									
단면적의 0.002 =	0.0020	x	0.400	=	800.0	㎟			
0.0015hb =	0.0015	x	0.400	x	1.000	=	600.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 :	H 13 @		300	=	422.3	㎟			h= 1200mm 이하
	H 13 @		300	=	422.3	㎟			
					844.7	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② T = 390 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적				=	0.390	m²			
단면적의 0.002 :	0.0020	x	0.390	=	780.000	㎟	이상		
0.0015hb =	0.0015	x	0.390	x	1.000	=	585.0	㎟	∵ 도로교설계기준 4.3.9
사용 배력철근량 :	H 13 @		300	=	422.333	㎟			h= 1200mm 이하
	H 13 @		300	=	422.333	㎟			
					844.666	㎟			--- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1170 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

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

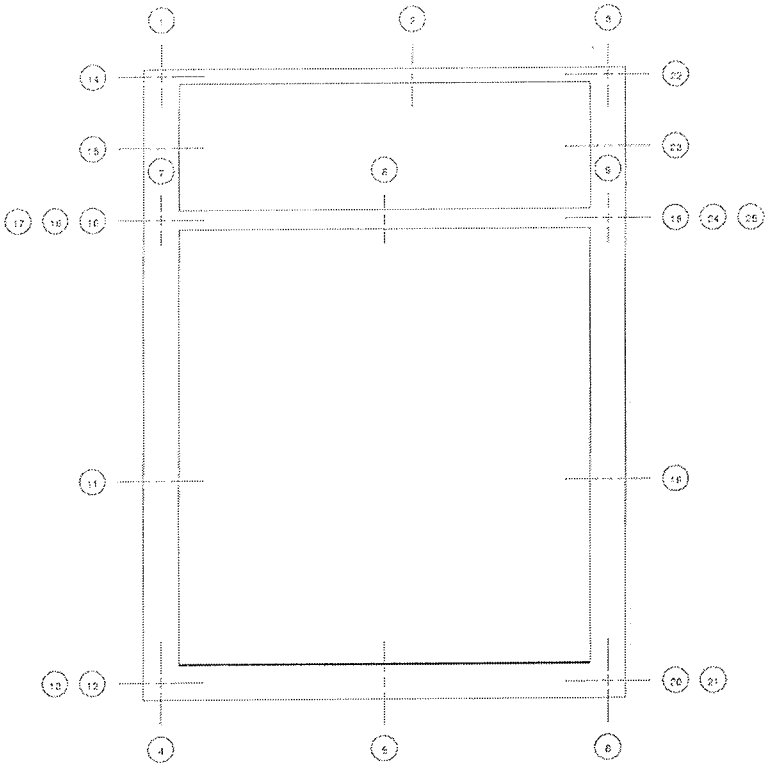
5.10 방수문

방수문

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	220	71.25	111.36	991.44	H16 - 8.0EA	1588.80	1.56
		중앙부	2	1000	220	31.38	111.36	426.80	H16 - 8.0EA	1588.80	3.55
		우측	3	1000	220	69.67	111.36	968.60	H16 - 8.0EA	1588.80	1.60
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	591	1331.98	1557.72	7443.05	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
		중앙부	5	1000	620	495.30	624.39	2432.83	H22 - 8.0EA	3096.80	1.26
		우측	6	1000	591	1334.64	1557.72	7460.02	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
중간슬래브	1경간	좌측	7	1000	320	331.29	351.11	3350.69	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.06
		중앙부	8	1000	320	118.73	165.38	1125.80	H16 - 8.0EA	1588.80	1.39
		우측	9	1000	320	333.52	351.11	3375.84	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.05
좌측벽체	1층	상부	10	1000	620	924.38	1082.47	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.17
		추가1	11	1000	620	172.81	1604.50	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	9.29
		중앙부	12	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	13	1000	591	1224.55	1843.69	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.51
	2층	상부	14	1000	620	83.40	1340.50	-	H16 - 8.0EA	3529.20	16.07
		추가2	15	1000	620	333.54	1379.11	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.13
		중앙부	16	1000	620	333.93	650.85	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.95
		하부	17	1000	620	615.86	1148.03	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.86
우측벽체	1층	상부	18	1000	620	928.32	1081.60	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.17
		추가1	19	1000	620	176.76	1578.51	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	8.93
		중앙부	20	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	21	1000	591	1228.47	1842.83	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.50

우측벽체	2층	상부	22	1000	620	81.72	1290.49	-	H16 - 8.0EA	3529.20	15.79
		추가2	23	1000	620	331.85	1422.97	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.29
		중앙부	24	1000	620	335.61	649.01	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.93
		하부	25	1000	620	614.18	1148.81	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.87

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	3	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측	4	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		중앙부	5	1400.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		우측	6	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	8	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	9	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	11	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		1층(중앙부)	12	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
		1층(하부)	13	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
	2층	2층(상부)	14	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	15	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		2층(중앙부)	16	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	17	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
우측벽체	1층	1층(상부)	18	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	19	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
		1층(하부)	21	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
	2층	2층(상부)	22	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	23	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		2층(중앙부)	24	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	25	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	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	142.9	40.3	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	142.9	10.0	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	142.9	39.9	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	384.0	402.3	683.62	2.00	15.47	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	402.7	143.3	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	384.0	409.4	683.62	2.00	21.51	H13	150	253.40	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	207.8	157.5	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	207.8	15.0	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	207.8	161.8	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	424.8	481.8	917.30	2.00	45.96	H16	150	397.20	O.K
		추가1	11	430.2	49.2	676.47	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	12	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	13	412.6	847.6	882.26	2.00	367.92	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	14	419.5	189.9	576.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	15	420.7	190.0	577.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	16	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	17	422.0	193.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	18	424.8	481.8	917.30	2.00	45.96	H16	150	397.20	O.K
		추가1	19	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	20	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	21	412.6	847.6	882.26	2.00	367.91	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	422.0	189.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	23	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	24	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	25	422.0	193.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	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	220	H16 - 8.0EA	125	268.568	O.K	2.15
		중앙부	2	220	H16 - 8.0EA	125	814.031	O.K	6.51
		우측	3	220	H16 - 8.0EA	125	279.376	O.K	2.24
하부슬래브	1경간	좌측	4	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	245.209	O.K	1.96
		중앙부	5	620	H22 - 8.0EA	125	165.522	O.K	1.32
		우측	6	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	244.210	O.K	1.95

중간슬래브	1경간	좌측	7	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	146.725	O.K	1.17
		중앙부	8	320	H16 - 8.0EA	125	193.474	O.K	1.55
		우측	9	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	144.433	O.K	1.16
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	199.002	O.K	1.59
		추가	11	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1132.651	O.K	9.06
		1층(중앙부)	12	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	13	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	272.423	O.K	2.18
	2층	2층(상부)	14	620	H16 - 8.0EA	125	891.114	O.K	7.13
		추가	15	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	907.546	O.K	7.26
		2층(중앙부)	16	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	142.802	O.K	1.14
		2층(하부)	17	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	485.651	O.K	3.89
우측벽체	1층	1층(상부)	18	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	196.892	O.K	1.58
		추가	19	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1107.332	O.K	8.86
		1층(중앙부)	20	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	270.752	O.K	2.17
	2층	2층(상부)	22	620	H16 - 8.0EA	125	910.530	O.K	7.28
		추가	23	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	914.669	O.K	7.32
		2층(중앙부)	24	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	141.207	O.K	1.13
		2층(하부)	25	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	488.559	O.K	3.91

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp C BOX (내공 : 8.2M × 11.796M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 4.728 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) = 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}) = 30.0 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) = 51.000 kN/m² (∵ 토피 : -6.302 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 30.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

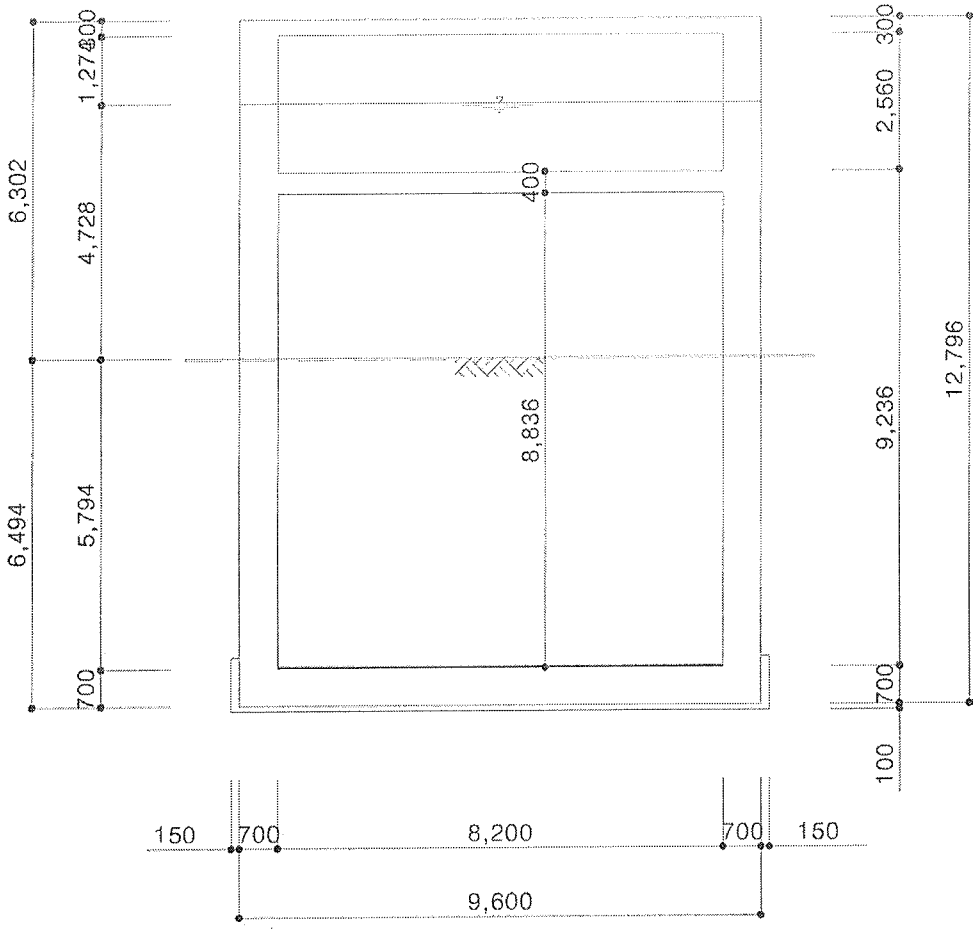
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


6,302
1,272
400
4,728
6,494
5,794
700
400
8,836
300
2,560
9,236
12,796
700
100
150
700
8,200
700
150
9,600

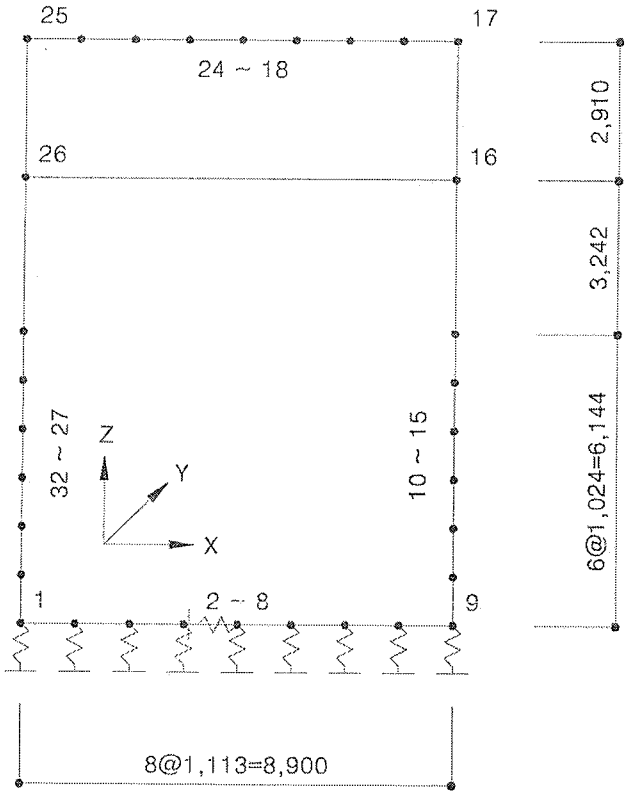
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

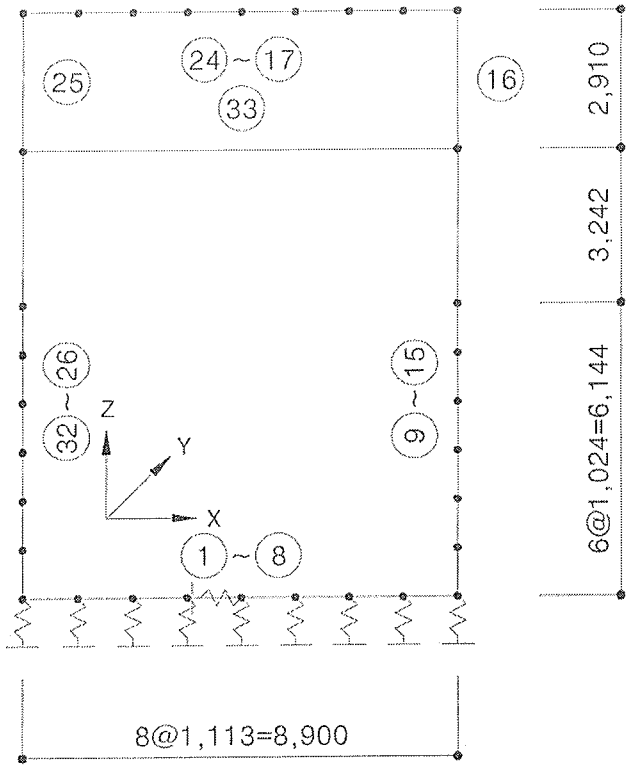
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

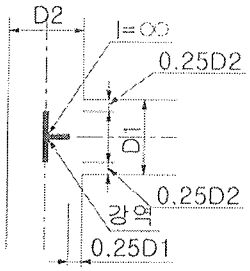
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~16,25~32
2	0.300 × 1.000 = 0.300	0.00225	17~24
3	0.400 × 1.000 = 0.400	0.00533	33

3) 단면좌표

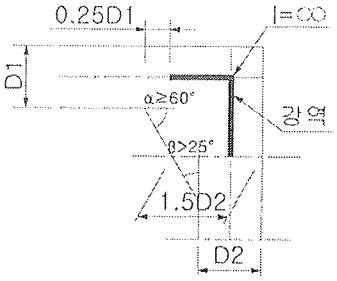
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	8.900	12.296
2	1.112	0.000	18	7.787	12.296
3	2.225	0.000	19	6.675	12.296
4	3.337	0.000	20	5.563	12.296
5	4.450	0.000	21	4.450	12.296
6	5.563	0.000	22	3.337	12.296
7	6.675	0.000	23	2.225	12.296
8	7.787	0.000	24	1.112	12.296
9	8.900	0.000	25	0.000	12.296
10	8.900	1.024	26	0.000	9.386
11	8.900	2.048	27	0.000	6.144
12	8.900	3.072	28	0.000	5.120
13	8.900	4.096	29	0.000	4.096
14	8.900	5.120	30	0.000	3.072
15	8.900	6.144	31	0.000	2.048
16	8.900	9.386	32	0.000	1.024

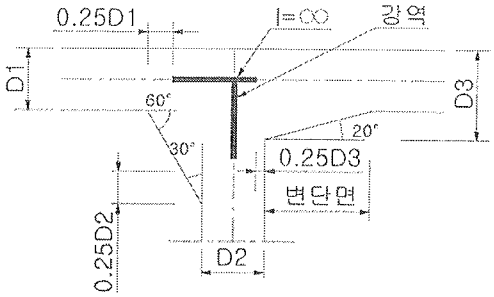
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(3) 17 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(5) 16 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm
(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm
(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm
(8) 250540561 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm
(9) 250540561 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm
(10) 250540561 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm
(11) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm
(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm
(13) 9 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm
(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

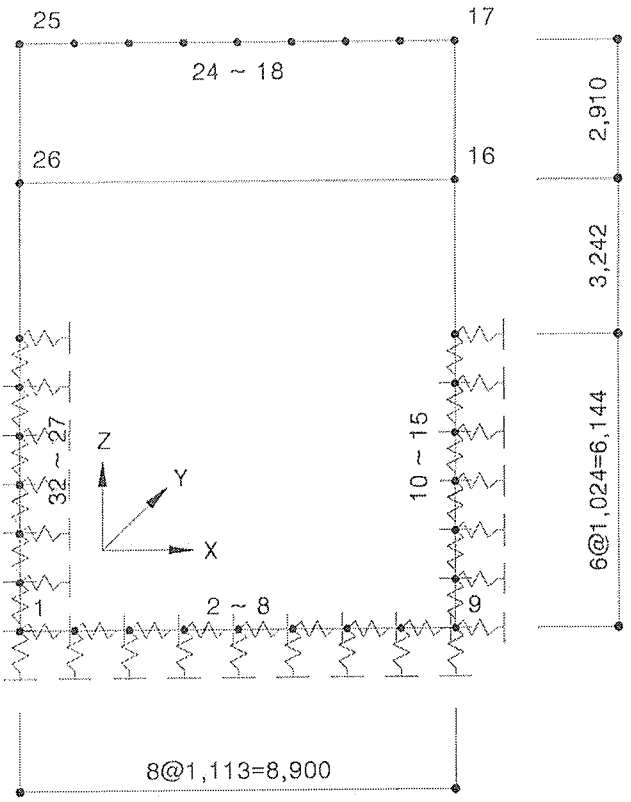
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

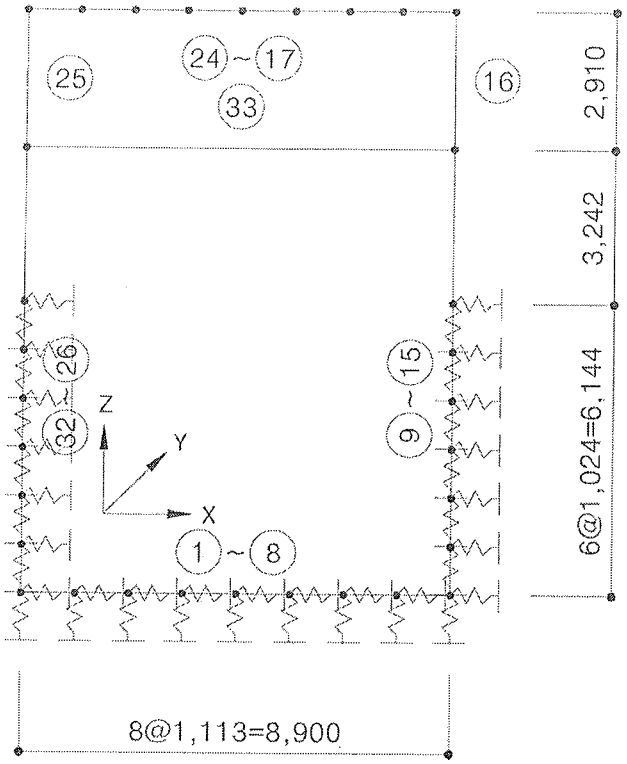
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

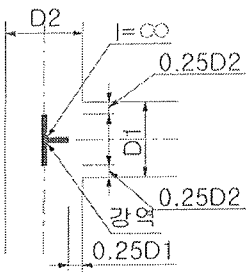
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~16.25~32
2	0.300 × 1.000 = 0.300	0.00225	17~24
3	0.400 × 1.000 = 0.400	0.00533	33

3) 단면좌표

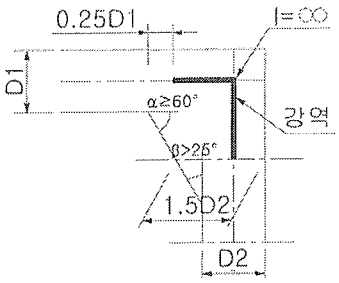
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	8.900	12.296
2	1.112	0.000	18	7.787	12.296
3	2.225	0.000	19	6.675	12.296
4	3.337	0.000	20	5.563	12.296
5	4.450	0.000	21	4.450	12.296
6	5.563	0.000	22	3.337	12.296
7	6.675	0.000	23	2.225	12.296
8	7.787	0.000	24	1.112	12.296
9	8.900	0.000	25	0.000	12.296
10	8.900	1.024	26	0.000	9.386
11	8.900	2.048	27	0.000	6.144
12	8.900	3.072	28	0.000	5.120
13	8.900	4.096	29	0.000	4.096
14	8.900	5.120	30	0.000	3.072
15	8.900	6.144	31	0.000	2.048
16	8.900	9.386	32	0.000	1.024

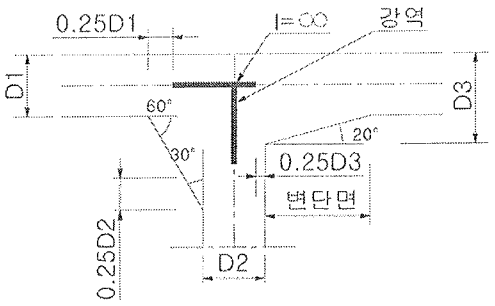
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(3) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(5) 16 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(8) 250540561 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(9) 250540561 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(10) 250540561 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 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 × L = √(9.600 × 7.900) = 8.71 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800C = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (8.709 / 0.3) $^{-3/4}$ = 7462.77 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.113/2) = 6763 kN/m	1,9
Kv2	Kv x (1.113/2 + 1.113/2) = 8302 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 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 = 2

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(9.600 × 7.900) = 8.709 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (8.709 / 0.3)$^{-3/4}$ = 14926.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 14926.080 = 4975.36 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 . 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 . 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.024/2 + 1.024/2) = 13723 kN/m	10~14,28~32
Kss1	Kss x (1.024/2 + 1.024/2) = 4574 kN/m	
Kh2	Kh x (1.024/2 + 0.000/2) = 6861 kN/m	15,27
Kss2	Kss x (1.024/2 + 0.000/2) = 2287 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.113/2 + 1.113/2) = 16605 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.113/2 + 1.113/2) = 5535 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.113/2) = 13527 kN/m	1,9
Ksb1	Kh x (1.024/2 + 0.700/2) = 11552 kN/m	
Kv2	Kv x (1.113/2 + 0.700/2) = 13527 kN/m	17,25
Ksb2	Kh x (1.024/2 + 0.700/2) = 11552 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 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 -6.302m

- Wl1 = 51.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 51.000 × 0.5(= 25.500 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.500 = 0.460 kN/m²
Wh2 = 0.460 + 0.984 × 19.000 × 0.500 = 9.808 kN/m²
Wh3 = 9.808 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 19.536 kN/m²
Wh4 = 19.536 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 29.264 kN/m²
Wh5 = 29.264 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 38.992 kN/m²
Wh6 = 38.992 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 48.720 kN/m²
Wh7 = 48.720 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 58.448 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.500 = 0.460 kN/m²
Wh2 = 0.460 + 0.984 × 30.000 × 0.500 = 15.220 kN/m²
Wh3 = 15.220 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 30.580 kN/m²
Wh4 = 30.580 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 45.940 kN/m²
Wh5 = 45.940 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 61.300 kN/m²
Wh6 = 61.300 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 76.660 kN/m²
Wh7 = 76.660 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 92.020 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = 4.728 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 1.486 × 10.000	= 14.860 kN/m²
Ww2	= 14.860 + 3.242 × 10.000	= 47.280 kN/m²
Ww3	= 47.280 + 1.024 × 10.000	= 57.520 kN/m²
Ww4	= 57.520 + 1.024 × 10.000	= 67.760 kN/m²
Ww5	= 67.760 + 1.024 × 10.000	= 78.000 kN/m²
Ww6	= 78.000 + 1.024 × 10.000	= 88.240 kN/m²
Ww7	= 88.240 + 1.024 × 10.000	= 98.480 kN/m²
Ww8	= 98.480 + 1.024 × 10.000	= 108.720 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (6.494 - -4.728) × 10.000 = 112.220 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755
Θ'	= tan-1(kh/(1-kv)x γt/γsub),kv =	:	5.571

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.000

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605
Θ'	= tan-1(kh/(1-kv)x γt/γsub),kv =	:	2.285

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.436 = 0.401 kN/m²
Wh2 = 0.401 + 0.984 × 19.000 × 0.436 = 8.553 kN/m²
Wh3 = 8.553 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 17.035 kN/m²
Wh4 = 17.035 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 25.518 kN/m²
Wh5 = 25.518 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 34.001 kN/m²
Wh6 = 34.001 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 42.484 kN/m²
Wh7 = 42.484 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 50.967 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.372 = 0.342 kN/m²
Wh2 = 0.342 + 0.984 × 19.000 × 0.372 = 7.297 kN/m²
Wh3 = 7.297 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 14.535 kN/m²
Wh4 = 14.535 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 21.772 kN/m²
Wh5 = 21.772 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 29.010 kN/m²
Wh6 = 29.010 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 36.248 kN/m²
Wh7 = 36.248 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 43.485 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.436 = 0.401 kN/m²
Wh2 = 0.401 + 0.984 × 30.000 × 0.395 = 12.062 kN/m²
Wh3 = 12.062 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 24.196 kN/m²
Wh4 = 24.196 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 36.330 kN/m²
Wh5 = 36.330 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 48.465 kN/m²
Wh6 = 48.465 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 60.599 kN/m²
Wh7 = 60.599 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 72.734 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.372 = 0.342 kN/m²
Wh2 = 0.342 + 0.984 × 30.000 × 0.357 = 10.881 kN/m²
Wh3 = 10.881 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 21.848 kN/m²
Wh4 = 21.848 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 32.815 kN/m²
Wh5 = 32.815 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 43.782 kN/m²
Wh6 = 43.782 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 54.749 kN/m²
Wh7 = 54.749 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 65.716 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.300×25.000×0.063 = 0.473	fu = 0.300×25.000×0.154 = 1.155

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

③ 중간슬래브

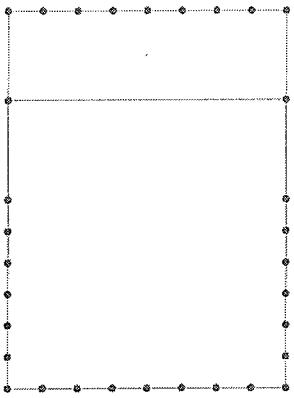
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	fb = 0.400×25.000×0.154 = 1.540

④ 측벽

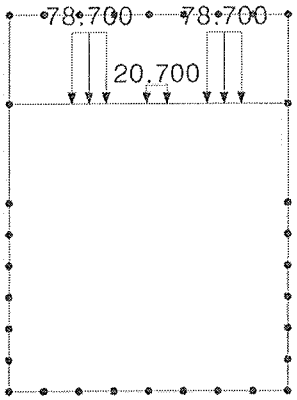
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f1 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f2 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f2 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f3 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f3 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f4 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f4 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f5 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f5 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f6 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f6 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f7 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f7 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f8 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f8 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f9 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f9 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

10. 하 중 재 하 (상시)

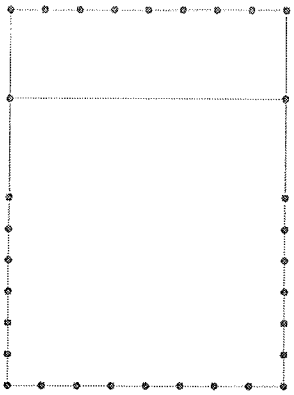
1) CASE1 - 구체자중(SW)



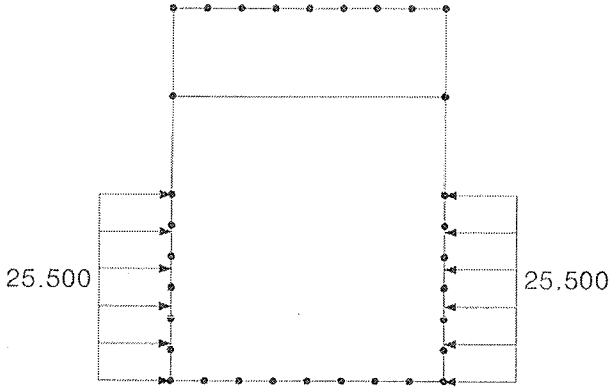
2) CASE2 - 권양기자중(GW)



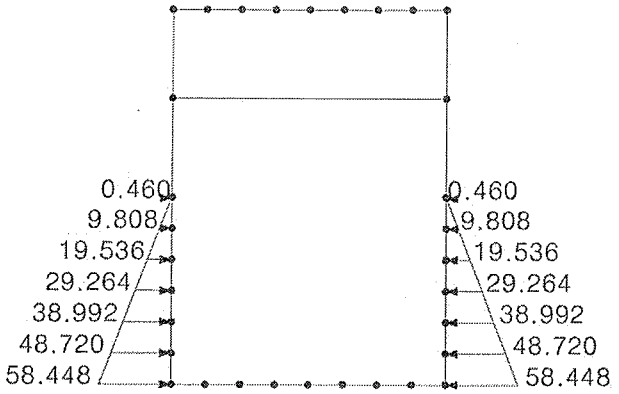
3) CASE3 - 만재활하중(LIVEFU)



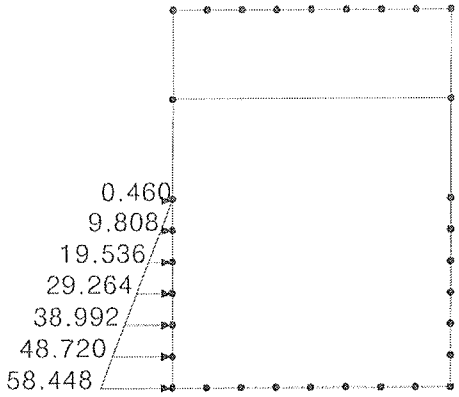
4) CASE4 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



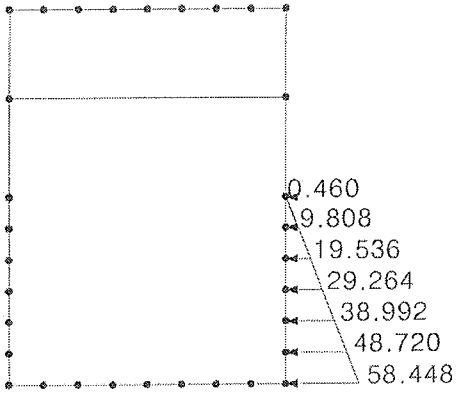
5) CASE5 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



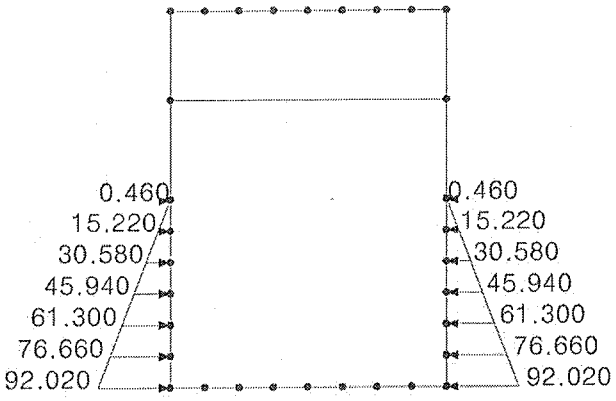
6) CASE6 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



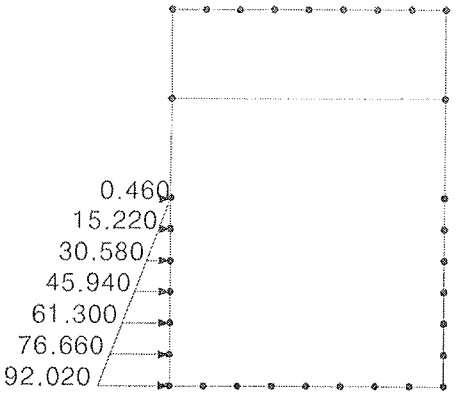
7) CASE7 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



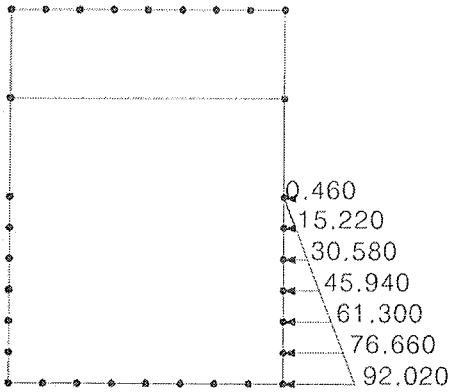
8) CASE8 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



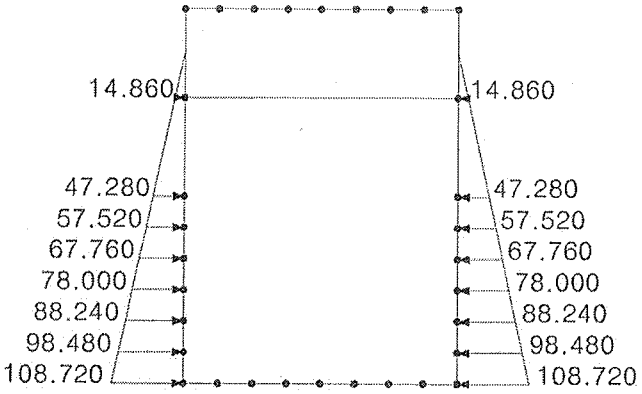
9) CASE9 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



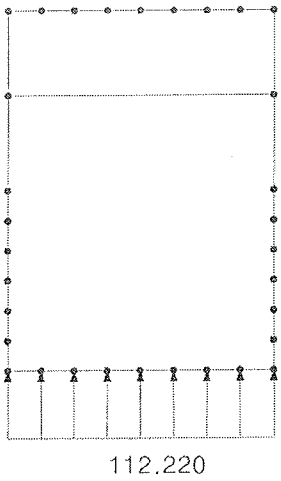
10) CASE10 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



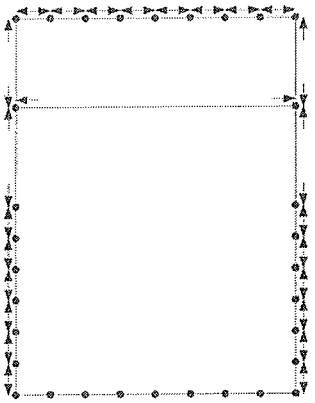
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



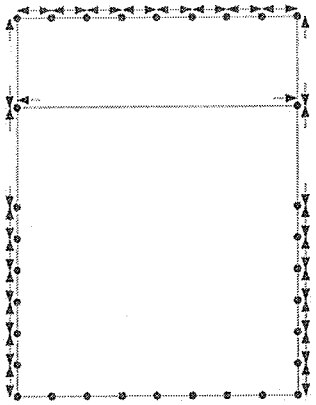
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



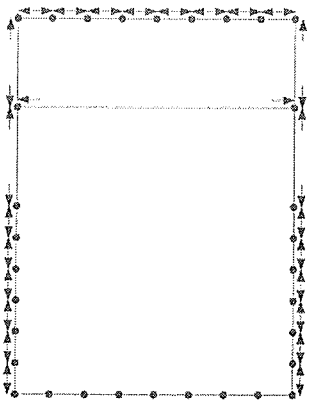
13) CASE13 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



14) CASE14 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

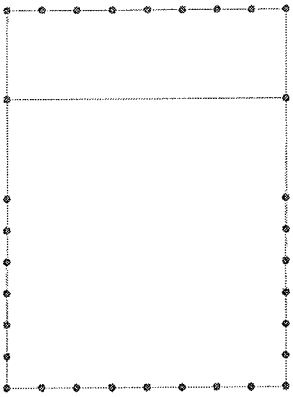


15) CASE15 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

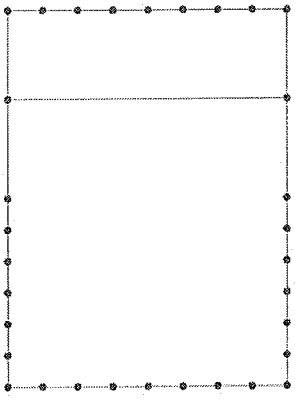


11. 하중 재하 (기능수행)

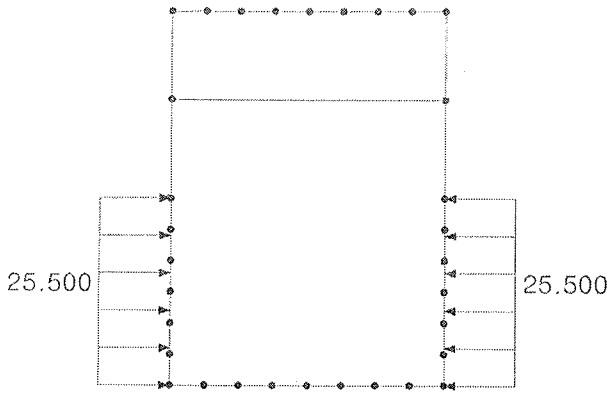
1) CASE1 - 구체자중(SW)



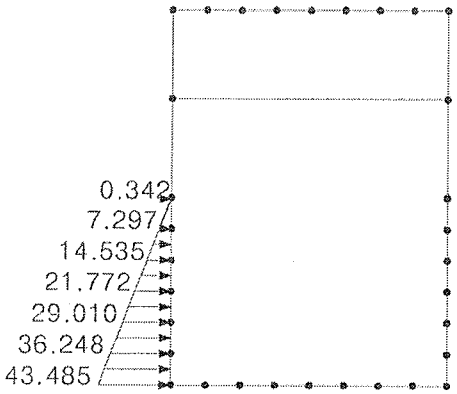
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



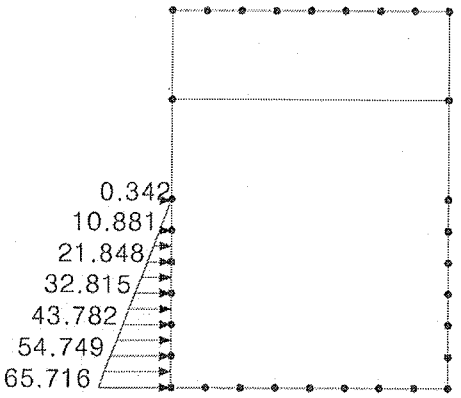
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



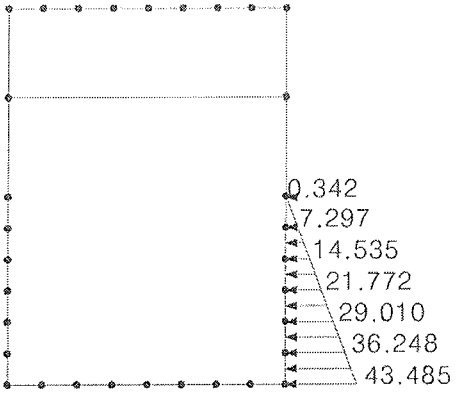
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



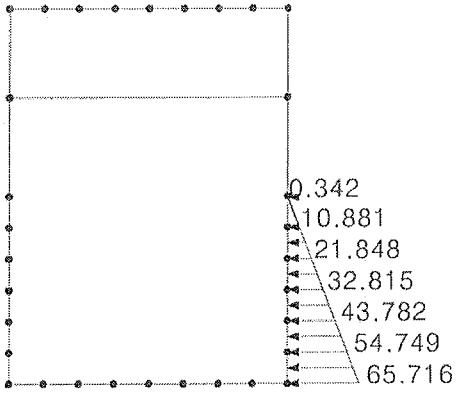
5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



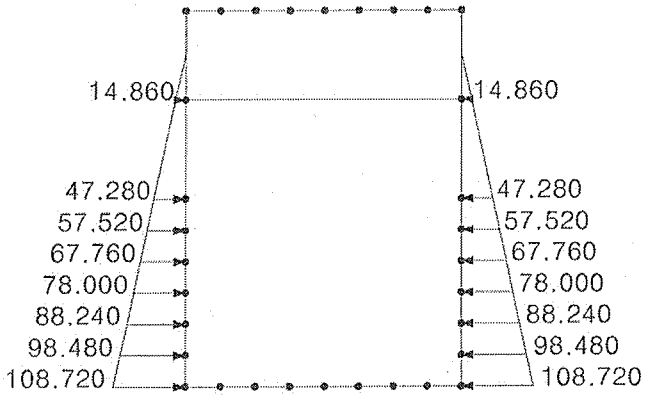
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



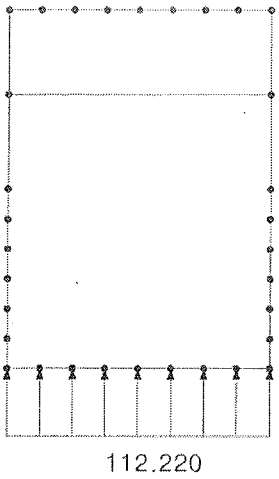
7) CASE7 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



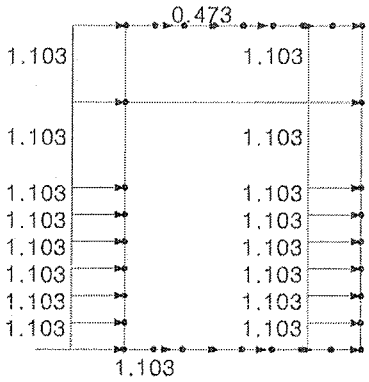
8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



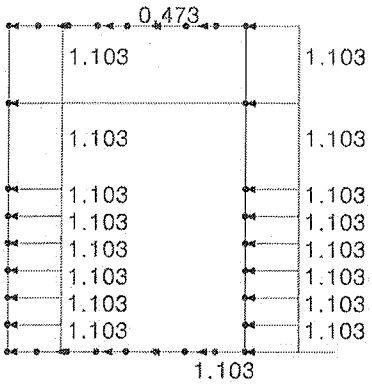
9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

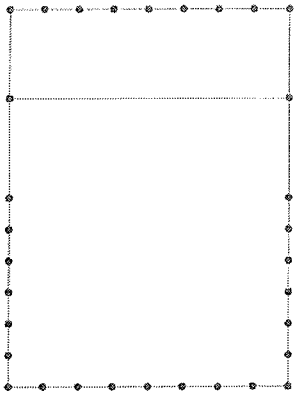


11) CASE11 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

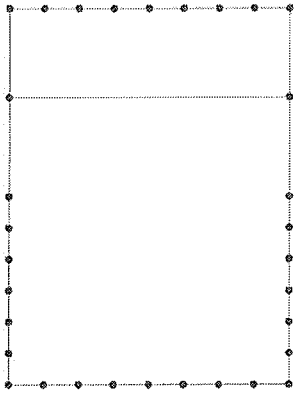


12. 하중 재하 (붕괴방지)

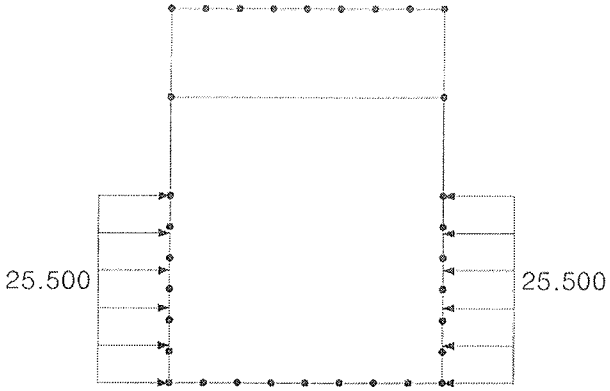
1) CASE1 - 구체자중(SW)



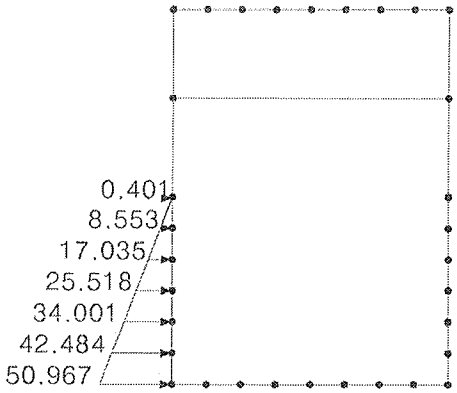
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



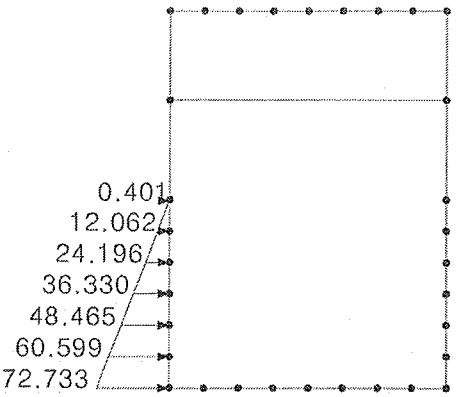
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



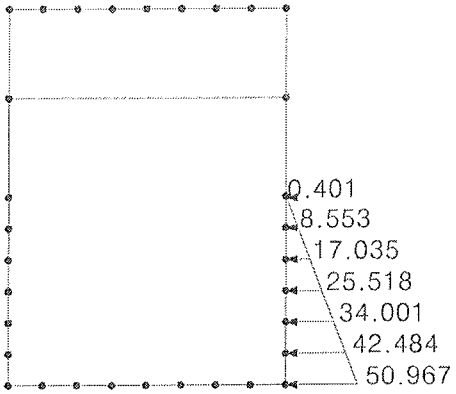
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



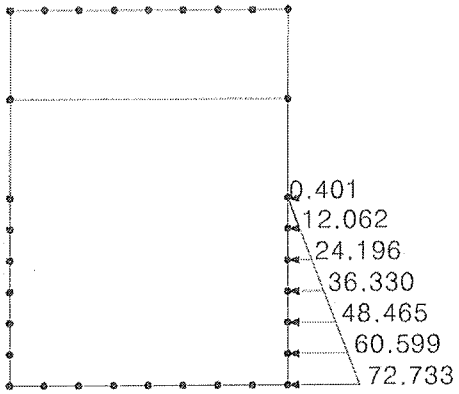
5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



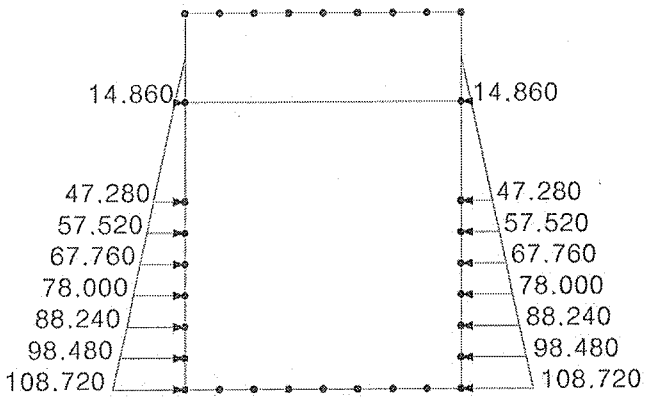
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



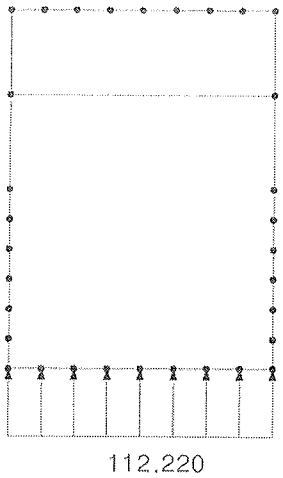
7) CASE7 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



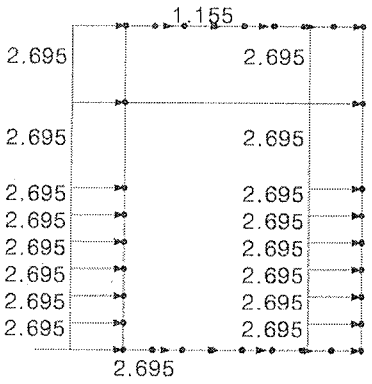
8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



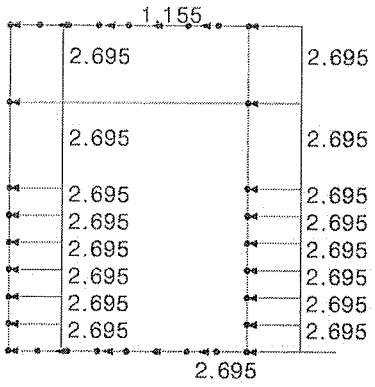
9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



11) CASE11 - 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 = -6.302 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

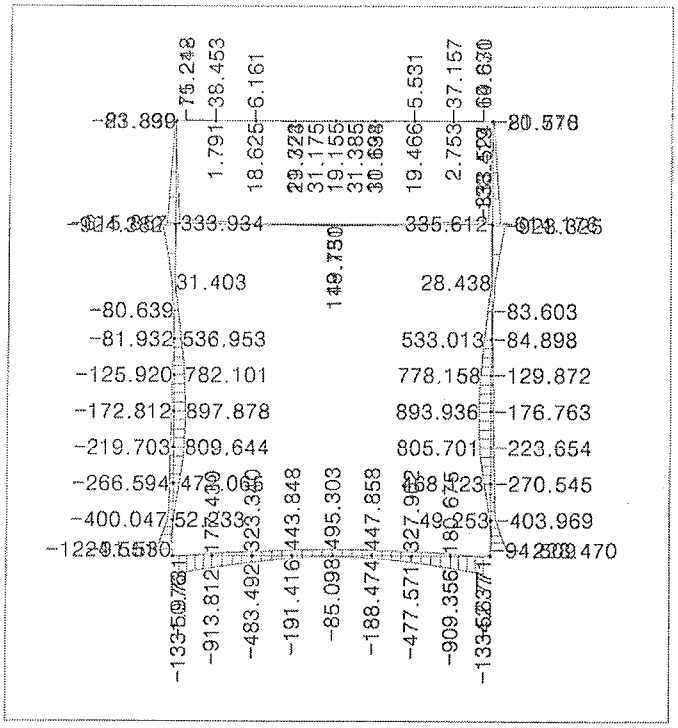
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

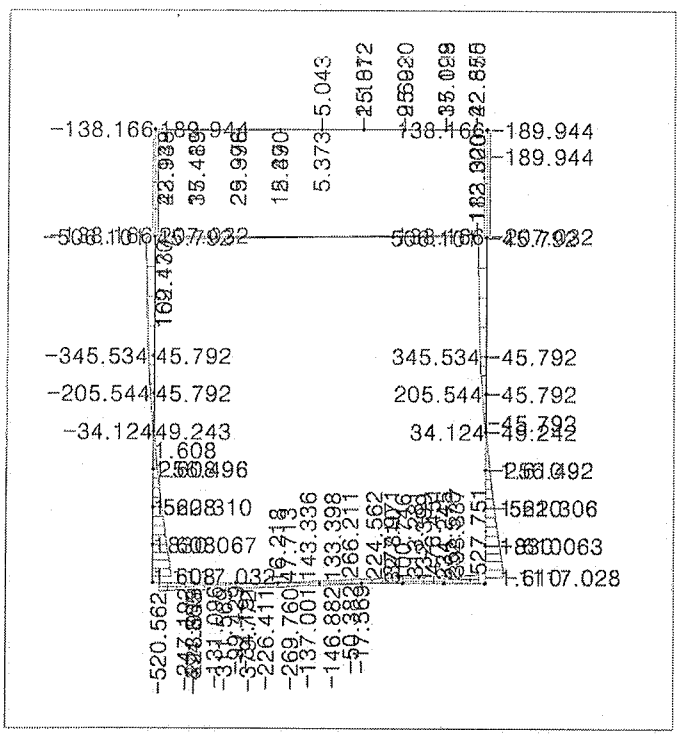
14. 단면력정리

14.1 상시

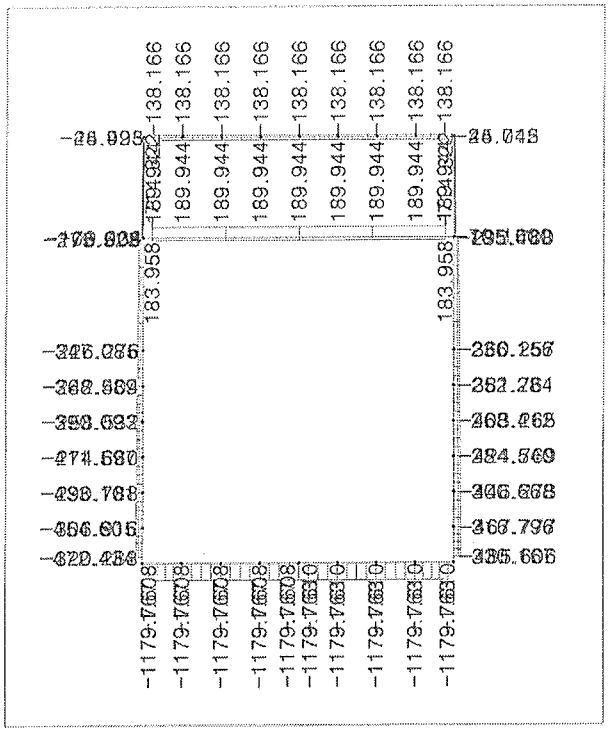
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



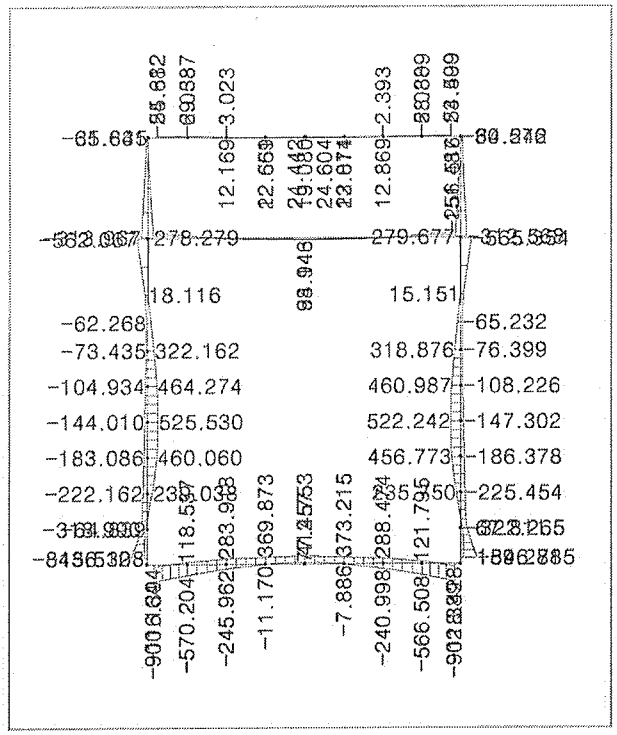
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

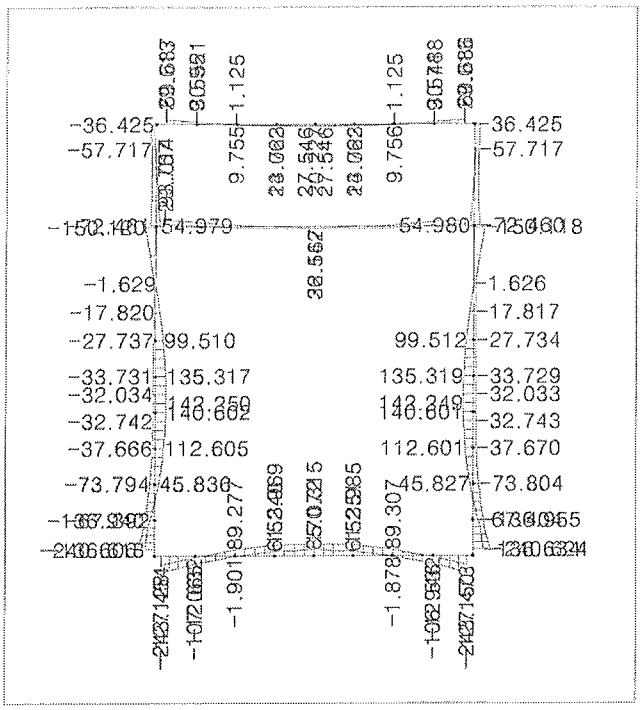


5) 단면력 정리

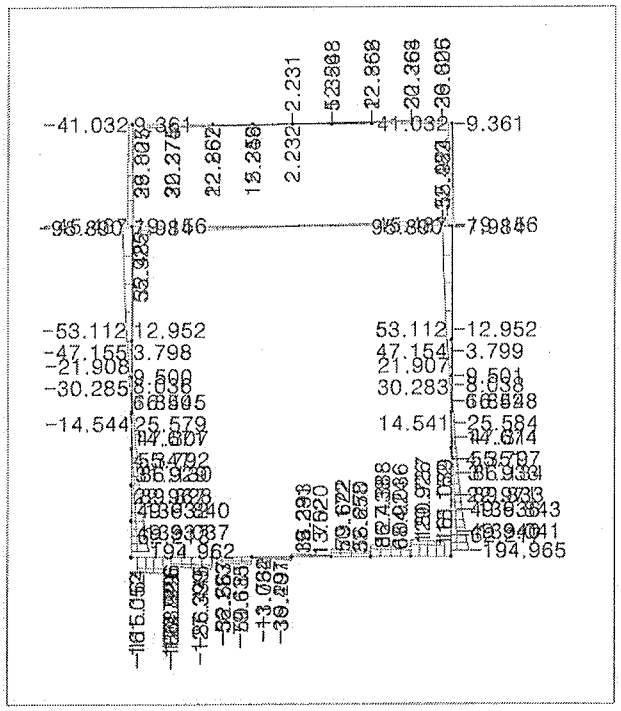
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	71.25	40.30	189.94	55.81	1000.00	300.00	
		중앙부	2	31.39	10.01	189.94	24.60	1000.00	300.00	
		우측	3	69.67	39.91	189.94	54.50	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1331.98	402.29	1179.77	900.16	1000.00	700.00	
		중앙부	5	495.30	143.26	1179.77	412.75	1000.00	700.00	
		우측	6	1334.64	409.44	1179.76	902.39	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	331.29	157.54	714.32	254.65	1000.00	400.00	
		중앙부	8	118.73	14.96	714.32	98.94	1000.00	400.00	
		우측	9	333.52	161.83	714.32	256.52	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	924.38	481.77	279.53	562.07	1000.00	700.00	
		추가1	11	172.81	49.24	390.09	144.01	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	49.24	472.43	0.00	1000.00	700.00	
		하부	13	1224.55	847.63	472.43	843.51	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	83.40	189.94	45.42	65.64	1000.00	700.00	
		추가2	15	333.54	189.99	75.72	179.73	1000.00	700.00	
		중앙부	16	333.93	189.99	106.01	278.28	1000.00	700.00	
		하부	17	615.86	193.88	106.01	313.97	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	928.33	481.77	292.70	565.35	1000.00	700.00	
		추가1	19	176.76	49.24	403.27	147.30	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	49.24	485.61	0.00	1000.00	700.00	
		하부	21	1228.47	847.63	485.61	846.79	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	81.72	189.94	45.05	64.24	1000.00	700.00	
		추가2	23	331.86	189.99	75.34	178.33	1000.00	700.00	
		중앙부	24	335.61	189.99	105.63	279.68	1000.00	700.00	
		하부	25	614.18	193.88	105.63	312.57	1000.00	700.00	

14.2 지진시(기능수행)

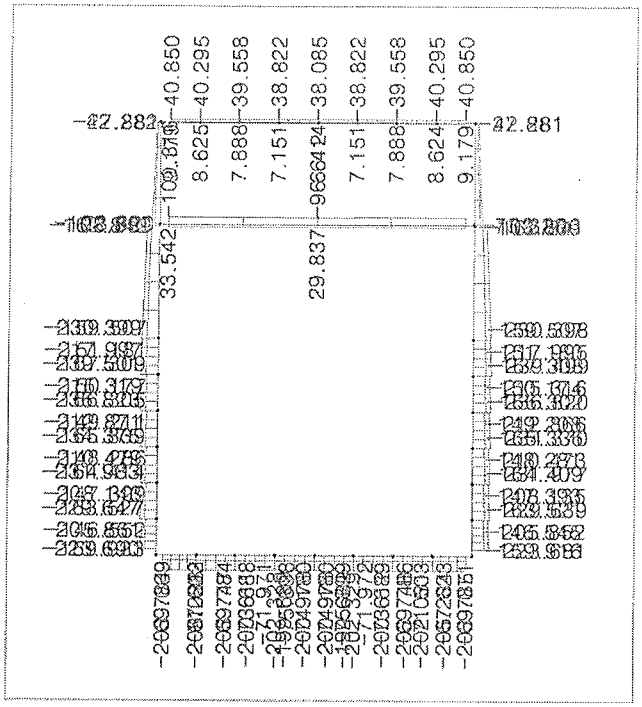
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

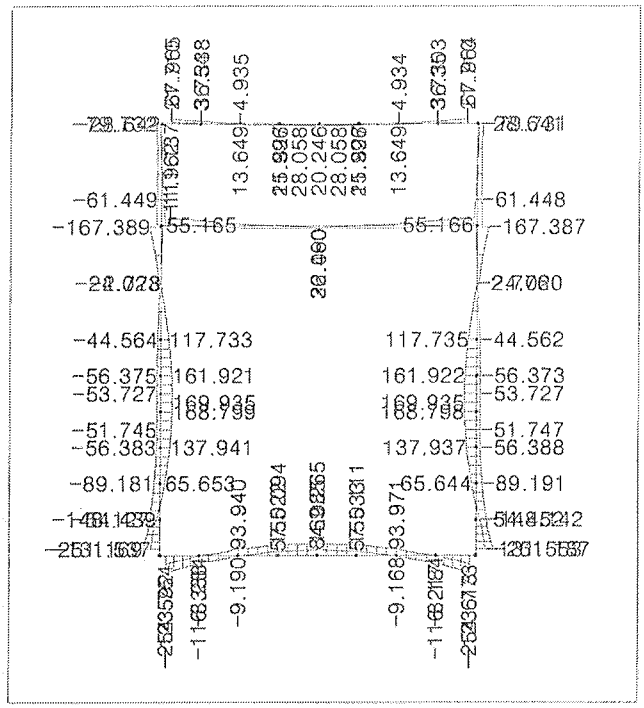


4) 단면력 정리

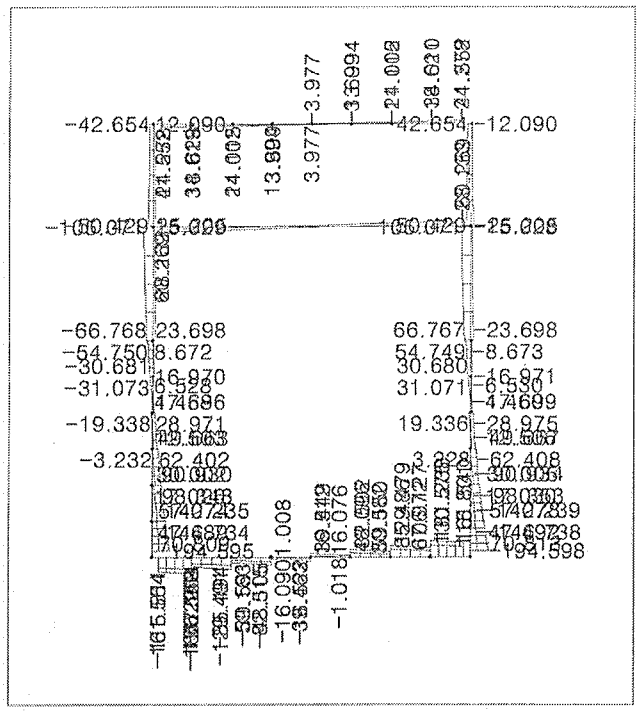
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	60.69	37.16	186.45	1000.00	300.00	
		중앙부	2	27.08	7.24	184.05	1000.00	300.00	
		우측	3	60.69	37.15	186.45	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	243.13	177.74	203.78	1000.00	700.00	
		중앙부	5	170.32	36.40	200.98	1000.00	700.00	
		우측	6	243.15	177.73	203.79	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	93.01	50.89	107.21	1000.00	400.00	
		중앙부	8	36.54	5.53	103.50	1000.00	400.00	
		우측	9	93.01	50.88	107.21	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	150.12	89.51	390.54	1000.00	700.00	
		추가1	11	33.60	25.58	467.17	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	25.58	370.30	1000.00	700.00	
		하부	13	240.61	141.64	370.30	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	71.97	42.22	269.43	1000.00	700.00	
		추가2	15	59.01	43.27	299.72	1000.00	700.00	
		중앙부	16	54.98	43.27	330.02	1000.00	700.00	
		하부	17	72.46	44.26	330.02	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	150.12	89.51	390.54	1000.00	700.00	
		추가1	19	33.60	16.45	488.67	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	16.45	370.27	1000.00	700.00	
		하부	21	240.62	141.65	370.27	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	71.97	42.22	330.02	1000.00	700.00	
		추가2	23	59.01	43.27	330.02	1000.00	700.00	
		중앙부	24	54.98	43.27	330.02	1000.00	700.00	
		하부	25	72.46	44.26	330.02	1000.00	700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

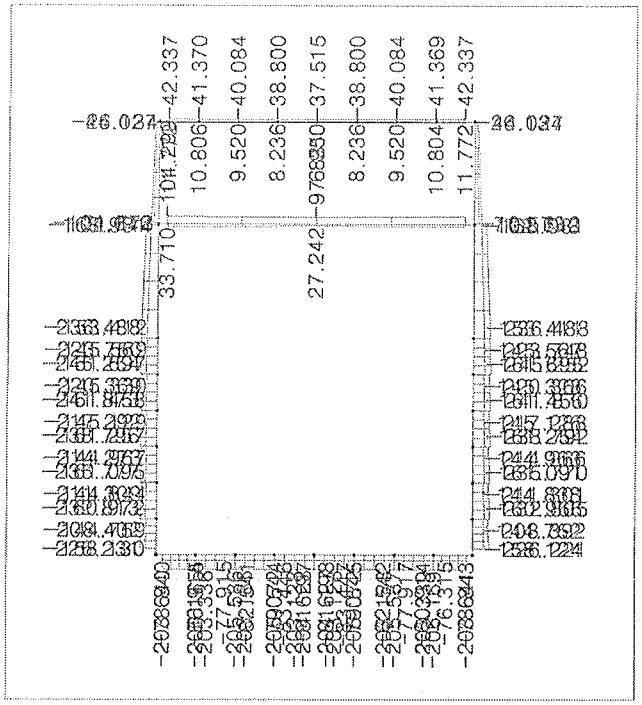
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	67.97	38.90	187.93	1000.00	300.00	
		중앙부	2	28.06	8.99	183.75	1000.00	300.00	
		우측	3	67.96	38.90	187.93	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	254.59	178.24	203.64	1000.00	700.00	
		중앙부	5	169.27	39.45	204.63	1000.00	700.00	
		우측	6	254.61	178.23	203.64	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	111.14	55.23	109.30	1000.00	400.00	
		중앙부	8	36.46	9.87	102.83	1000.00	400.00	
		우측	9	111.14	55.23	109.30	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	167.39	99.61	396.88	1000.00	700.00	
		추가1	11	55.14	28.97	473.34	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	28.97	373.83	1000.00	700.00	
		하부	13	251.17	149.28	373.83	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	79.73	44.73	271.24	1000.00	700.00	
		추가2	15	63.19	46.56	301.54	1000.00	700.00	
		중앙부	16	55.17	46.56	331.83	1000.00	700.00	
		하부	17	77.34	48.29	331.83	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	167.39	99.61	396.88	1000.00	700.00	
		추가1	19	55.14	17.70	494.84	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	17.70	373.81	1000.00	700.00	
		하부	21	251.19	149.28	373.81	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	79.73	44.73	331.83	1000.00	700.00	
		추가2	23	63.19	46.56	331.83	1000.00	700.00	
		중앙부	24	55.17	46.56	331.83	1000.00	700.00	
		하부	25	77.34	48.29	331.83	1000.00	700.00	

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	-71.25	-	-67.97	-60.69	-71.25	
		중앙부	2	31.39	-	28.06	27.08	31.39	
		우측	3	-69.67	-	-67.96	-60.69	-69.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1331.98	-	-254.59	-243.13	-1331.98	
		중앙부	5	495.30	-	169.27	170.32	495.30	
		우측	6	-1334.64	-	-254.61	-243.15	-1334.64	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	-331.29	-	-111.14	-93.01	-331.29	
		중앙부	8	118.73	-	36.46	36.54	118.73	
		우측	9	-333.52	-	-111.14	-93.01	-333.52	
좌측 벽체	1 층	상부	10	-924.38	-	-167.39	-150.12	-924.38	
		추가1	11	-172.81	-	-55.14	-33.60	-172.81	
		중앙부	12	-	-	-	-	-	
		하부	13	-1224.55	-	-251.17	-240.61	-1224.55	
	2 층	상부	14	-83.40	-	-79.73	-71.97	-83.40	
		추가2	15	-333.54	-	-63.19	-59.01	-333.54	
		중앙부	16	333.93	-	55.17	54.98	333.93	
		하부	17	-615.86	-	-77.34	-72.46	-615.86	
우측 벽체	1 층	상부	18	-928.33	-	-167.39	-150.12	-928.33	
		추가1	19	-176.76	-	-55.14	-33.60	-176.76	
		중앙부	20	-	-	-	-	-	
		하부	21	-1228.47	-	-251.19	-240.62	-1228.47	
	2 층	상부	22	-81.72	-	-79.73	-71.97	-81.72	
		추가2	23	-331.86	-	-63.19	-59.01	-331.86	
		중앙부	24	335.61	-	55.17	54.98	335.61	
		하부	25	-614.18	-	-77.34	-72.46	-614.18	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	40.30	-	38.90	37.16	40.30	
		중앙부	2	-10.01	-	-8.99	-7.24	-10.01	
		우측	3	-39.91	-	-38.90	-37.15	-39.91	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-402.29	-	-178.24	-177.74	-402.29	
		중앙부	5	143.26	-	-39.45	-36.40	143.26	
		우측	6	409.44	-	178.23	177.73	409.44	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	157.54	-	55.23	50.89	157.54	
		중앙부	8	-14.96	-	9.87	5.53	-14.96	
		우측	9	-161.83	-	-55.23	-50.88	-161.83	

좌측 벽체	1층	상부	10	-481.77	-	-99.61	-89.51	-481.77	
		추가1	11	49.24	-	28.97	25.58	49.24	
		중앙부	12	49.24	-	28.97	25.58	49.24	
		하부	13	847.63	-	149.28	141.64	847.63	
	2층	상부	14	189.94	-	-44.73	-42.22	189.94	
		추가2	15	189.99	-	-46.56	-43.27	189.99	
		중앙부	16	189.99	-	-46.56	-43.27	189.99	
		하부	17	193.88	-	-48.29	-44.26	193.88	
우측 벽체	1층	상부	18	481.77	-	99.61	89.51	481.77	
		추가1	19	-49.24	-	-17.70	-16.45	-49.24	
		중앙부	20	-49.24	-	-17.70	-16.45	-49.24	
		하부	21	-847.63	-	-149.28	-141.65	-847.63	
	2층	상부	22	-189.94	-	44.73	42.22	-189.94	
		추가2	23	-189.99	-	46.56	43.27	-189.99	
		중앙부	24	-189.99	-	46.56	43.27	-189.99	
		하부	25	-193.88	-	48.29	44.26	-193.88	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	189.94	-	-187.93	-186.45	-295.22	
		중앙부	2	189.94	-	-183.75	-184.05	-295.22	
		우측	3	189.94	-	-187.93	-186.45	-295.22	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-1179.77	-	-203.64	-203.78	-1236.79	
		중앙부	5	-1179.77	-	-204.63	-200.98	-1236.79	
		우측	6	-1179.76	-	-203.64	-203.79	-1236.78	
중간 슬래브	1경간	좌측	7	-714.32	-	109.30	107.21	-791.13	
		중앙부	8	-714.32	-	102.83	103.50	-791.13	
		우측	9	-714.32	-	109.30	107.21	-791.13	
좌측 벽체	1층	상부	10	-279.53	-	-396.88	-390.54	-537.19	
		추가1	11	-390.09	-	-473.34	-467.17	-669.26	
		중앙부	12	-472.43	-	-373.83	-370.30	-730.09	
		하부	13	-472.43	-	-373.83	-370.30	-730.09	
	2층	상부	14	-45.42	-	-271.24	-269.43	-408.23	
		추가2	15	-75.72	-	-301.54	-299.72	-438.52	
		중앙부	16	-106.01	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		하부	17	-106.01	-	-331.83	-330.02	-468.81	
우측 벽체	1층	상부	18	-292.70	-	-396.88	-390.54	-537.19	
		추가1	19	-403.27	-	-494.84	-488.67	-730.09	
		중앙부	20	-485.61	-	-373.81	-370.27	-730.09	
		하부	21	-485.61	-	-373.81	-370.27	-730.09	
	2층	상부	22	-45.05	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		추가2	23	-75.34	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		중앙부	24	-105.63	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		하부	25	-105.63	-	-331.83	-330.02	-468.81	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-55.81	-	-	-	-55.81	
		중앙부	2	24.60	-	-	-	24.60	
		우측	3	-54.50	-	-	-	-54.50	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-900.16	-	-	-	-900.16	
		중앙부	5	412.75	-	-	-	412.75	
		우측	6	-902.39	-	-	-	-902.39	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	-254.65	-	-	-	-254.65	
		중앙부	8	98.94	-	-	-	98.94	
		우측	9	-256.52	-	-	-	-256.52	
좌측 벽체	1 층	상부	10	-562.07	-	-	-	-562.07	
		추가1	11	-144.01	-	-	-	-144.01	
		중앙부	12	-	-	-	-	-	
		하부	13	-843.51	-	-	-	-843.51	
	2 층	상부	14	-65.64	-	-	-	-65.64	
		추가2	15	-179.73	-	-	-	-179.73	
		중앙부	16	278.28	-	-	-	278.28	
		하부	17	-313.97	-	-	-	-313.97	
우측 벽체	1 층	상부	18	-565.35	-	-	-	-565.35	
		추가1	19	-147.30	-	-	-	-147.30	
		중앙부	20	-	-	-	-	-	
		하부	21	-846.79	-	-	-	-846.79	
	2 층	상부	22	-64.24	-	-	-	-64.24	
		추가2	23	-178.33	-	-	-	-178.33	
		중앙부	24	279.68	-	-	-	279.68	
		하부	25	-312.57	-	-	-	-312.57	

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	220	71.25	111.36	991.44	H16 - 8.0EA	1588.80	1.56
		중앙부	2	1000	220	31.38	111.36	426.80	H16 - 8.0EA	1588.80	3.55
		우측	3	1000	220	69.67	111.36	968.60	H16 - 8.0EA	1588.80	1.60
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	591	1331.98	1557.72	7443.05	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
		중앙부	5	1000	620	495.30	624.39	2432.83	H22 - 8.0EA	3096.80	1.26
		우측	6	1000	591	1334.64	1557.72	7460.02	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
중간슬래브	1경간	좌측	7	1000	320	331.29	351.11	3350.69	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.06
		중앙부	8	1000	320	118.73	165.38	1125.80	H16 - 8.0EA	1588.80	1.39
		우측	9	1000	320	333.52	351.11	3375.84	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.05
좌측벽체	1층	상부	10	1000	620	924.38	1082.47	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.17
		추가1	11	1000	620	172.81	1604.50	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	9.29
		중앙부	12	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	13	1000	591	1224.55	1843.69	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.51
	2층	상부	14	1000	620	83.40	1340.50	-	H16 - 8.0EA	3529.20	16.07
		추가2	15	1000	620	333.54	1379.11	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.13
		중앙부	16	1000	620	333.93	650.85	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.95
		하부	17	1000	620	615.86	1148.03	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.86
우측벽체	1층	상부	18	1000	620	928.32	1081.60	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.17
		추가1	19	1000	620	176.76	1578.51	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	8.93
		중앙부	20	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	21	1000	591	1228.47	1842.83	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.50

우측벽체	2층	상부	22	1000	620	81.72	1290.49	-	H16 - 8.0EA	3529.20	15.79
		추가2	23	1000	620	331.85	1422.97	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.29
		중앙부	24	1000	620	335.61	649.01	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.93
		하부	25	1000	620	614.18	1148.81	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.87

(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	142.9	40.3	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	142.9	10.0	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	142.9	39.9	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	384.0	402.3	683.62	2.00	15.47	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	402.7	143.3	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	384.0	409.4	683.62	2.00	21.51	H13	150	253.40	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	207.8	157.5	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	207.8	15.0	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	207.8	161.8	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	424.8	481.8	917.30	2.00	45.96	H16	150	397.20	O.K
		추가1	11	430.2	49.2	676.47	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	12	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	13	412.6	847.6	882.26	2.00	367.92	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	14	419.5	189.9	576.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	15	420.7	190.0	577.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	16	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	17	422.0	193.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	18	424.8	481.8	917.30	2.00	45.96	H16	150	397.20	O.K
		추가1	19	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	20	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	21	412.6	847.6	882.26	2.00	367.91	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	422.0	189.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	23	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	24	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	25	422.0	193.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	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	300.00	220.00	80.00	71.25	40.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 991.445 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.603]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 71.248 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.563]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 40.300 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	300.00	220.00	80.00	31.39	10.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 426.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.723]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 31.385 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.548]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 10.006 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	300.00	220.00	80.00	69.67	39.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 968.596 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.640]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 69.671 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.598]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 39.913 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	591.20	80.00	1331.98	402.29

* 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 (620.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00717

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 7443.054\ mm^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm), [사용률 = 1.199]

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 = 0.01509

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 (591.20 - a/2) = 1557.723 kN.m

≥ Mu (= 1331.976 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 591.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 591.20 = 383.998 kN

< Vu (= 402.285 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (402.285-383.998) x 150.00 / (400x591.20xΦ) x 1000 = 15.466 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 591.20 / 150.00 x 1000 = 399.496 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 / 1000 = 2047.988 kN ≥ 399.496 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (511.997 + 399.496) = 683.619 kN ≥ 402.285 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	700.00	620.00	80.00	495.30	143.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2432.828 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.273]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 495.303 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.261]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 143.257 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	700.00	591.20	80.00	1334.64	409.44

* 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 (620.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00717

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7460.019 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm), [사용률 = 1.196]

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 = 0.01509

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 (591.20 - a/2) = 1557.723 kN.m

≥ Mu (= 1334.637 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.167]

* 전단에 대한 검토 (d = 591.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 591.20 = 383.998 kN

< Vu (= 409.436 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (409.436-383.998) x 150.00 / (400x591.20xΦ) x 1000 = 21.514 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 591.20 / 150.00 x 1000 = 399.496 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 / 1000 = 2047.988 kN ≥ 399.496 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (511.997 + 399.496) = 683.619 kN ≥ 409.436 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 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	400.00	320.00	80.00	331.29	157.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01010

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3350.686\ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.067]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.01117

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (320.00 - a/2) = 351.109 kN.m

≥ Mu (= 331.289 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.060]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 157.536 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, ki = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	320.00	80.00	118.73	14.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 32.578) / 32.578 = 0.02647

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1125.796 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.411]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (320.00 - a/2) = 165.382 kN.m

≥ Mu (= 118.731 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.393]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 14.955 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 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	400.00	320.00	80.00	333.52	161.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01010

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3375.838\ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.059]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.01117

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (320.00 - a/2) = 351.109 kN.m

≥ Mu (= 333.524 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.053]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 161.830 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	537.186	924.382	1720.785

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 ㎜, ab = k1 x cb = 316.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 ㎜, e = Mu/Pu = 1720.785 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.961 ㎜, a = k1 x c = 98.567 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98566.910 = 2262.111 kN

∑Csi = 316.514 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2262.111 + 316.514 - 1838.560 = 740.065 kN

Mn = Cc x 285.360 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1273.489 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1720.780)| = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 ㎜

c = 115.961 ㎜, a = k1 x c = 98.567 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-115.96) / 115.96 = 0.01304

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 740.065 kN

ΦPn = 0.85 x 740.065 = 629.055 kN ≥ Pu = 537.186 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.721 = 1082.469 kN.m ≥ Mu = 924.382 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 620.00 = 424.776 kN

< Vu (= 481.766 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (481.766 - 424.776) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 45.960 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 656.704 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (566.368 + 656.704) = 917.304 kN ≥ 481.766 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, ki=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	700.000	80.000	620.000	669.255	172.812	258.215

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 258.215 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 431.089 mm, a = k1 x c = 366.426 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 366425.667 = 8409.469 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1208.535 kN

Pn = 8409.469 + 731.628 - 1208.535 = 7932.562 kN

Mn = Cc x 151.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2048.249 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=258.208) | = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 431.089 mm, a = k1 x c = 366.426 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-431.09) / 431.09 = 0.00131

→ 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 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 7932.562 kN

ΦPn = 0.78 x 7932.562 = 6213.840 kN ≥ Pu = 669.255 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.258 = 1604.505 kN.m ≥ Mu = 172.812 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 620.00 = 430.203 kN

≥ Vu (= 49.243 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(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)
1000.000	700.000	80.000	591.203	730.092	1224.551	1677.255

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 108.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0155) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 3569280.0 x 108.797 + 776160.0 x 620.000) / 20410440.0

= 318.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 354.722 mm, ab = k1 x cb = 301.514 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 301513.609 = 6919.737 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 6919.737 + 731.628 - 3569.280 = 4082.085 kN

Mb = Cc x 231.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2567.443 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.954 mm, e = Mu/Pu = 1677.255 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 214.158 mm, a = k1 x c = 182.034 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 182034.454 = 4177.691 kN

∑Csi = 684.799 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4177.691 + 684.799 - 3569.280 = 1293.210 kN

Mn = Cc x 227.070 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2169.038 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1677.251) | = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 214.158 mm, a = ki x c = 182.034 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-214.16) / 214.16 = 0.00569

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16128.896 kN ≥ Pn = 1293.210 kN

ΦPn = 0.85 x 1293.210 = 1099.229 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.677 = 1843.687 kN.m ≥ Mu = 1224.551 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 591.20 = 412.605 kN

< Vu (= 847.631 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (847.631 - 412.605) x 150.00 / (400.0 x 591.20 x Φ) = 367.915 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 591.20 / 150.00 = 626.202 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 = 2047.988 kN ≥ 626.202 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (550.140 + 626.202) = 882.257 kN ≥ 847.631 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	408.229	83.399	204.294

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 17476680.0

= 352.173 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 635.520 = 7352.898 kN

Mb = Cc x 189.727 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1745.732 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.421 mm, e = Mu/Pu = 204.294 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 415.881 mm, a = k1 x c = 353.499 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 353499.146 = 8112.805 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 467.879 kN

Pn = 8112.805 + 731.628 - 467.879 = 8376.554 kN

Mn = Cc x 175.423 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1711.214 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=204.286) | = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 415.881 mm, a = k1 x c = 353.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-415.88) / 415.88 = 0.00147

→ 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 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 13916.548 kN ≥ Pn = 8376.554 kN

ΦPn = 0.78 x 8376.554 = 6561.634 kN ≥ Pu = 408.229 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.204 = 1340.499 kN.m ≥ Mu = 83.399 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 620.00 = 419.477 kN

≥ Vu (= 189.944 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	438.522	333.535	760.590

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 760.590 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 173.691 mm, a = k1 x c = 147.637 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 147637.258 = 3388.275 kN

∑Csi = 583.472 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3388.275 + 583.472 - 1838.560 = 2133.188 kN

Mn = Cc x 260.825 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1622.485 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=760.592)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 173.691 mm, a = k1 x c = 147.637 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-173.69) / 173.69 = 0.00771

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 2133.188 kN

ΦPn = 0.85 x 2133.188 = 1813.209 kN ≥ Pu = 438.522 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.761 = 1379.108 kN.m ≥ Mu = 333.535 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 620.00 = 420.722 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	333.934	712.296

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, di = 80.00 ㎜

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, di = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 620.000) / 18679720.0

= 365.356 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 ㎜, ab = k1 x cb = 316.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 7256.790 + 1733.073 - 776.160 = 8213.703 kN

Mb = Cc x 176.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1943.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 236.670 ㎜, e = Mu/Pu = 712.296 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 85.618 ㎜, a = k1 x c = 72.775 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 72775.134 = 1670.189 kN

∑Csi = 180.955 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pn = 1670.189 + 180.955 - 776.160 = 1074.985 kN

Mn = Cc x 328.969 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 765.706 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=712.294) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 ㎜

c = 85.618 ㎜, a = k1 x c = 72.775 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-85.62) / 85.62 = 0.01872

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1074.985 kN

ΦPn = 0.85 x 1074.985 = 913.737 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.712 = 650.851 kN.m ≥ Mu = 333.934 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	615.857	1313.647

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1313.647 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.116 mm, a = k1 x c = 108.049 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 108048.530 = 2479.714 kN

∑Csi = 386.997 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2479.714 + 386.997 - 1838.560 = 1028.151 kN

Mn = Cc x 280.620 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1350.624 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1313.644) | = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 127.116 mm, a = k1 x c = 108.049 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-127.12) / 127.12 = 0.01163

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1028.151 kN

ΦPn = 0.85 x 1028.151 = 873.928 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.314 = 1148.033 kN.m ≥ Mu = 615.857 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 193.882 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	537.186	928.325	1728.124

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 ㎜, ab = k1 x cb = 316.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 ㎜, e = Mu/Pu = 1728.124 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.820 ㎜, a = k1 x c = 98.447 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98446.931 = 2259.357 kN

∑Csi = 315.535 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2259.357 + 315.535 - 1838.560 = 736.332 kN

Mn = Cc x 285.420 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1272.475 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1728.125) | = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 ㎜

c = 115.820 ㎜, a = k1 x c = 98.447 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-115.82) / 115.82 = 0.01306

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 736.332 kN

ΦPn = 0.85 x 736.332 = 625.882 kN ≥ Pu = 537.186 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.728 = 1081.603 kN.m ≥ Mu = 928.325 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 620.00 = 424.776 kN

< Vu (= 481.766 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (481.766 - 424.776) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 45.960 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 656.704 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (566.368 + 656.704) = 917.304 kN ≥ 481.766 kN ∴ O.K

㈜ TITLE : 우측벽체 추가

㉮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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	730.092	176.763	242.110

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 242.110 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 444.830 mm, a = k1 x c = 378.106 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 378105.774 = 8677.528 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1086.009 kN

Pn = 8677.528 + 731.628 - 1086.009 = 8323.146 kN

Mn = Cc x 145.591 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2015.196 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=242.120)| = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 444.830 mm, a = k1 x c = 378.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-444.83) / 444.83 = 0.00118

→ 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 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 8323.146 kN

ΦPn = 0.78 x 8323.146 = 6519.798 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.242 = 1578.509 kN.m ≥ Mu = 176.763 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 620.00 = 432.703 kN

≥ Vu (= 49.242 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(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)
1000.000	700.000	80.000	591.203	730.092	1228.470	1682.622

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 ㎟ (인장중심 = 108.80 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 180.00 ㎜

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0155) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 3569280.0 x 108.797 + 776160.0 x 620.000) / 20410440.0

= 318.087 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 354.722 ㎜, ab = k1 x cb = 301.514 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 301513.609 = 6919.737 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 6919.737 + 731.628 - 3569.280 = 4082.085 kN

Mb = Cc x 231.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2567.443 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.954 ㎜, e = Mu/Pu = 1682.622 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 213.939 ㎜, a = k1 x c = 181.848 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 181848.148 = 4173.415 kN

∑Csi = 684.354 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4173.415 + 684.354 - 3569.280 = 1288.489 kN

Mn = Cc x 227.163 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2168.048 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1682.629) | = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 ㎜

c = 213.939 ㎜, a = k1 x c = 181.848 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-213.94) / 213.94 = 0.00569

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16128.896 kN ≥ Pn = 1288.489 kN

ΦPn = 0.85 x 1288.489 = 1095.215 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.683 = 1842.834 kN.m ≥ Mu = 1228.470 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 591.20 = 412.605 kN

< Vu (= 847.627 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (847.627 - 412.605) x 150.00 / (400.0 x 591.20 x Φ) = 367.912 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 591.20 / 150.00 = 626.202 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 = 2047.988 kN ≥ 626.202 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (550.140 + 626.202) = 882.257 kN ≥ 847.627 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	81.718	174.309

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 17476680.0

= 352.173 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 635.520 = 7352.898 kN

Mb = Cc x 189.727 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1745.732 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.421 mm, e = Mu/Pu = 174.309 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 463.491 mm, a = k1 x c = 393.967 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 393967.400 = 9041.552 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 321.898 kN

Pn = 9041.552 + 731.628 - 321.898 = 9451.282 kN

Mn = Cc x 155.189 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1647.421 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=174.307)| = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 463.491 mm, a = k1 x c = 393.967 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-463.49) / 463.49 = 0.00101

→ 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 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 13916.548 kN ≥ Pn = 9451.282 kN

ΦPn = 0.78 x 9451.282 = 7403.504 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.174 = 1290.495 kN.m ≥ Mu = 81.718 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.944 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	331.855	707.860

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 707.860 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 184.029 mm, a = k1 x c = 156.425 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 156424.980 = 3589.953 kN

∑Csi = 613.597 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3589.953 + 613.597 - 1838.560 = 2364.991 kN

Mn = Cc x 256.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1674.104 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=707.869) | = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 184.029 mm, a = k1 x c = 156.425 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-184.03) / 184.03 = 0.00711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 2364.991 kN

ΦPn = 0.85 x 2364.991 = 2010.242 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.708 = 1422.970 kN.m ≥ Mu = 331.855 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	335.612	715.875

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 620.000) / 18679720.0

= 365.356 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 7256.790 + 1733.073 - 776.160 = 8213.703 kN

Mb = Cc x 176.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1943.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 236.670 mm, e = Mu/Pu = 715.875 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 85.449 mm, a = k1 x c = 72.631 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 72631.269 = 1666.888 kN

∑Csi = 175.851 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pn = 1666.888 + 175.851 - 776.160 = 1066.579 kN

Mn = Cc x 329.040 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 763.541 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=715.879)| = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 85.449 mm, a = k1 x c = 72.631 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-85.45) / 85.45 = 0.01877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1066.579 kN

ΦPn = 0.85 x 1066.579 = 906.592 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.716 = 649.006 kN.m ≥ Mu = 335.612 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	614.176	1310.063

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 ㎜, ab = k1 x cb = 316.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 ㎜, e = Mu/Pu = 1310.063 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.255 ㎜, a = k1 x c = 108.167 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 108166.637 = 2482.424 kN

∑Csi = 387.797 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2482.424 + 387.797 - 1838.560 = 1031.661 kN

Mn = Cc x 280.561 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1351.550 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1310.071) | = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 ㎜

c = 127.255 ㎜, a = k1 x c = 108.167 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-127.25) / 127.25 = 0.01162

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1031.661 kN

ΦPn = 0.85 x 1031.661 = 876.912 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.310 = 1148.810 kN.m ≥ Mu = 614.176 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 193.882 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 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

7) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

8) 중간슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

9) 중간슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17) 좌측벽체 : 2층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

23) 우측벽체 : 추가

① Req'd As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

24) 우측벽체 : 2층(중앙부)

① Req'd As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

25) 우측벽체 : 2층(하부)

① Req'd As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

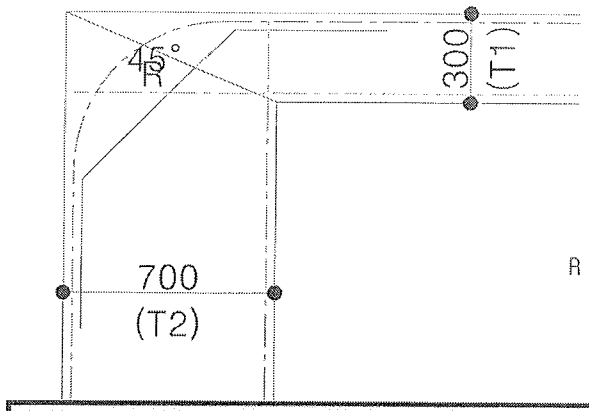
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 65.641 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 65.641 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 761.577$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm^2

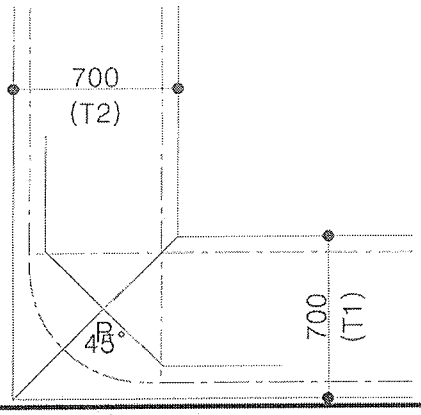
∴ Total Asb = 794.400 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 65.64 \times 10^6}{761.577^2 \times 1000} = 0.566 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 900.164 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 900.164 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 989.949$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 900.16 \times 10^6}{989.949^2 \times 1000} = 4.593 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 900.16 \times 10^6}{989.949 \times 180} = 10103.364 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

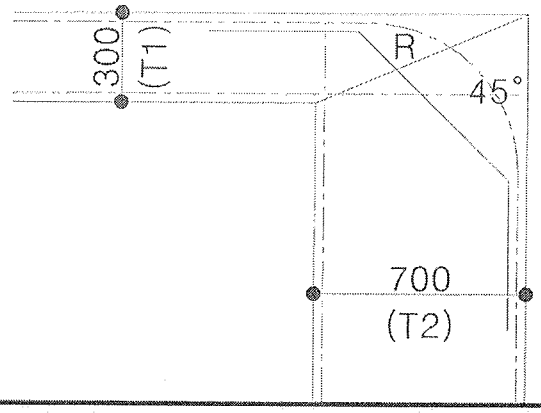
Req'd As = As - Asb
= 10103.364 mm² - 3176.800 mm²
= 6926.564 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 mm² > Req'd As (= 6926.564 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 64.242 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 64.242 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 761.577$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm²

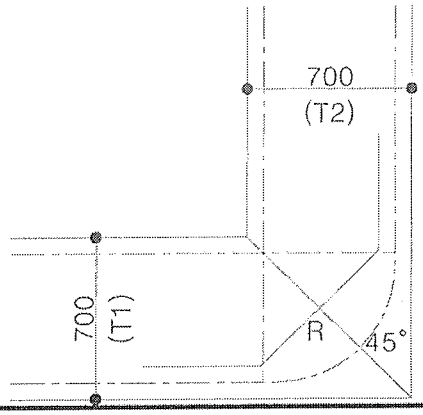
∴ Total Asb = 794.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 64.24 \times 10^6}{761.577^2 \times 1000} = 0.554 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 902.389 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 902.389 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 989.949$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 902.39 \times 10^6}{989.949^2 \times 1000} = 4.604 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 902.39 \times 10^6}{989.949 \times 180} = 10128.335 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 10128.335 mm² - 3176.800 mm²

= 6951.535 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 mm² > Req'd As (= 6951.535 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	220	H16 - 8.0EA	125	268.568	O.K	2.15
		중앙부	2	220	H16 - 8.0EA	125	814.031	O.K	6.51
		우측	3	220	H16 - 8.0EA	125	279.376	O.K	2.24
하부슬래브	1경간	좌측	4	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	245.209	O.K	1.96
		중앙부	5	620	H22 - 8.0EA	125	165.522	O.K	1.32
		우측	6	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	244.210	O.K	1.95
중간슬래브	1경간	좌측	7	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	146.725	O.K	1.17
		중앙부	8	320	H16 - 8.0EA	125	193.474	O.K	1.55
		우측	9	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	144.433	O.K	1.16
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	199.002	O.K	1.59
		추가	11	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1132.651	O.K	9.06
		1층(중앙부)	12	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	13	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	272.423	O.K	2.18
	2층	2층(상부)	14	620	H16 - 8.0EA	125	891.114	O.K	7.13
		추가	15	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	907.546	O.K	7.26
		2층(중앙부)	16	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	142.802	O.K	1.14
		2층(하부)	17	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	485.651	O.K	3.89

우측벽체	1층	1층(상부)	18	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	196.892	O.K	1.58
		추가	19	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1107.332	O.K	8.86
		1층(중앙부)	20	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	270.752	O.K	2.17
	2층	2층(상부)	22	620	H16 - 8.0EA	125	910.530	O.K	7.28
		추가	23	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	914.669	O.K	7.32
		2층(중앙부)	24	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	141.207	O.K	1.13
		2층(하부)	25	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	488.559	O.K	3.91

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

$fs = M / [As \times (d - \chi/3)] = 55.812 \times 1000000 / [1588.800 \times (220.000 - 59.711/3)]$

$= 175.559$ MPa

$\chi = -nAs/b + nAs/b\sqrt{[1 + 2bd/(nAs)]}$

$= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]}$

$= 59.711$ mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 175.56) - 2.5 x 72.00 = 268.57 mm

300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.56) = 358.85 mm

Sa는 작은 값인 268.57 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.57 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.604 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 77.393 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.39) - 2.5 x 72.00 = 837.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.39) = 814.03 mm
Sa는 작은 값인 814.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 814.03 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.499 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 171.428 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.43) - 2.5 x 72.00 = 279.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 171.43) = 367.50 mm
Sa는 작은 값인 279.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.38 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 900.164 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 194.344 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 (210 / 194.34) - 2.5 x 64.00 = 245.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.34) = 324.17 mm
Sa는 작은 값인 245.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 245.21 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 412.753 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 232.973 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 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 (210 / 232.97) - 2.5 x 69.00 = 165.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 232.97) = 270.42 mm
Sa는 작은 값인 165.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.52 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 902.389 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 194.825 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 (210 / 194.82) - 2.5 x 64.00 = 244.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.82) = 323.37 mm
Sa는 작은 값인 244.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 244.21 mm) ∴ O.K

7) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.652 x 1000000 / [3575.200 x (320.000 - 103.982/3)]
= 249.623 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x3575.200)]
= 103.982 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 249.62) - 2.5 x 67.50 = 146.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 249.62) = 252.38 mm
Sa는 작은 값인 146.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.73 mm) ∴ O.K

8) 중간슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 98.943 x 1000000 / [1588.800 x (320.000 - 73.975/3)]
= 210.858 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x1588.800)]
= 73.975 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.86) - 2.5 x 72.00 = 193.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.86) = 298.78 mm
Sa는 작은 값인 193.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.47 mm) ∴ O.K

9) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 256.516 x 1000000 / [3575.200 x (320.000 - 103.982/3)]
= 251.450 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x3575.200)]
= 103.982 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 251.45) - 2.5 x 67.50 = 144.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 251.45) = 250.55 mm
Sa는 작은 값인 144.43 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.43 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 562.067 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 217.091 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 217.09) - 2.5 x 65.50 = 199.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.09) = 290.20 mm

Sa는 작은 값인 199.00 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 199.00 mm) ∴ O.K

11) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 144.010 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 55.622 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 55.62) - 2.5 x 65.50 = 1252.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.62) = 1132.65 mm

Sa는 작은 값인 1132.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1132.65 mm) ∴ O.K

12) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 843.512 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 182.113 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 (210 / 182.11) - 2.5 x 64.00 = 272.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.11) = 345.94 mm
Sa는 작은 값인 272.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 272.42 mm) ∴ O.K

13) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 65.641 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 70.698 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.70) - 2.5 x 72.00 = 933.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.70) = 891.11 mm
Sa는 작은 값인 891.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 891.11 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 179.729 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 69.418 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 69.42) - 2.5 x 65.50 = 970.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.42) = 907.55 mm

Sa는 작은 값인 907.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 907.55 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 278.279 x 1000000 / [1940.400 x (620.000 - 116.905/3)]
= 246.825 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1940.400)]
= 116.905 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 246.82) - 2.5 x 70.50 = 142.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 246.82) = 255.24 mm

Sa는 작은 값인 142.80 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.80 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 313.967 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 121.266 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 121.27) - 2.5 x 65.50 = 485.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.27) = 519.52 mm

Sa는 작은 값인 485.65 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 485.65 mm) ∴ O.K

17) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 565.354 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 218.360 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 218.36) - 2.5 x 65.50 = 196.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.36) = 288.51 mm

Sa는 작은 값인 196.89 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 196.89 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 147.302 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 56.894 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 56.89) - 2.5 x 65.50 = 1220.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.89) = 1107.33 mm

Sa는 작은 값인 1107.33 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1107.33 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 846.785 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 182.820 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 (210 / 182.82) - 2.5 x 64.00 = 270.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.82) = 344.60 mm

Sa는 작은 값인 270.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.75 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.242 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 69.190 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.19) - 2.5 x 72.00 = 958.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.19) = 910.53 mm
Sa는 작은 값인 910.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 910.53 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 178.330 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 68.877 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 68.88) - 2.5 x 65.50 = 979.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.88) = 914.67 mm
Sa는 작은 값인 914.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 914.67 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 279.677 x 1000000 / [1940.400 x (620.000 - 116.905/3)]
= 248.065 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1940.400)]
= 116.905 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 248.07) - 2.5 x 70.50 = 141.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 248.07) = 253.97 mm
Sa는 작은 값인 141.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.21 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 312.568 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 120.725 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 120.72) - 2.5 x 65.50 = 488.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 120.72) = 521.85 mm
Sa는 작은 값인 488.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 488.56 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 8.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.30 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 = 8.900 / 28

T = 0.318 m > 0.300 m ----------> N.G

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

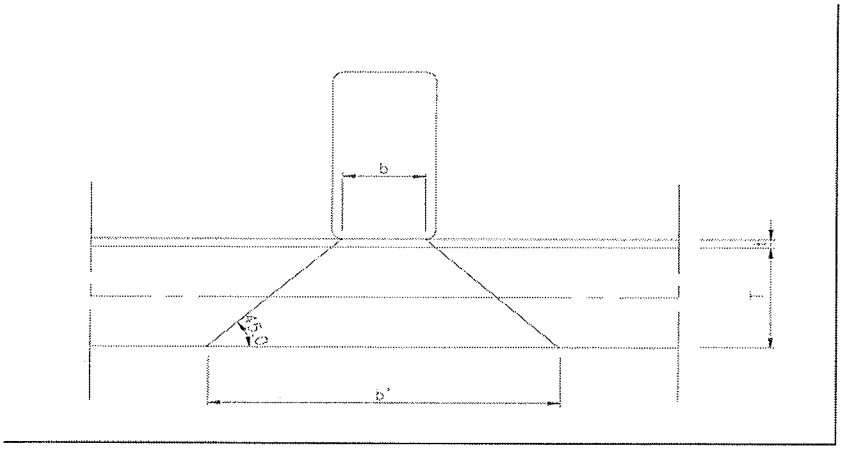
1) 고정하중

- 구체자중 = 720.860 / 9.600 = 75.090 kN/㎡
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/㎡

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 51.000 kN/㎡
- 상재활하중 = 0.000 kN/㎡

- 암거 내부 활하중

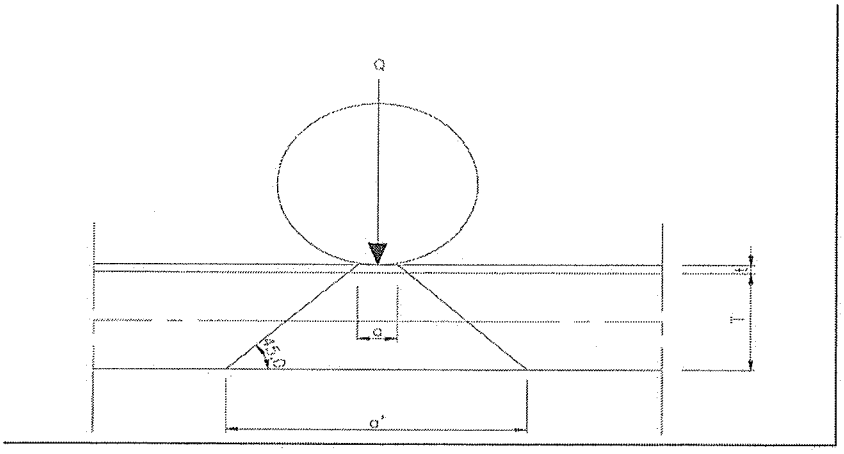


t = 40 ㎜ (암거내부 포장두께)

T = 700 ㎜ (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.680 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 75.09 + 51.00 + 0.92 + 28.86

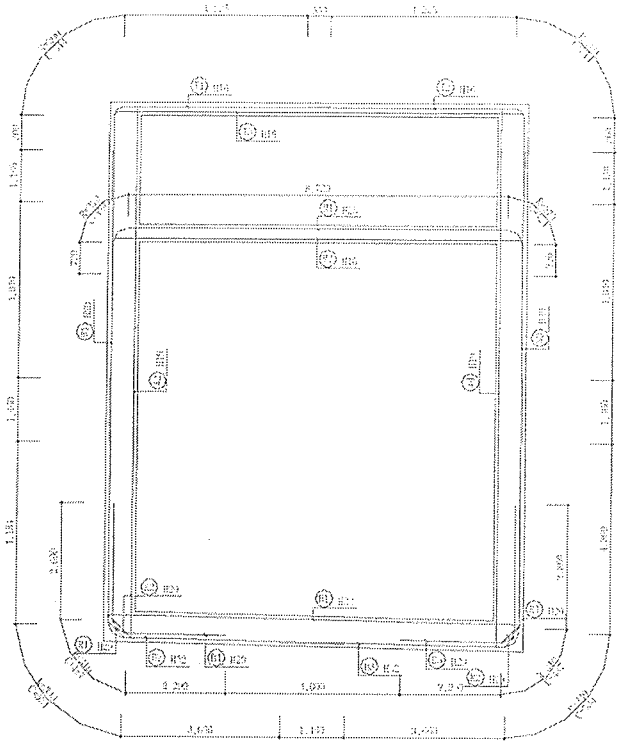
= 155.870 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

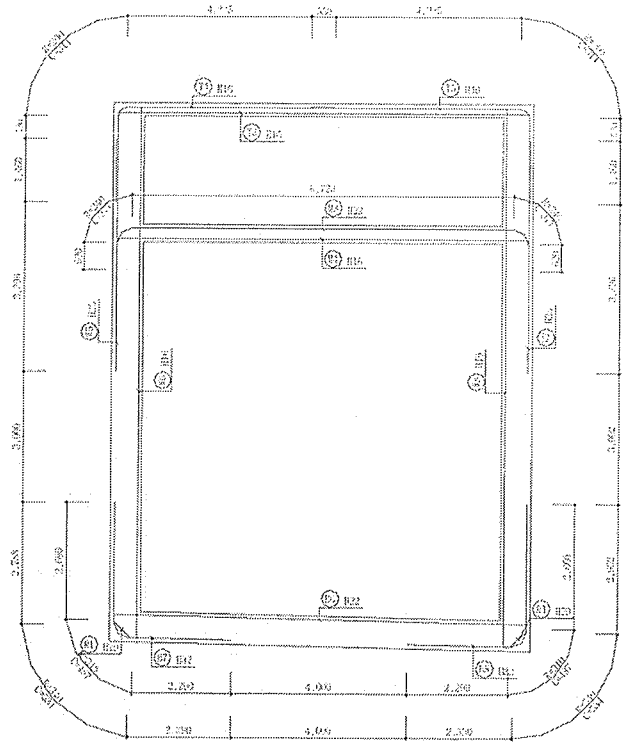
Qa = 510.41 kN/m² ≥ Qmax = 155.87 kN/m² ..... O.K

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

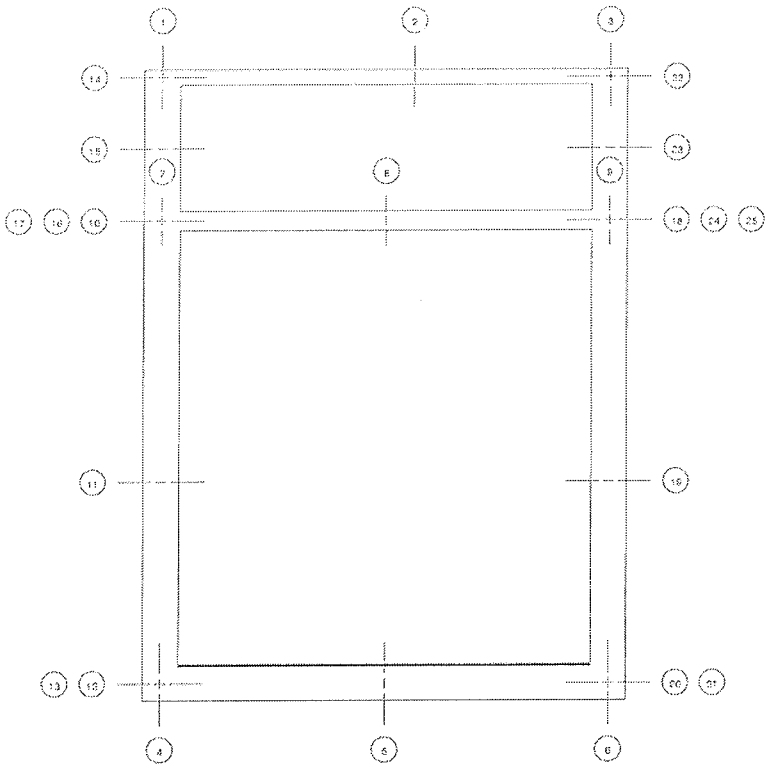


방수문 마감벽

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	1	1000	220	71.25	111.36	991.44	H16 - 8.0EA	1588.80	1.56
		중앙부	2	1000	220	31.38	111.36	426.80	H16 - 8.0EA	1588.80	3.55
		우측	3	1000	220	69.67	111.36	968.60	H16 - 8.0EA	1588.80	1.60
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	591	1331.98	1557.72	7443.05	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
		중앙부	5	1000	620	495.30	624.39	2432.83	H22 - 8.0EA	3096.80	1.26
		우측	6	1000	591	1334.64	1557.72	7460.02	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
중간슬래브	1경간	좌측	7	1000	320	331.29	351.11	3350.69	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.06
		중앙부	8	1000	320	118.73	165.38	1125.80	H16 - 8.0EA	1588.80	1.39
		우측	9	1000	320	333.52	351.11	3375.84	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.05
좌측벽체	1층	상부	10	1000	620	924.38	1082.47	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.17
		추가1	11	1000	620	172.81	1604.50	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	9.29
		중앙부	12	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	13	1000	591	1224.55	1843.69	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.51
	2층	상부	14	1000	620	83.40	1340.50	-	H16 - 8.0EA	3529.20	16.07
		추가2	15	1000	620	333.54	1379.11	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.13
		중앙부	16	1000	620	333.93	650.85	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.95
		하부	17	1000	620	615.86	1148.03	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.86
우측벽체	1층	상부	18	1000	620	928.32	1081.60	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.17
		추가1	19	1000	620	176.76	1578.51	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	8.93
		중앙부	20	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	21	1000	591	1228.47	1842.83	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.50

우측벽체	2층	상부	22	1000	620	81.72	1290.49	-	H16 - 8.0EA	3529.20	15.79
		추가2	23	1000	620	331.85	1422.97	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.29
		중앙부	24	1000	620	335.61	649.01	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.93
		하부	25	1000	620	614.18	1148.81	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.87

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	2	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	3	600.0	1324.7	O.K	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측	4	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		중앙부	5	1400.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		우측	6	1400.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
		중앙부	8	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
		우측	9	800.0	1324.7	O.K	-	-	-
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	11	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		1층(중앙부)	12	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
		1층(하부)	13	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
	2층	2층(상부)	14	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	15	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		2층(중앙부)	16	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	17	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
우측벽체	1층	1층(상부)	18	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	19	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		1층(중앙부)	20	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
		1층(하부)	21	1750.0	4776.0	O.K	1050.0	4776.0	O.K
	2층	2층(상부)	22	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		추가	23	1750.0	1911.0	O.K	1050.0	1911.0	O.K
		2층(중앙부)	24	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	2865.0	O.K
		2층(하부)	25	1750.0	2865.0	O.K	1050.0	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	142.9	40.3	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	142.9	10.0	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	142.9	39.9	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	384.0	402.3	683.62	2.00	15.47	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	402.7	143.3	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	384.0	409.4	683.62	2.00	21.51	H13	150	253.40	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	207.8	157.5	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	207.8	15.0	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	207.8	161.8	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	424.8	481.8	917.30	2.00	45.96	H16	150	397.20	O.K
		추가1	11	430.2	49.2	676.47	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	12	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	13	412.6	847.6	882.26	2.00	367.92	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	14	419.5	189.9	576.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	15	420.7	190.0	577.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	16	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	17	422.0	193.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	18	424.8	481.8	917.30	2.00	45.96	H16	150	397.20	O.K
		추가1	19	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	20	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	21	412.6	847.6	882.26	2.00	367.91	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	422.0	189.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	23	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	24	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	25	422.0	193.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	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	220	H16 - 8.0EA	125	268.568	O.K	2.15
		중앙부	2	220	H16 - 8.0EA	125	814.031	O.K	6.51
		우측	3	220	H16 - 8.0EA	125	279.376	O.K	2.24
하부슬래브	1경간	좌측	4	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	245.209	O.K	1.96
		중앙부	5	620	H22 - 8.0EA	125	165.522	O.K	1.32
		우측	6	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	244.210	O.K	1.95

중간슬래브	1경간	좌측	7	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	146.725	O.K	1.17
		중앙부	8	320	H16 - 8.0EA	125	193.474	O.K	1.55
		우측	9	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	144.433	O.K	1.16
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	199.002	O.K	1.59
		추가	11	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1132.651	O.K	9.06
		1층(중앙부)	12	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	13	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	272.423	O.K	2.18
	2층	2층(상부)	14	620	H16 - 8.0EA	125	891.114	O.K	7.13
		추가	15	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	907.546	O.K	7.26
		2층(중앙부)	16	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	142.802	O.K	1.14
		2층(하부)	17	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	485.651	O.K	3.89
우측벽체	1층	1층(상부)	18	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	196.892	O.K	1.58
		추가	19	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1107.332	O.K	8.86
		1층(중앙부)	20	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	270.752	O.K	2.17
	2층	2층(상부)	22	620	H16 - 8.0EA	125	910.530	O.K	7.28
		추가	23	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	914.669	O.K	7.32
		2층(중앙부)	24	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	141.207	O.K	1.13
		2층(하부)	25	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	488.559	O.K	3.91

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp C BOX (내공 : 8.2M × 11.796M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 4.728 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) = 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}) = 30.0 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) = 51.000 kN/m² (∵ 토피 : -6.302 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 30.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 정지토압계수 (Ko) = 1-sinΦ= 0.500

9) 설계방법

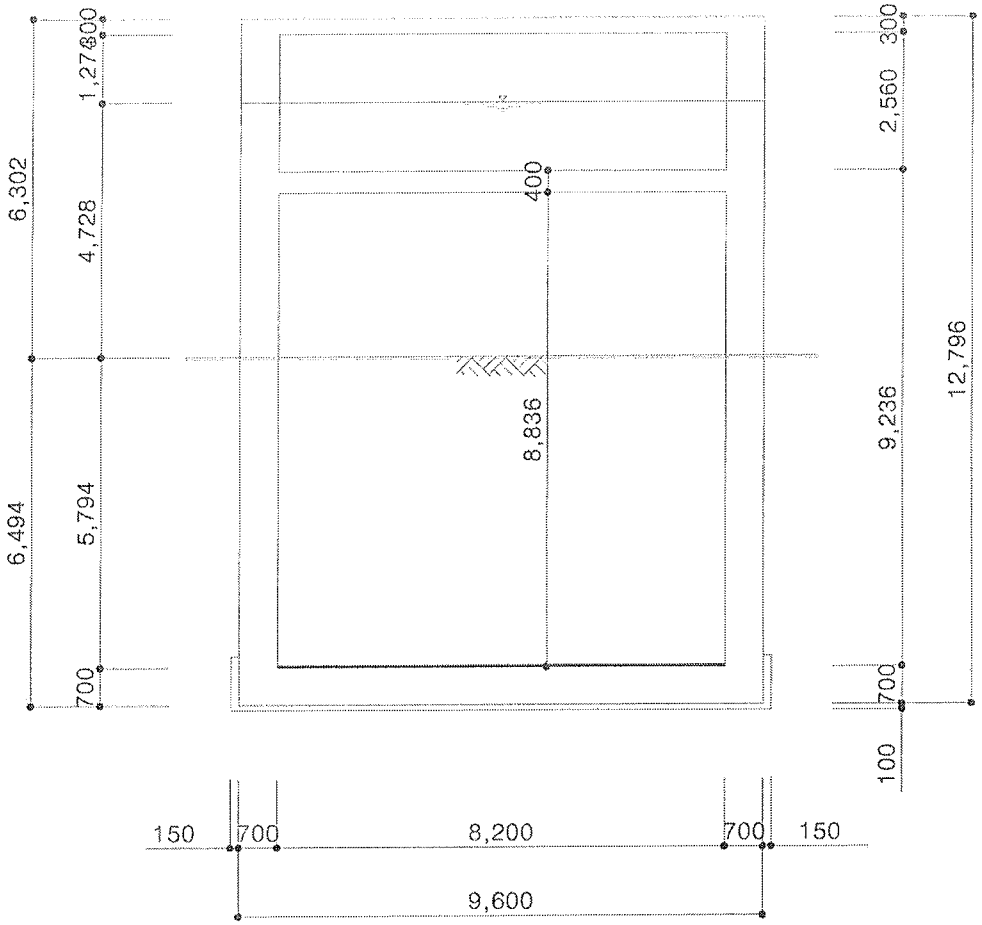
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 도로교설계기준 : 국토해양부(2010)
- 도로교설계기준·해설 : 건설교통부(2008)
- 콘크리트구조기준 : 국토해양부(2012)

3. 단 면 가 정


6,302
1,274
4,728
6,494
5,794
700
400
8,836
300
2,560
9,236
12,796
700
100
150
700
8,200
700
150
9,600

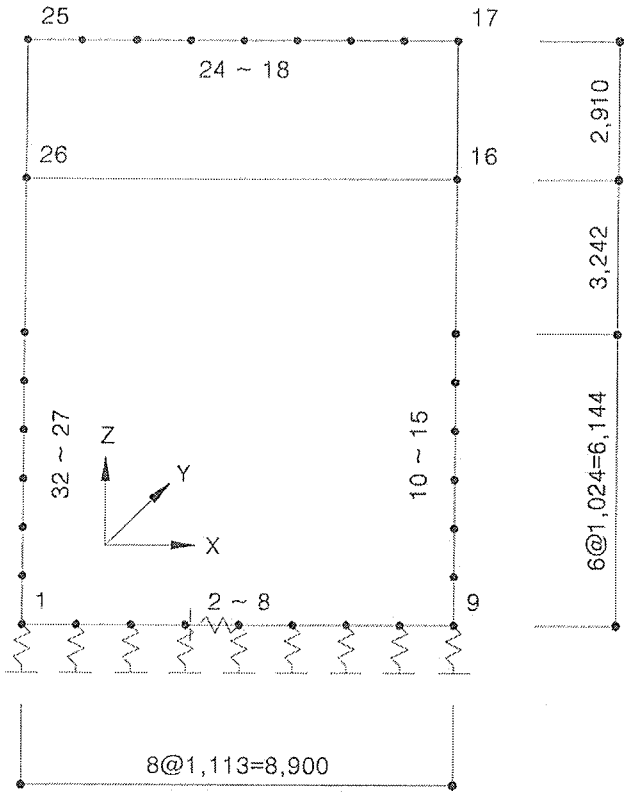
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

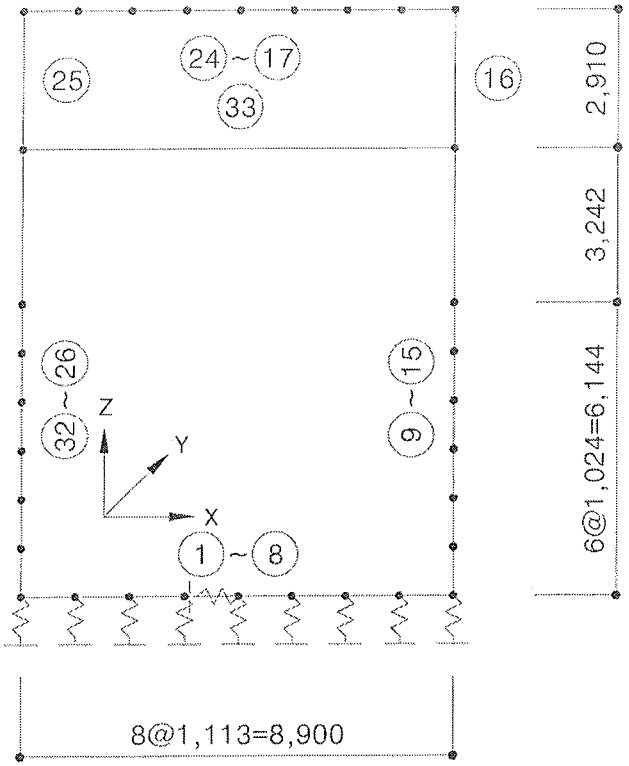
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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 부재상도



2) 단면제원

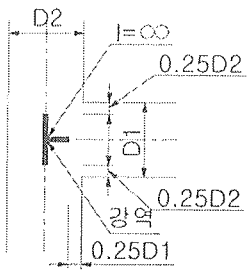
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~16,25~32
2	0.300 × 1.000 = 0.300	0.00225	17~24
3	0.400 × 1.000 = 0.400	0.00533	33

3) 단면좌표

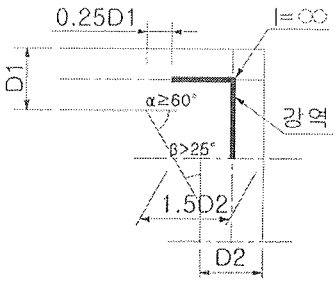
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	8.900	12.296
2	1.112	0.000	18	7.787	12.296
3	2.225	0.000	19	6.675	12.296
4	3.337	0.000	20	5.563	12.296
5	4.450	0.000	21	4.450	12.296
6	5.563	0.000	22	3.337	12.296
7	6.675	0.000	23	2.225	12.296
8	7.787	0.000	24	1.112	12.296
9	8.900	0.000	25	0.000	12.296
10	8.900	1.024	26	0.000	9.386
11	8.900	2.048	27	0.000	6.144
12	8.900	3.072	28	0.000	5.120
13	8.900	4.096	29	0.000	4.096
14	8.900	5.120	30	0.000	3.072
15	8.900	6.144	31	0.000	2.048
16	8.900	9.386	32	0.000	1.024

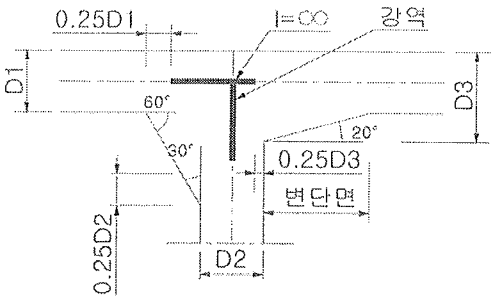
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(3) 17 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm
(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm
(5) 16 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm
(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm
(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm
(8) 250540561 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm
(9) 250540561 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm
(10) 250540561 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 mm
(11) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm
(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm
(13) 9 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm
(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 mm

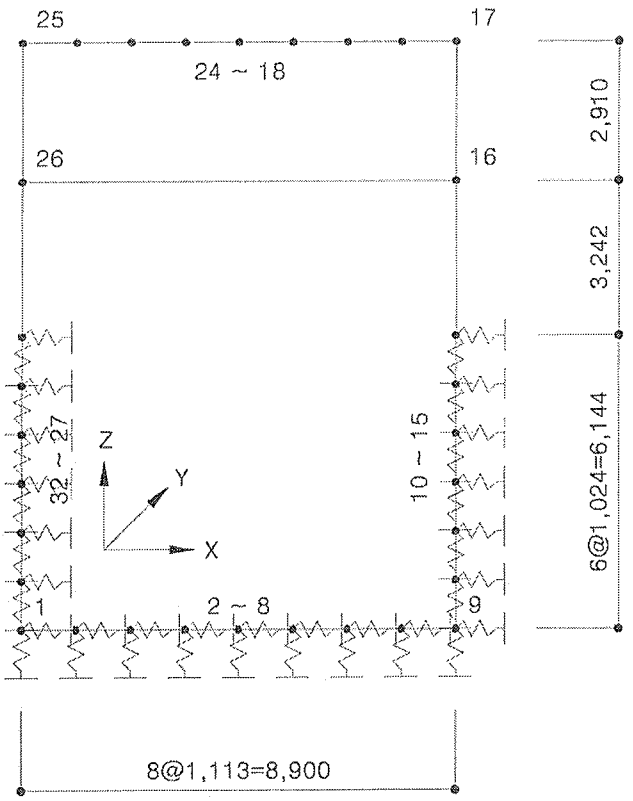
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

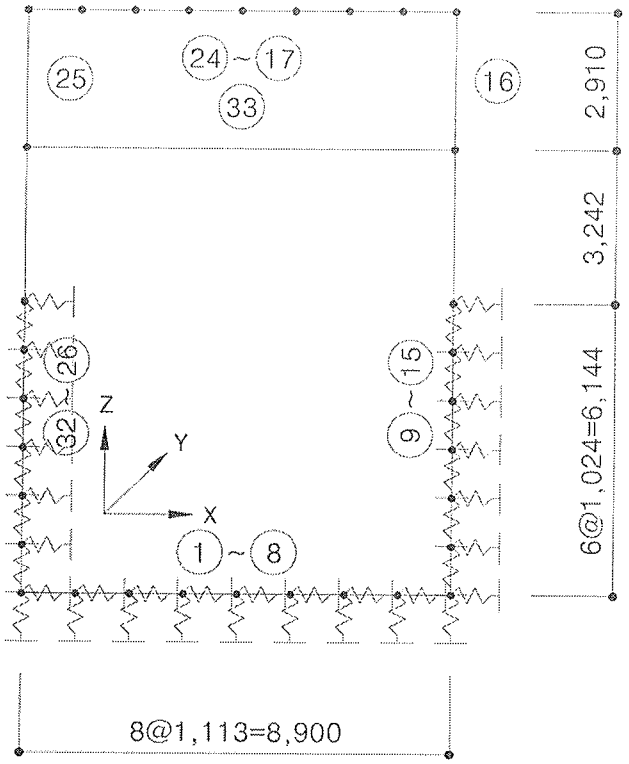
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

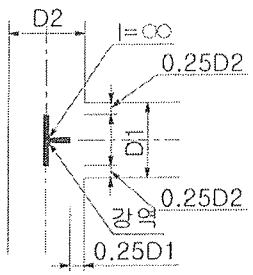
NO	A (m²)	I (m⁴)	부 재
1	0.700 × 1.000 = 0.700	0.02858	1~16,25~32
2	0.300 × 1.000 = 0.300	0.00225	17~24
3	0.400 × 1.000 = 0.400	0.00533	33

3) 단면좌표

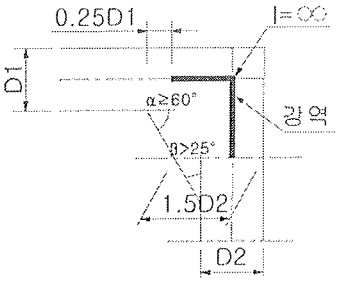
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	8.900	12.296
2	1.112	0.000	18	7.787	12.296
3	2.225	0.000	19	6.675	12.296
4	3.337	0.000	20	5.563	12.296
5	4.450	0.000	21	4.450	12.296
6	5.563	0.000	22	3.337	12.296
7	6.675	0.000	23	2.225	12.296
8	7.787	0.000	24	1.112	12.296
9	8.900	0.000	25	0.000	12.296
10	8.900	1.024	26	0.000	9.386
11	8.900	2.048	27	0.000	6.144
12	8.900	3.072	28	0.000	5.120
13	8.900	4.096	29	0.000	4.096
14	8.900	5.120	30	0.000	3.072
15	8.900	6.144	31	0.000	2.048
16	8.900	9.386	32	0.000	1.024

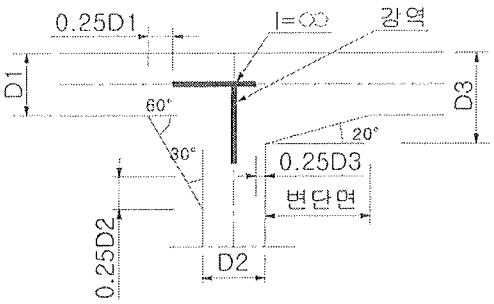
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 25 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(2) 25 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(3) 17 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 300 = 275 mm

(4) 17 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 300 / 2 - 0.25 × 700 <= 0 mm

(5) 16 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 mm

(6) 16 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 ㎜

(7) 16 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 ㎜

(8) 250540561 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 400 = 250 ㎜

(9) 250540561 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 ㎜

(10) 250540561 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 400 / 2 - 0.25 × 700 = 25 ㎜

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 ㎜

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 ㎜

(13) 9 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 ㎜

(14) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 700 = 175 ㎜

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 × L = √(9.600 × 7.900) = 8.71 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 2800C = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (8.709 / 0.3) $^{-3/4}$ = 7462.77 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.113/2) = 6763 kN/m	1,9
Kv2	Kv x (1.113/2 + 1.113/2) = 8302 kN/m	2~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

< 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 = 2

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

(1) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × L) = √(9.600 × 7.900) = 8.709 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (8.709 / 0.3)$^{-3/4}$ = 14926.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 14926.080 = 4975.36 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 . 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

βh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 . 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

βh = √(H × L) = √(12.796 × 7.900) = 10.054 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (10.054 / 0.3)$^{-3/4}$ = 13401.23 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 13401.230 = 4467.08 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.024/2 + 1.024/2) = 13723 kN/m	10~14,28~32
Kss1	Kss x (1.024/2 + 1.024/2) = 4574 kN/m	
Kh2	Kh x (1.024/2 + 0.000/2) = 6861 kN/m	15,27
Kss2	Kss x (1.024/2 + 0.000/2) = 2287 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.113/2 + 1.113/2) = 16605 kN/m	2~8
Ksb1	Ksb x (1.113/2 + 1.113/2) = 5535 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.113/2) = 13527 kN/m	1,9
Ksb1	Kh x (1.024/2 + 0.700/2) = 11552 kN/m	
Kv2	Kv x (1.113/2 + 0.700/2) = 13527 kN/m	17,25
Ksb2	Kh x (1.024/2 + 0.700/2) = 11552 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 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 -6.302m

- Wl1 = 51.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 51.000 × 0.5(= 25.500 kN/m²

3) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.500 = 0.460 kN/m²
Wh2 = 0.460 + 0.984 × 19.000 × 0.500 = 9.808 kN/m²
Wh3 = 9.808 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 19.536 kN/m²
Wh4 = 19.536 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 29.264 kN/m²
Wh5 = 29.264 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 38.992 kN/m²
Wh6 = 38.992 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 48.720 kN/m²
Wh7 = 48.720 + 1.024 × 19.000 × 0.500 = 58.448 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.500 = 0.460 kN/m²
Wh2 = 0.460 + 0.984 × 30.000 × 0.500 = 15.220 kN/m²
Wh3 = 15.220 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 30.580 kN/m²
Wh4 = 30.580 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 45.940 kN/m²
Wh5 = 45.940 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 61.300 kN/m²
Wh6 = 61.300 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 76.660 kN/m²
Wh7 = 76.660 + 1.024 × 30.000 × 0.500 = 92.020 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = 4.728 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 1.486 × 10.000	= 14.860 kN/m²
Ww2	= 14.860 + 3.242 × 10.000	= 47.280 kN/m²
Ww3	= 47.280 + 1.024 × 10.000	= 57.520 kN/m²
Ww4	= 57.520 + 1.024 × 10.000	= 67.760 kN/m²
Ww5	= 67.760 + 1.024 × 10.000	= 78.000 kN/m²
Ww6	= 78.000 + 1.024 × 10.000	= 88.240 kN/m²
Ww7	= 88.240 + 1.024 × 10.000	= 98.480 kN/m²
Ww8	= 98.480 + 1.024 × 10.000	= 108.720 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (6.494 - -4.728) × 10.000 = 112.220 kN/m²

6) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 붕괴방지수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755
Θ'	= tan-1(kh/(1-kv)xγt/γsub),kv =	:	5.571

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.000

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	0.000°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605
Θ'	= tan-1(kh/(1-kv)xγt/γsub).kv =	:	2.285

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\theta-\beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta)}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta)}}\right]^2}$$

= 0.000

$$K_{EA}' = \frac{\cos^2(\phi-\theta'-\beta)}{\cos\theta'\cos^2\beta\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha-\theta')}{\cos(\alpha-\beta)\cdot\cos(\delta+\beta+\theta')}}\right]^2}$$

= 0.000

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.436 = 0.401 kN/m²
Wh2 = 0.401 + 0.984 × 19.000 × 0.436 = 8.553 kN/m²
Wh3 = 8.553 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 17.035 kN/m²
Wh4 = 17.035 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 25.518 kN/m²
Wh5 = 25.518 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 34.001 kN/m²
Wh6 = 34.001 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 42.484 kN/m²
Wh7 = 42.484 + 1.024 × 19.000 × 0.436 = 50.967 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.372 = 0.342 kN/m²
Wh2 = 0.342 + 0.984 × 19.000 × 0.372 = 7.297 kN/m²
Wh3 = 7.297 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 14.535 kN/m²
Wh4 = 14.535 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 21.772 kN/m²
Wh5 = 21.772 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 29.010 kN/m²
Wh6 = 29.010 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 36.248 kN/m²
Wh7 = 36.248 + 1.024 × 19.000 × 0.372 = 43.485 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.436 = 0.401 kN/m²
Wh2 = 0.401 + 0.984 × 30.000 × 0.395 = 12.062 kN/m²
Wh3 = 12.062 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 24.196 kN/m²
Wh4 = 24.196 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 36.330 kN/m²
Wh5 = 36.330 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 48.465 kN/m²
Wh6 = 48.465 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 60.599 kN/m²
Wh7 = 60.599 + 1.024 × 30.000 × 0.395 = 72.734 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.040 × 23.000 × 0.372 = 0.342 kN/m²
Wh2 = 0.342 + 0.984 × 30.000 × 0.357 = 10.881 kN/m²
Wh3 = 10.881 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 21.848 kN/m²
Wh4 = 21.848 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 32.815 kN/m²
Wh5 = 32.815 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 43.782 kN/m²
Wh6 = 43.782 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 54.749 kN/m²
Wh7 = 54.749 + 1.024 × 30.000 × 0.357 = 65.716 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.300×25.000×0.063 = 0.473	fu = 0.300×25.000×0.154 = 1.155

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

③ 중간슬래브

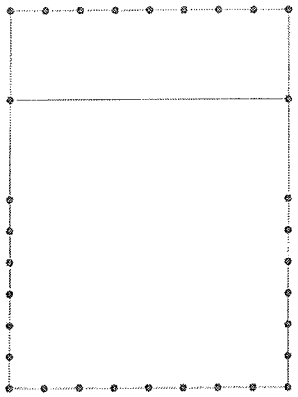
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.400×25.000×0.063 = 0.630	fb = 0.400×25.000×0.154 = 1.540

④ 측벽

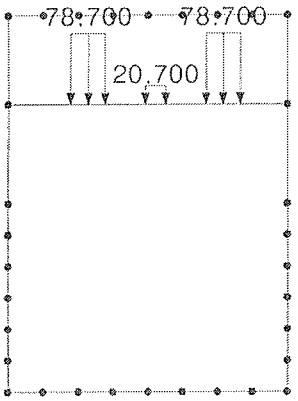
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f1 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f2 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f2 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f3 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f3 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f4 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f4 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f5 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f5 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f6 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f6 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f7 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f7 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f8 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f8 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695
f9 = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	f9 = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

10. 하 중 재 하 (상시)

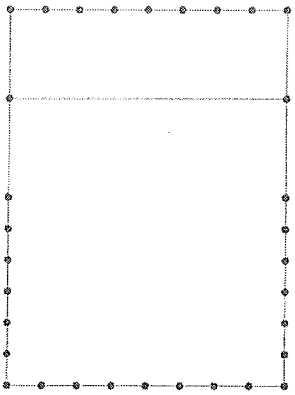
1) CASE1 - 구체자중(SW)



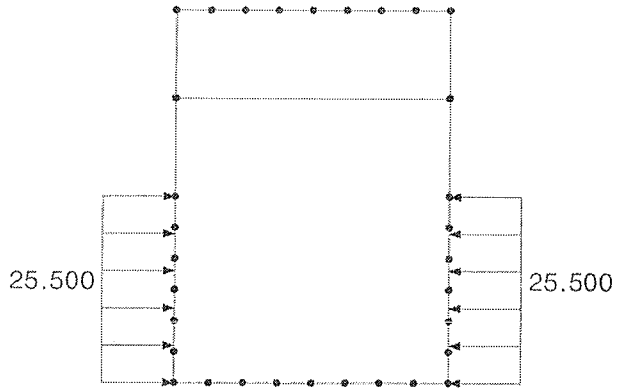
2) CASE2 - 권양기자중(GW)



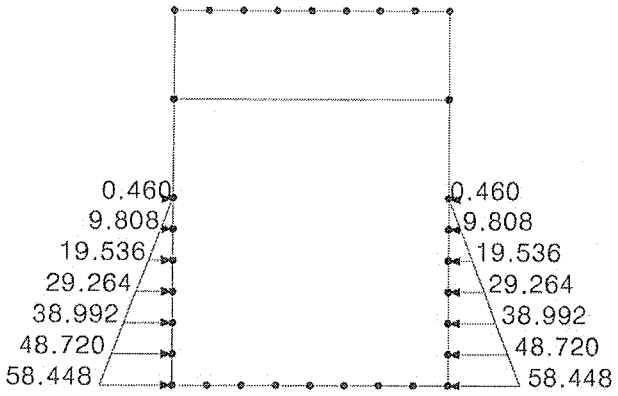
3) CASE3 - 만재활하중(LIVEFU)



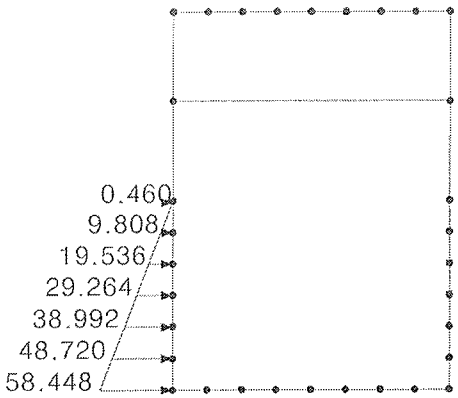
4) CASE4 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



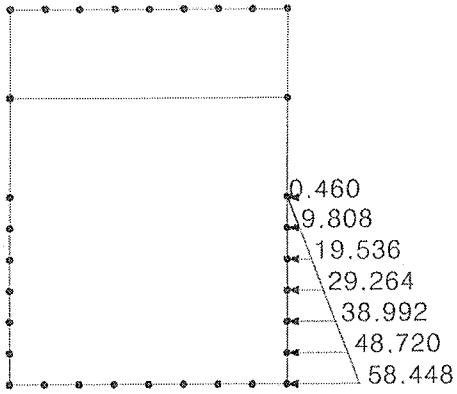
5) CASE5 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



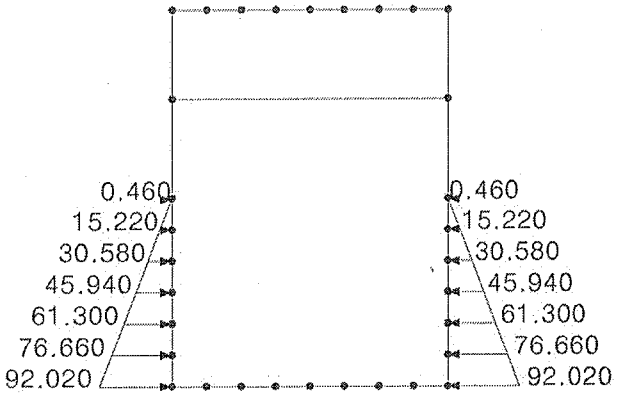
6) CASE6 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



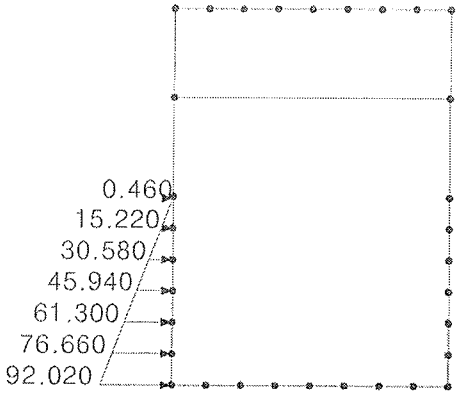
7) CASE7 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



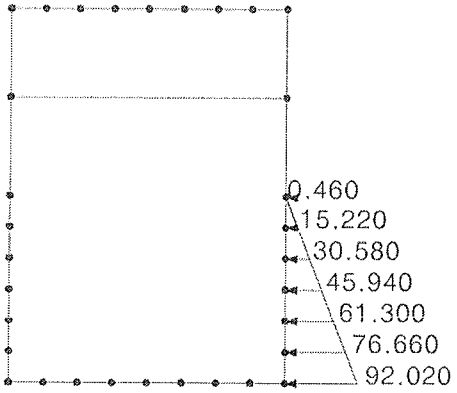
8) CASE8 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



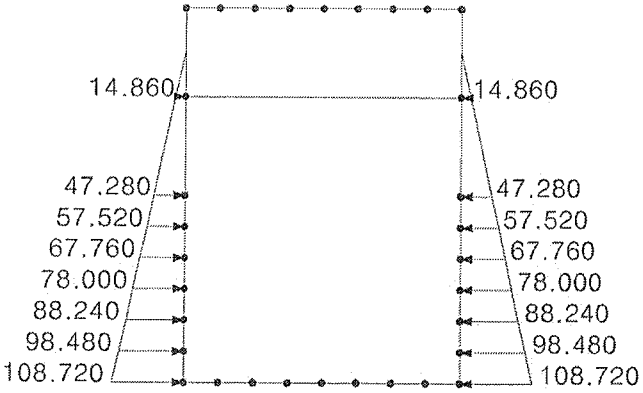
9) CASE9 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



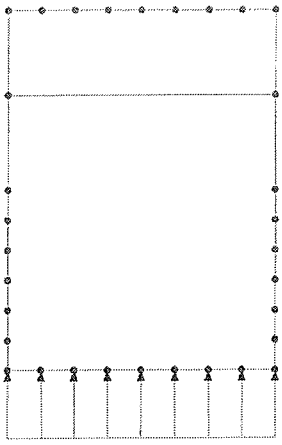
10) CASE10 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



11) CASE11 - 수평수압(WATERH)

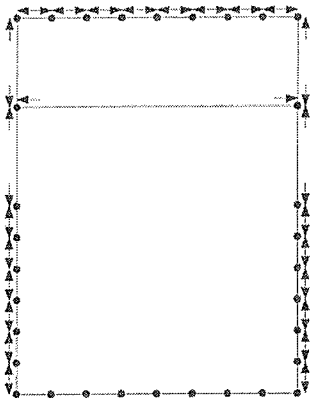


12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)

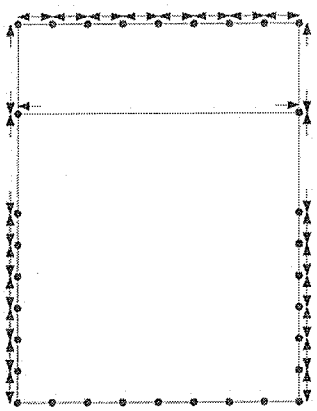


112.220

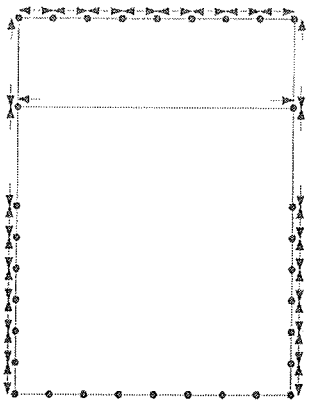
13) CASE13 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



14) CASE14 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

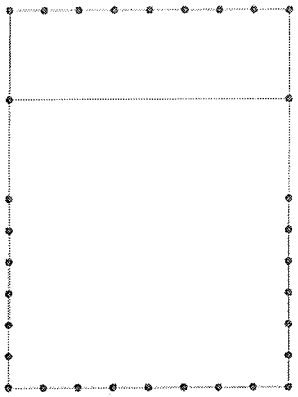


15) CASE15 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

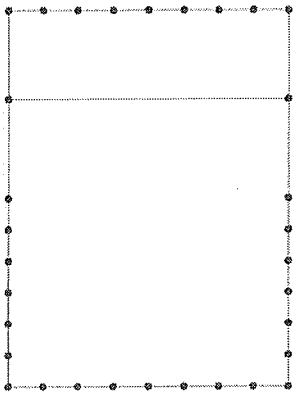


11. 하중 재하 (기능수행)

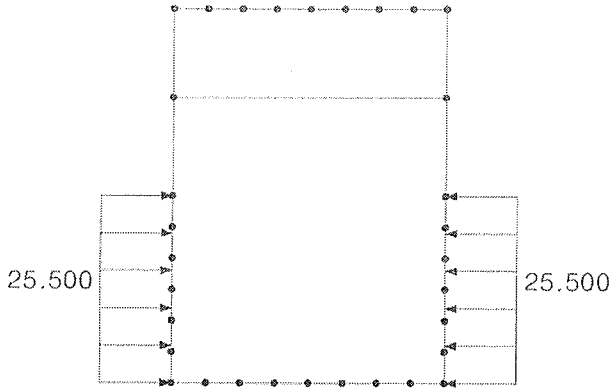
1) CASE1 - 구체자중(SW)



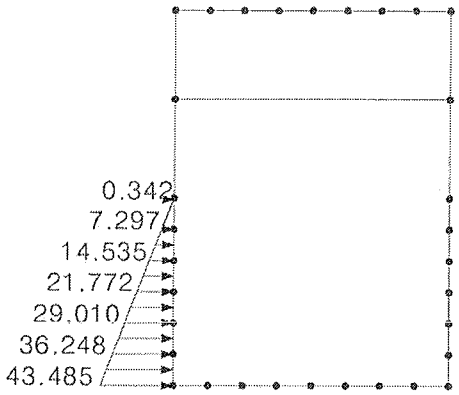
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



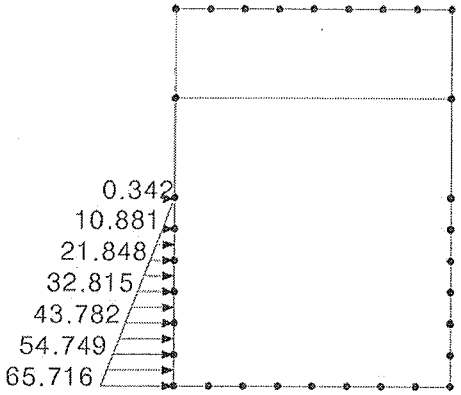
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



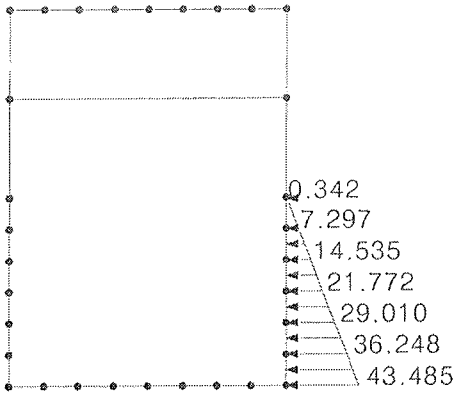
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



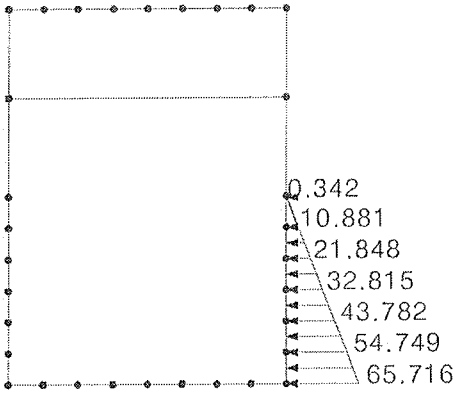
5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



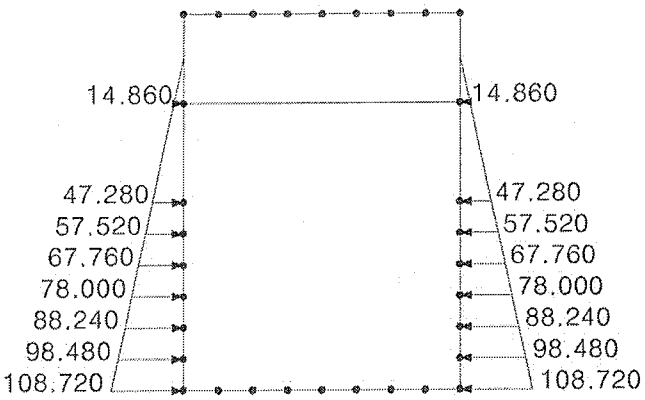
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



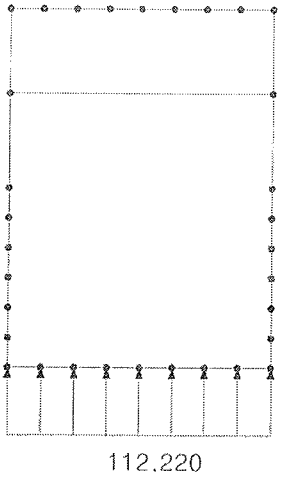
7) CASE7 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



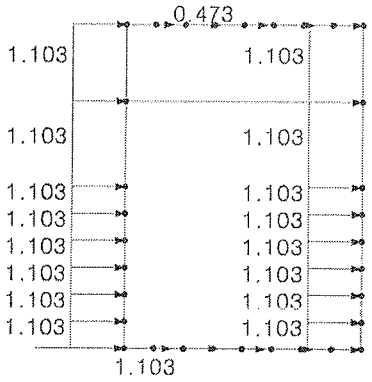
8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



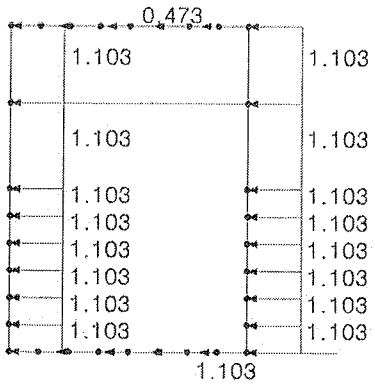
9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)



10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

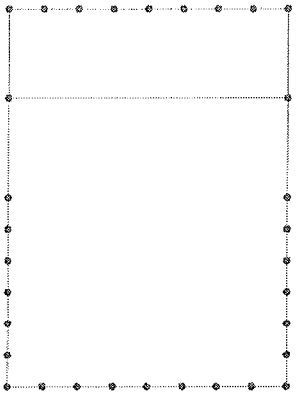


11) CASE11 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

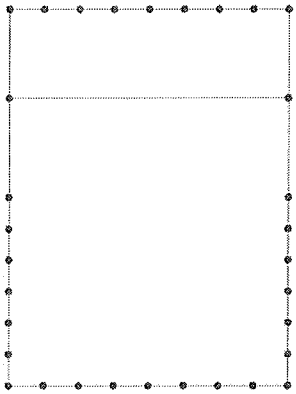


12. 하중 재하 (붕괴방지)

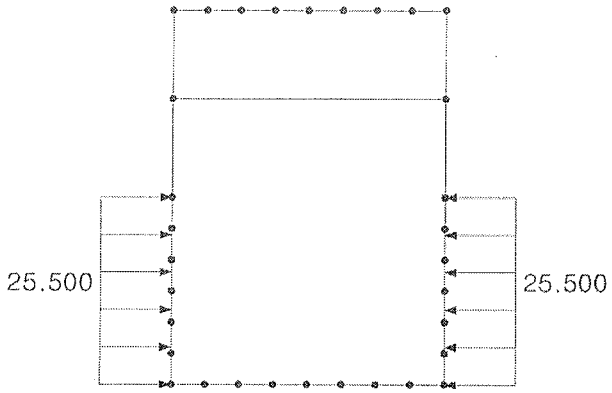
1) CASE1 - 구체자중(SW)



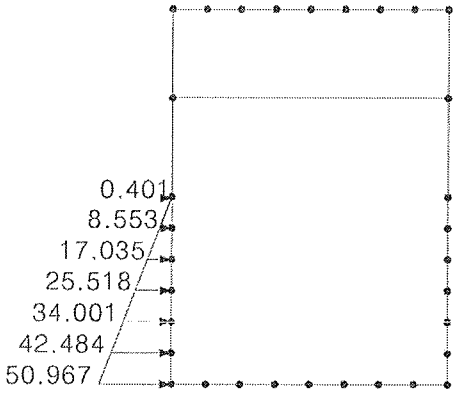
2) CASE2 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



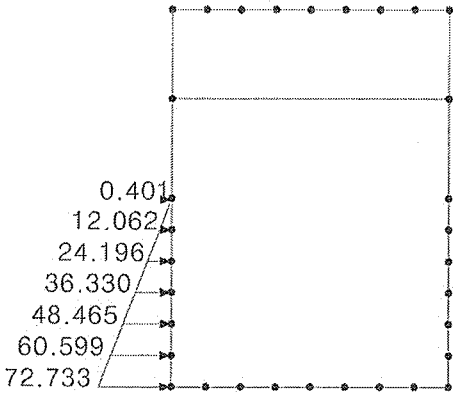
3) CASE3 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



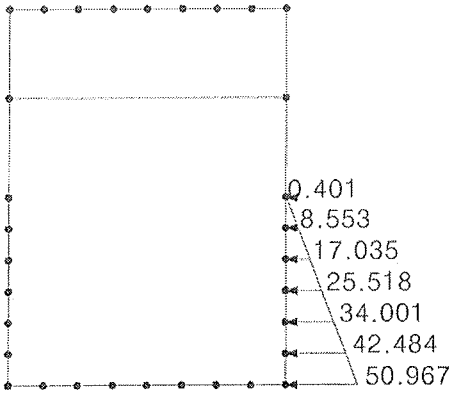
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



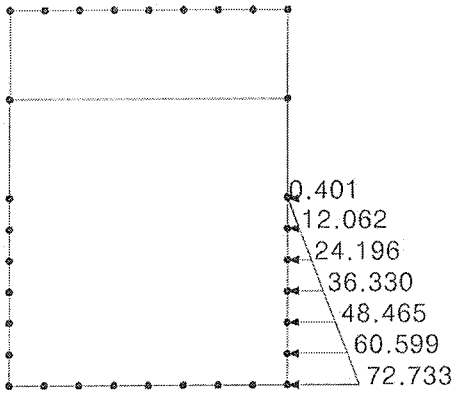
5) CASE5 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



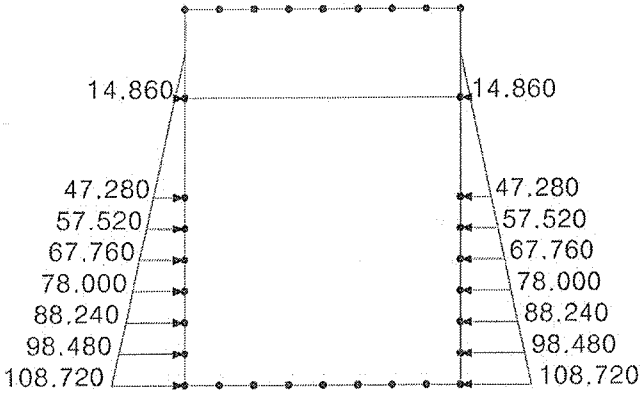
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



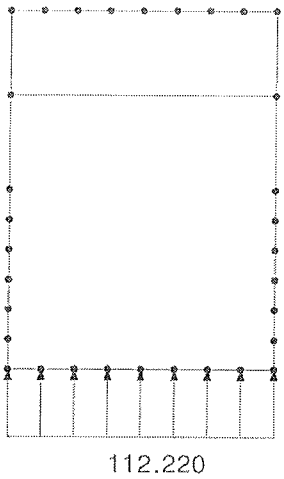
7) CASE7 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



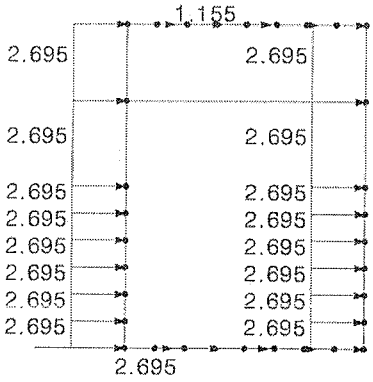
8) CASE8 - 수평수압(WATERH)



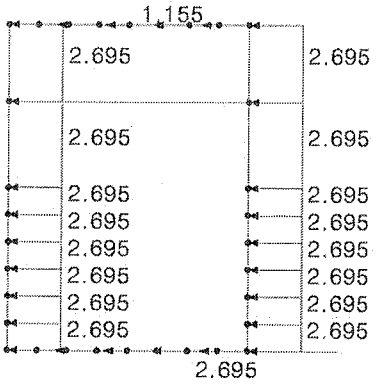
9) CASE9 - 부력(BUOYANCY)



10) CASE10 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)



11) CASE11 - 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 = -6.302 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.600	1.600	1.600	1.200	1.600	●
LC7	1.200	1.600	1.600	0.800	1.200	1.600	●
LC8	0.900	0.900		1.600	1.200	0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.800		0.900	●

2) 사용하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
LC2	1.000		1.000				
LC3	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000		
LC4	0.900	0.900		1.000			
LC5	0.900	0.900		0.500			
LC6	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	●
LC7	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	1.000	●
LC8	0.900	0.900		1.000		0.900	●
LC9	0.900	0.900		0.500		0.900	●

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	●

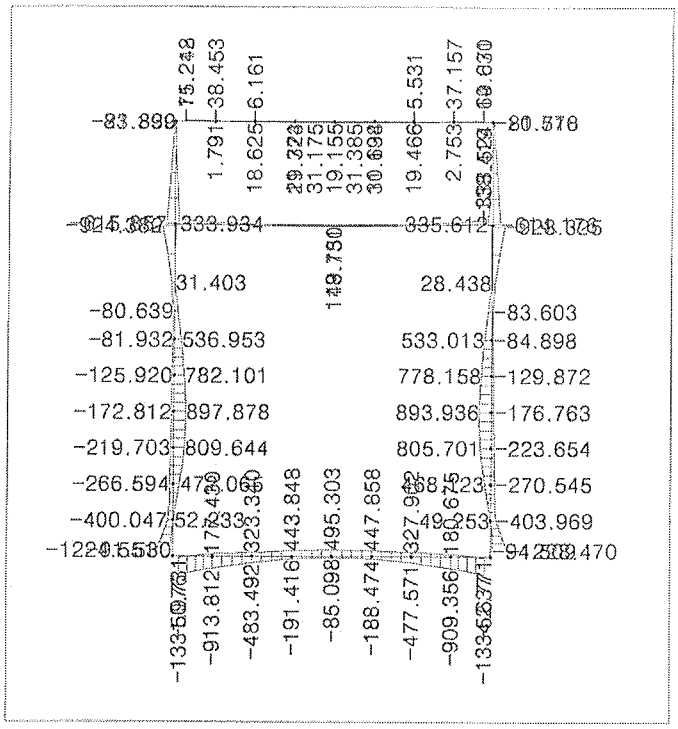
4) 지진시(기능수행수준)

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	E	지하수 고려
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	●

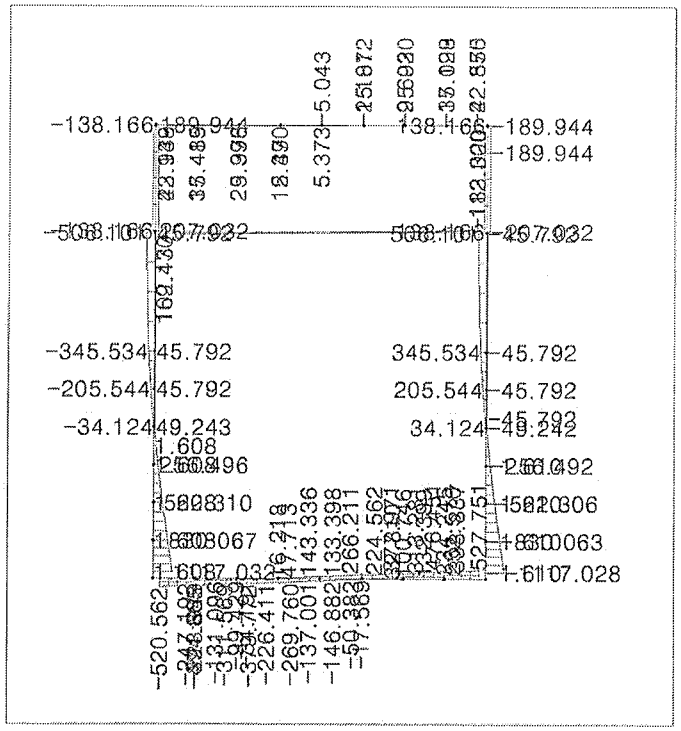
14. 단면력정리

14.1 상시

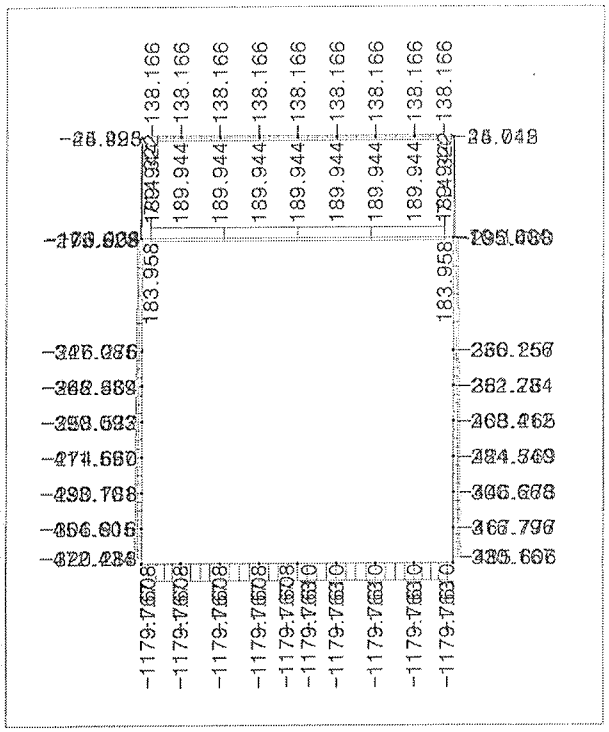
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



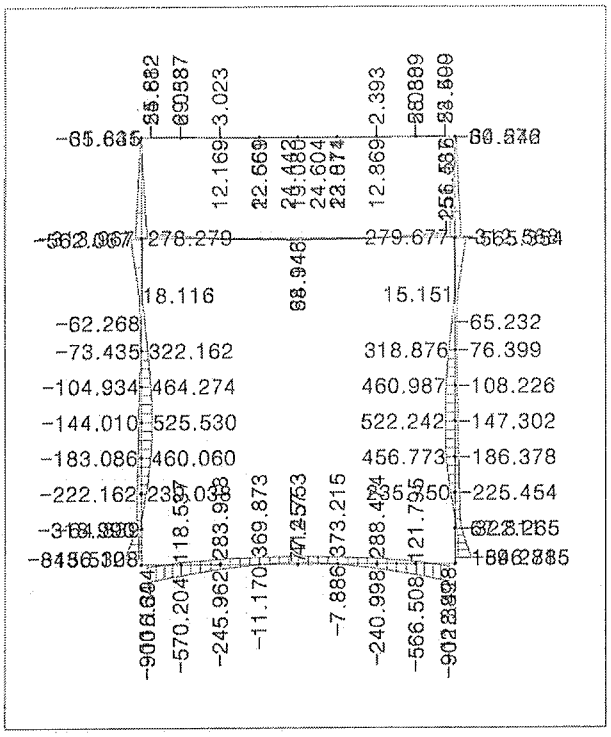
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 계수하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN



4) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)

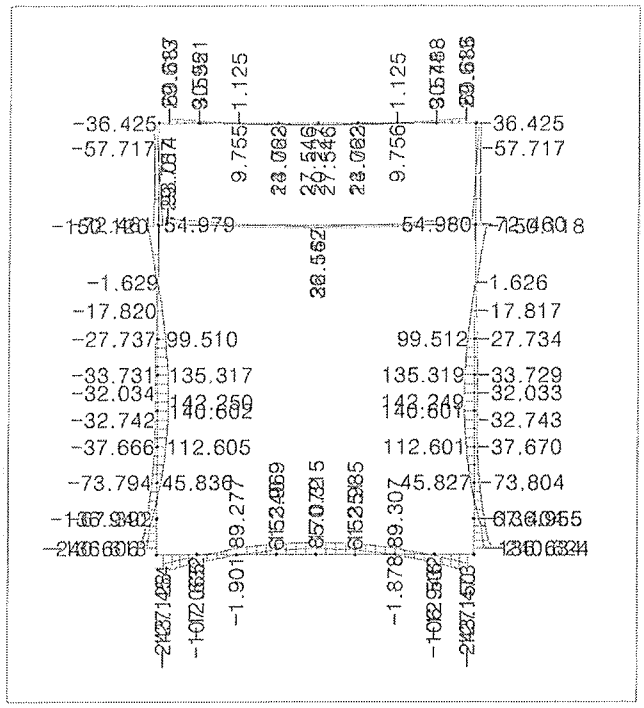


5) 단면력 정리

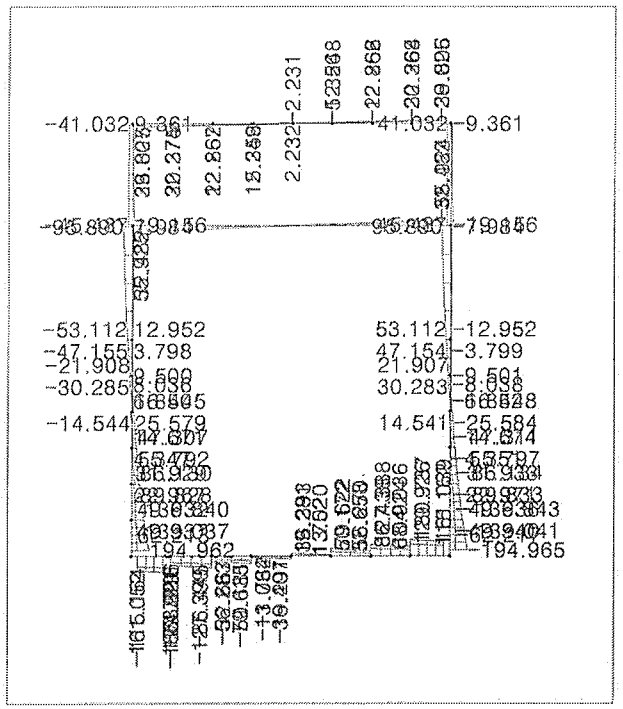
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	71.25	40.30	189.94	55.81	1000.00	300.00	
		중앙부	2	31.39	10.01	189.94	24.60	1000.00	300.00	
		우측	3	69.67	39.91	189.94	54.50	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1331.98	402.29	1179.77	900.16	1000.00	700.00	
		중앙부	5	495.30	143.26	1179.77	412.75	1000.00	700.00	
		우측	6	1334.64	409.44	1179.76	902.39	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	331.29	157.54	714.32	254.65	1000.00	400.00	
		중앙부	8	118.73	14.96	714.32	98.94	1000.00	400.00	
		우측	9	333.52	161.83	714.32	256.52	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	924.38	481.77	279.53	562.07	1000.00	700.00	
		추가1	11	172.81	49.24	390.09	144.01	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	49.24	472.43	0.00	1000.00	700.00	
		하부	13	1224.55	847.63	472.43	843.51	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	83.40	189.94	45.42	65.64	1000.00	700.00	
		추가2	15	333.54	189.99	75.72	179.73	1000.00	700.00	
		중앙부	16	333.93	189.99	106.01	278.28	1000.00	700.00	
		하부	17	615.86	193.88	106.01	313.97	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	928.33	481.77	292.70	565.35	1000.00	700.00	
		추가1	19	176.76	49.24	403.27	147.30	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	49.24	485.61	0.00	1000.00	700.00	
		하부	21	1228.47	847.63	485.61	846.79	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	81.72	189.94	45.05	64.24	1000.00	700.00	
		추가2	23	331.86	189.99	75.34	178.33	1000.00	700.00	
		중앙부	24	335.61	189.99	105.63	279.68	1000.00	700.00	
		하부	25	614.18	193.88	105.63	312.57	1000.00	700.00	

14.2 지진시(기능수행)

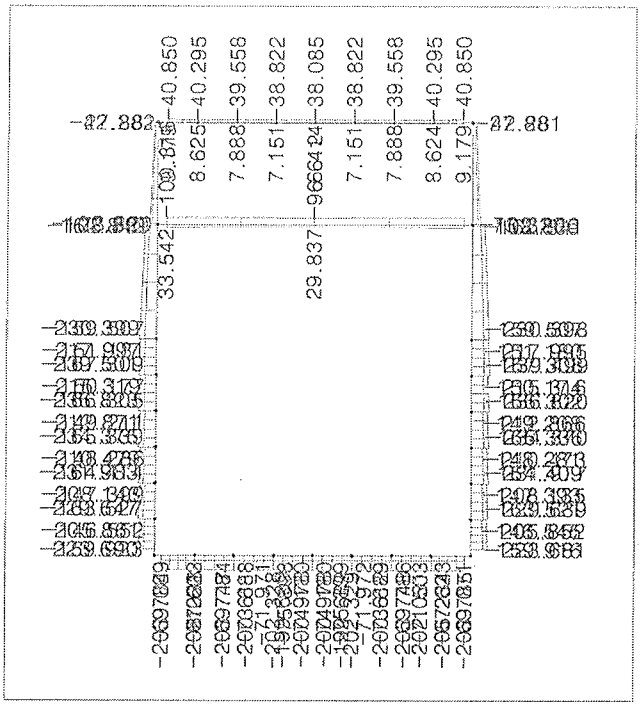
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



2) 지진하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



3) 지진하중 검토시 : 최대 축력도(A.F.D) - Unit : kN

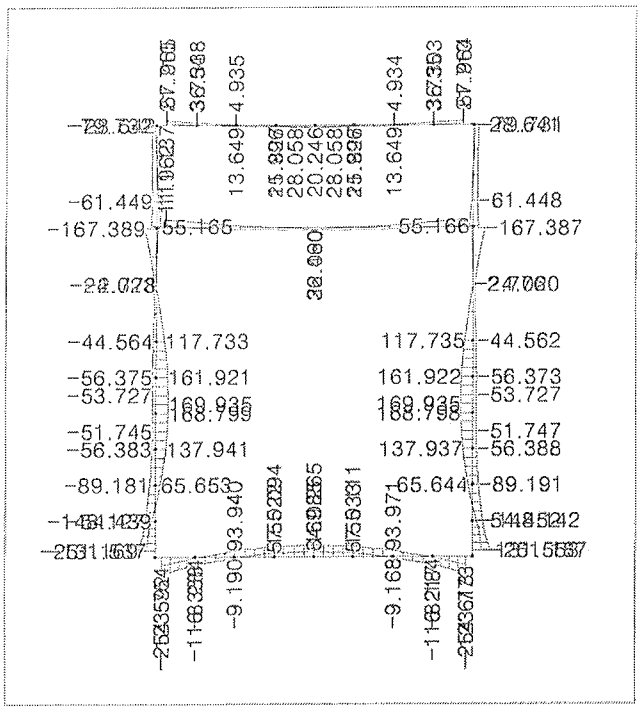


4) 단면력 정리

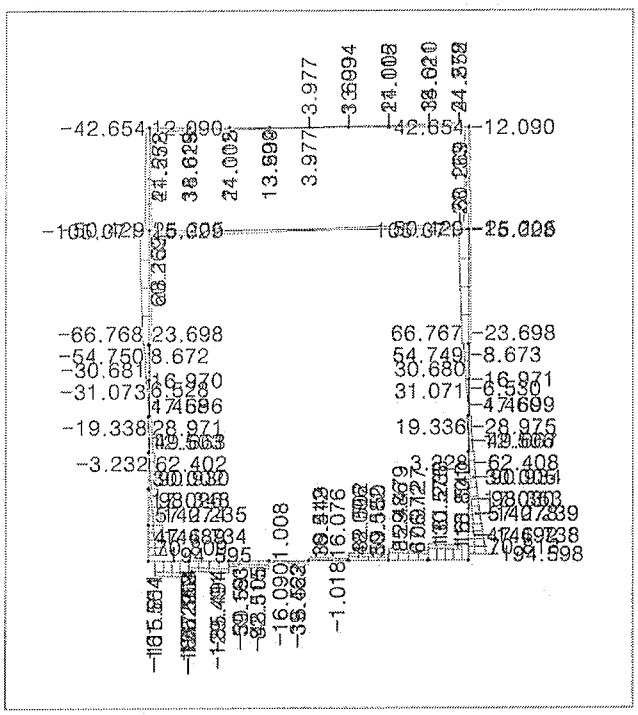
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	60.69	37.16	186.45	1000.00	300.00	
		중앙부	2	27.08	7.24	184.05	1000.00	300.00	
		우측	3	60.69	37.15	186.45	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	243.13	177.74	203.78	1000.00	700.00	
		중앙부	5	170.32	36.40	200.98	1000.00	700.00	
		우측	6	243.15	177.73	203.79	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	93.01	50.89	107.21	1000.00	400.00	
		중앙부	8	36.54	5.53	103.50	1000.00	400.00	
		우측	9	93.01	50.88	107.21	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	150.12	89.51	390.54	1000.00	700.00	
		추가1	11	33.60	25.58	467.17	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	25.58	370.30	1000.00	700.00	
		하부	13	240.61	141.64	370.30	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	71.97	42.22	269.43	1000.00	700.00	
		추가2	15	59.01	43.27	299.72	1000.00	700.00	
		중앙부	16	54.98	43.27	330.02	1000.00	700.00	
		하부	17	72.46	44.26	330.02	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	150.12	89.51	390.54	1000.00	700.00	
		추가1	19	33.60	16.45	488.67	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	16.45	370.27	1000.00	700.00	
		하부	21	240.62	141.65	370.27	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	71.97	42.22	330.02	1000.00	700.00	
		추가2	23	59.01	43.27	330.02	1000.00	700.00	
		중앙부	24	54.98	43.27	330.02	1000.00	700.00	
		하부	25	72.46	44.26	330.02	1000.00	700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

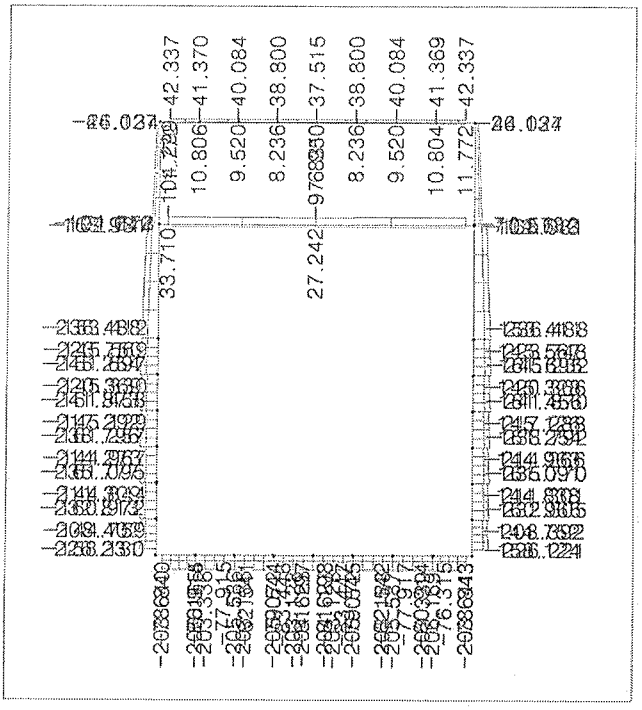
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	67.97	38.90	187.93	1000.00	300.00	
		중앙부	2	28.06	8.99	183.75	1000.00	300.00	
		우측	3	67.96	38.90	187.93	1000.00	300.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	254.59	178.24	203.64	1000.00	700.00	
		중앙부	5	169.27	39.45	204.63	1000.00	700.00	
		우측	6	254.61	178.23	203.64	1000.00	700.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	111.14	55.23	109.30	1000.00	400.00	
		중앙부	8	36.46	9.87	102.83	1000.00	400.00	
		우측	9	111.14	55.23	109.30	1000.00	400.00	
좌측 벽체	1 층	상부	10	167.39	99.61	396.88	1000.00	700.00	
		추가1	11	55.14	28.97	473.34	1000.00	700.00	
		중앙부	12	0.00	28.97	373.83	1000.00	700.00	
		하부	13	251.17	149.28	373.83	1000.00	700.00	
	2 층	상부	14	79.73	44.73	271.24	1000.00	700.00	
		추가2	15	63.19	46.56	301.54	1000.00	700.00	
		중앙부	16	55.17	46.56	331.83	1000.00	700.00	
		하부	17	77.34	48.29	331.83	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	상부	18	167.39	99.61	396.88	1000.00	700.00	
		추가1	19	55.14	17.70	494.84	1000.00	700.00	
		중앙부	20	0.00	17.70	373.81	1000.00	700.00	
		하부	21	251.19	149.28	373.81	1000.00	700.00	
	2 층	상부	22	79.73	44.73	331.83	1000.00	700.00	
		추가2	23	63.19	46.56	331.83	1000.00	700.00	
		중앙부	24	55.17	46.56	331.83	1000.00	700.00	
		하부	25	77.34	48.29	331.83	1000.00	700.00	

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	-71.25	-	-67.97	-60.69	-71.25	
		중앙부	2	31.39	-	28.06	27.08	31.39	
		우측	3	-69.67	-	-67.96	-60.69	-69.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1331.98	-	-254.59	-243.13	-1331.98	
		중앙부	5	495.30	-	169.27	170.32	495.30	
		우측	6	-1334.64	-	-254.61	-243.15	-1334.64	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	-331.29	-	-111.14	-93.01	-331.29	
		중앙부	8	118.73	-	36.46	36.54	118.73	
		우측	9	-333.52	-	-111.14	-93.01	-333.52	
좌측 벽체	1 층	상부	10	-924.38	-	-167.39	-150.12	-924.38	
		추가1	11	-172.81	-	-55.14	-33.60	-172.81	
		중앙부	12	-	-	-	-	-	
		하부	13	-1224.55	-	-251.17	-240.61	-1224.55	
	2 층	상부	14	-83.40	-	-79.73	-71.97	-83.40	
		추가2	15	-333.54	-	-63.19	-59.01	-333.54	
		중앙부	16	333.93	-	55.17	54.98	333.93	
		하부	17	-615.86	-	-77.34	-72.46	-615.86	
우측 벽체	1 층	상부	18	-928.33	-	-167.39	-150.12	-928.33	
		추가1	19	-176.76	-	-55.14	-33.60	-176.76	
		중앙부	20	-	-	-	-	-	
		하부	21	-1228.47	-	-251.19	-240.62	-1228.47	
	2 층	상부	22	-81.72	-	-79.73	-71.97	-81.72	
		추가2	23	-331.86	-	-63.19	-59.01	-331.86	
		중앙부	24	335.61	-	55.17	54.98	335.61	
		하부	25	-614.18	-	-77.34	-72.46	-614.18	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	40.30	-	38.90	37.16	40.30	
		중앙부	2	-10.01	-	-8.99	-7.24	-10.01	
		우측	3	-39.91	-	-38.90	-37.15	-39.91	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-402.29	-	-178.24	-177.74	-402.29	
		중앙부	5	143.26	-	-39.45	-36.40	143.26	
		우측	6	409.44	-	178.23	177.73	409.44	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	157.54	-	55.23	50.89	157.54	
		중앙부	8	-14.96	-	9.87	5.53	-14.96	
		우측	9	-161.83	-	-55.23	-50.88	-161.83	

좌측 벽체	1층	상부	10	-481.77	-	-99.61	-89.51	-481.77	
		추가1	11	49.24	-	28.97	25.58	49.24	
		중앙부	12	49.24	-	28.97	25.58	49.24	
		하부	13	847.63	-	149.28	141.64	847.63	
	2층	상부	14	189.94	-	-44.73	-42.22	189.94	
		추가2	15	189.99	-	-46.56	-43.27	189.99	
		중앙부	16	189.99	-	-46.56	-43.27	189.99	
		하부	17	193.88	-	-48.29	-44.26	193.88	
우측 벽체	1층	상부	18	481.77	-	99.61	89.51	481.77	
		추가1	19	-49.24	-	-17.70	-16.45	-49.24	
		중앙부	20	-49.24	-	-17.70	-16.45	-49.24	
		하부	21	-847.63	-	-149.28	-141.65	-847.63	
	2층	상부	22	-189.94	-	44.73	42.22	-189.94	
		추가2	23	-189.99	-	46.56	43.27	-189.99	
		중앙부	24	-189.99	-	46.56	43.27	-189.99	
		하부	25	-193.88	-	48.29	44.26	-193.88	

3) 축력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	189.94	-	-187.93	-186.45	-295.22	
		중앙부	2	189.94	-	-183.75	-184.05	-295.22	
		우측	3	189.94	-	-187.93	-186.45	-295.22	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-1179.77	-	-203.64	-203.78	-1236.79	
		중앙부	5	-1179.77	-	-204.63	-200.98	-1236.79	
		우측	6	-1179.76	-	-203.64	-203.79	-1236.78	
중간 슬래브	1경간	좌측	7	-714.32	-	109.30	107.21	-791.13	
		중앙부	8	-714.32	-	102.83	103.50	-791.13	
		우측	9	-714.32	-	109.30	107.21	-791.13	
좌측 벽체	1층	상부	10	-279.53	-	-396.88	-390.54	-537.19	
		추가1	11	-390.09	-	-473.34	-467.17	-669.26	
		중앙부	12	-472.43	-	-373.83	-370.30	-730.09	
		하부	13	-472.43	-	-373.83	-370.30	-730.09	
	2층	상부	14	-45.42	-	-271.24	-269.43	-408.23	
		추가2	15	-75.72	-	-301.54	-299.72	-438.52	
		중앙부	16	-106.01	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		하부	17	-106.01	-	-331.83	-330.02	-468.81	
우측 벽체	1층	상부	18	-292.70	-	-396.88	-390.54	-537.19	
		추가1	19	-403.27	-	-494.84	-488.67	-730.09	
		중앙부	20	-485.61	-	-373.81	-370.27	-730.09	
		하부	21	-485.61	-	-373.81	-370.27	-730.09	
	2층	상부	22	-45.05	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		추가2	23	-75.34	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		중앙부	24	-105.63	-	-331.83	-330.02	-468.81	
		하부	25	-105.63	-	-331.83	-330.02	-468.81	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-55.81	-	-	-	-55.81	
		중앙부	2	24.60	-	-	-	24.60	
		우측	3	-54.50	-	-	-	-54.50	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-900.16	-	-	-	-900.16	
		중앙부	5	412.75	-	-	-	412.75	
		우측	6	-902.39	-	-	-	-902.39	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	-254.65	-	-	-	-254.65	
		중앙부	8	98.94	-	-	-	98.94	
		우측	9	-256.52	-	-	-	-256.52	
좌측 벽체	1 층	상부	10	-562.07	-	-	-	-562.07	
		추가1	11	-144.01	-	-	-	-144.01	
		중앙부	12	-	-	-	-	-	
		하부	13	-843.51	-	-	-	-843.51	
	2 층	상부	14	-65.64	-	-	-	-65.64	
		추가2	15	-179.73	-	-	-	-179.73	
		중앙부	16	278.28	-	-	-	278.28	
		하부	17	-313.97	-	-	-	-313.97	
우측 벽체	1 층	상부	18	-565.35	-	-	-	-565.35	
		추가1	19	-147.30	-	-	-	-147.30	
		중앙부	20	-	-	-	-	-	
		하부	21	-846.79	-	-	-	-846.79	
	2 층	상부	22	-64.24	-	-	-	-64.24	
		추가2	23	-178.33	-	-	-	-178.33	
		중앙부	24	279.68	-	-	-	279.68	
		하부	25	-312.57	-	-	-	-312.57	

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	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	220	71.25	111.36	991.44	H16 - 8.0EA	1588.80	1.56
		중앙부	2	1000	220	31.38	111.36	426.80	H16 - 8.0EA	1588.80	3.55
		우측	3	1000	220	69.67	111.36	968.60	H16 - 8.0EA	1588.80	1.60
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	591	1331.98	1557.72	7443.05	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
		중앙부	5	1000	620	495.30	624.39	2432.83	H22 - 8.0EA	3096.80	1.26
		우측	6	1000	591	1334.64	1557.72	7460.02	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	8923.20	1.17
중간슬래브	1경간	좌측	7	1000	320	331.29	351.11	3350.69	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.06
		중앙부	8	1000	320	118.73	165.38	1125.80	H16 - 8.0EA	1588.80	1.39
		우측	9	1000	320	333.52	351.11	3375.84	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.05
좌측벽체	1층	상부	10	1000	620	924.38	1082.47	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.17
		추가1	11	1000	620	172.81	1604.50	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	9.29
		중앙부	12	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	13	1000	591	1224.55	1843.69	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.51
	2층	상부	14	1000	620	83.40	1340.50	-	H16 - 8.0EA	3529.20	16.07
		추가2	15	1000	620	333.54	1379.11	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.13
		중앙부	16	1000	620	333.93	650.85	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.95
		하부	17	1000	620	615.86	1148.03	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.86
우측벽체	1층	상부	18	1000	620	928.32	1081.60	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.17
		추가1	19	1000	620	176.76	1578.51	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	8.93
		중앙부	20	1000	620	-	0.00	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	10863.60	-
		하부	21	1000	591	1228.47	1842.83	-	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	10863.60	1.50

우측벽체	2층	상부	22	1000	620	81.72	1290.49	-	H16 - 8.0EA	3529.20	15.79
		추가2	23	1000	620	331.85	1422.97	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	4.29
		중앙부	24	1000	620	335.61	649.01	-	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	6536.80	1.93
		하부	25	1000	620	614.18	1148.81	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	6536.80	1.87

(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	142.9	40.3	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	142.9	10.0	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	142.9	39.9	198.64	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	384.0	402.3	683.62	2.00	15.47	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	402.7	143.3	559.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	384.0	409.4	683.62	2.00	21.51	H13	150	253.40	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	207.8	157.5	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	207.8	15.0	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	207.8	161.8	288.93	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	424.8	481.8	917.30	2.00	45.96	H16	150	397.20	O.K
		추가1	11	430.2	49.2	676.47	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	12	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	13	412.6	847.6	882.26	2.00	367.92	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	14	419.5	189.9	576.58	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	15	420.7	190.0	577.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	16	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	17	422.0	193.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	18	424.8	481.8	917.30	2.00	45.96	H16	150	397.20	O.K
		추가1	19	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	20	432.7	49.2	678.97	2.00	-	H16	300	397.20	O.K
		하부	21	412.6	847.6	882.26	2.00	367.91	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	422.0	189.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		추가2	23	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	24	422.0	190.0	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	25	422.0	193.9	579.07	2.00	-	H13	300	253.40	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	300.00	220.00	80.00	71.25	40.30

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 0.01726

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 991.445 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.603]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 71.248 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.563]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 40.300 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	300.00	220.00	80.00	31.39	10.01

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 426.801 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 3.723]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 31.385 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.548]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 10.006 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	300.00	220.00	80.00	69.67	39.91

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (220.00 - 32.578) / 32.578 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 968.596\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.640]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00722

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (220.00 - a/2) = 111.363 kN.m

≥ Mu (= 69.671 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.598]

* 전단에 대한 검토 (d = 220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 220.00 = 142.894 kN

≥ Vu (= 39.913 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	700.00	591.20	80.00	1331.98	402.29

* 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 (620.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00717

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7443.054 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm), [사용률 = 1.199]

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 = 0.01509

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 (591.20 - a/2) = 1557.723 kN.m

≥ Mu (= 1331.976 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.169]

* 전단에 대한 검토 (d = 591.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 591.20 = 383.998 kN

< Vu (= 402.285 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (402.285-383.998) x 150.00 / (400x591.20xΦ) x 1000 = 15.466 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 591.20 / 150.00 x 1000 = 399.496 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 / 1000 = 2047.988 kN ≥ 399.496 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (511.997 + 399.496) = 683.619 kN ≥ 402.285 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	700.00	620.00	80.00	495.30	143.26

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3096.800 x 400.00 = 1238720.000

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 = 53.975 mm, c = 53.975 / β1 = 53.975 / 0.85 = 63.500 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (620.00 - 63.500) / 63.500 = 0.02629

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2432.828 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.273]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 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 = 0.00499

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (620.00 - a/2) = 624.390 kN.m

≥ Mu (= 495.303 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.261]

* 전단에 대한 검토 (d = 620.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 620.00 = 402.702 kN

≥ Vu (= 143.257 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	700.00	591.20	80.00	1334.64	409.44

* 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 (620.00 - 182.970) / 182.970 = 0.00717

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7460.019 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm), [사용률 = 1.196]

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 = 0.01509

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 (591.20 - a/2) = 1557.723 kN.m

≥ Mu (= 1334.637 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.167]

* 전단에 대한 검토 (d = 591.20 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 591.20 = 383.998 kN

< Vu (= 409.436 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (409.436-383.998) x 150.00 / (400x591.20xΦ) x 1000 = 21.514 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 591.20 / 150.00 x 1000 = 399.496 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 / 1000 = 2047.988 kN ≥ 399.496 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (511.997 + 399.496) = 683.619 kN ≥ 409.436 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 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	400.00	320.00	80.00	331.29	157.54

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01010

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3350.686 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.067]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.01117

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (320.00 - a/2) = 351.109 kN.m

≥ Mu (= 331.289 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.060]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 157.536 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	400.00	320.00	80.00	118.73	14.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1588.800 x 400.00 = 635520.000

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 = 27.692 mm, c = 27.692 / β1 = 27.692 / 0.85 = 32.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 32.578) / 32.578 = 0.02647

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1125.796\ mm^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.411]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 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 = 0.00496

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 27.692 mm

ΦMn = 0.85 x 1588.800 x 400 x (320.00 - a/2) = 165.382 kN.m

≥ Mu (= 118.731 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.393]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 14.955 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 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	400.00	320.00	80.00	333.52	161.83

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 3575.200 x 400.00 = 1430080.000

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 = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 62.313 / 0.85 = 73.309 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (320.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01010

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.

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3375.838\ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.059]

1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 = 0.01117

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (320.00 - a/2) = 351.109 kN.m

≥ Mu (= 333.524 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.053]

* 전단에 대한 검토 (d = 320.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 320.00 = 207.846 kN

≥ Vu (= 161.830 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	537.186	924.382	1720.785

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1720.785 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.961 mm, a = k1 x c = 98.567 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 98566.910 = 2262.111 kN

∑Csi = 316.514 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2262.111 + 316.514 - 1838.560 = 740.065 kN

Mn = Cc x 285.360 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1273.489 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1720.780)| = 0.0051 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 115.961 mm, a = k1 x c = 98.567 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-115.96) / 115.96 = 0.01304

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 740.065 kN

ΦPn = 0.85 x 740.065 = 629.055 kN ≥ Pu = 537.186 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.721 = 1082.469 kN.m ≥ Mu = 924.382 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 620.00 = 424.776 kN

< Vu (= 481.766 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (481.766 - 424.776) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 45.960 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 656.704 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (566.368 + 656.704) = 917.304 kN ≥ 481.766 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	669.255	172.812	258.215

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 258.215 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 431.089 mm, a = k1 x c = 366.426 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 366425.667 = 8409.469 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1208.535 kN

Pn = 8409.469 + 731.628 - 1208.535 = 7932.562 kN

Mn = Cc x 151.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2048.249 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=258.208) | = 0.0069 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 431.089 mm, a = k1 x c = 366.426 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-431.09) / 431.09 = 0.00131

→ 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 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 7932.562 kN

ΦPn = 0.78 x 7932.562 = 6213.840 kN ≥ Pu = 669.255 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.258 = 1604.505 kN.m ≥ Mu = 172.812 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 620.00 = 430.203 kN

≥ Vu (= 49.243 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(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)
1000.000	700.000	80.000	591.203	730.092	1224.551	1677.255

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 mm² (인장중심 = 108.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0155) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 3569280.0 x 108.797 + 776160.0 x 620.000) / 20410440.0

= 318.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 354.722 mm, ab = k1 x cb = 301.514 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 301513.609 = 6919.737 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 6919.737 + 731.628 - 3569.280 = 4082.085 kN

Mb = Cc x 231.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2567.443 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.954 mm, e = Mu/Pu = 1677.255 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 214.158 mm, a = k1 x c = 182.034 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 182034.454 = 4177.691 kN

∑Csi = 684.799 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4177.691 + 684.799 - 3569.280 = 1293.210 kN

Mn = Cc x 227.070 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2169.038 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1677.251)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 214.158 mm, a = k1 x c = 182.034 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-214.16) / 214.16 = 0.00569

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16128.896 kN ≥ Pn = 1293.210 kN

ΦPn = 0.85 x 1293.210 = 1099.229 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.677 = 1843.687 kN.m ≥ Mu = 1224.551 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 591.20 = 412.605 kN

< Vu (= 847.631 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (847.631 - 412.605) x 150.00 / (400.0 x 591.20 x Φ) = 367.915 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 591.20 / 150.00 = 626.202 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 = 2047.988 kN ≥ 626.202 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (550.140 + 626.202) = 882.257 kN ≥ 847.631 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	408.229	83.399	204.294

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 17476680.0

= 352.173 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 635.520 = 7352.898 kN

Mb = Cc x 189.727 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1745.732 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.421 mm, e = Mu/Pu = 204.294 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 415.881 mm, a = k1 x c = 353.499 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 353499.146 = 8112.805 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 467.879 kN

Pn = 8112.805 + 731.628 - 467.879 = 8376.554 kN

Mn = Cc x 175.423 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1711.214 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=204.286)| = 0.0074 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 415.881 mm, a = k1 x c = 353.499 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-415.88) / 415.88 = 0.00147

→ 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 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 13916.548 kN ≥ Pn = 8376.554 kN

ΦPn = 0.78 x 8376.554 = 6561.634 kN ≥ Pu = 408.229 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.204 = 1340.499 kN.m ≥ Mu = 83.399 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 620.00 = 419.477 kN

≥ Vu (= 189.944 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 추가

㉮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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	438.522	333.535	760.590

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 ㎜, ab = k1 x cb = 316.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 ㎜, e = Mu/Pu = 760.590 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 173.691 ㎜, a = k1 x c = 147.637 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 147637.258 = 3388.275 kN

∑Csi = 583.472 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3388.275 + 583.472 - 1838.560 = 2133.188 kN

Mn = Cc x 260.825 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1622.485 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=760.592) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 ㎜

c = 173.691 ㎜, a = k1 x c = 147.637 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-173.69) / 173.69 = 0.00771

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 2133.188 kN

ΦPn = 0.85 x 2133.188 = 1813.209 kN ≥ Pu = 438.522 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.761 = 1379.108 kN.m ≥ Mu = 333.535 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 620.00 = 420.722 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

㉥ TITLE : 좌측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	333.934	712.296

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 4596.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 620.000) / 18679720.0

= 365.356 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 ㎜, ab = k1 x cb = 316.200 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 7256.790 + 1733.073 - 776.160 = 8213.703 kN

Mb = Cc x 176.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1943.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 236.670 ㎜, e = Mu/Pu = 712.296 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 85.618 ㎜, a = k1 x c = 72.775 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 72775.134 = 1670.189 kN

∑Csi = 180.955 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pn = 1670.189 + 180.955 - 776.160 = 1074.985 kN

Mn = Cc x 328.969 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 765.706 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=712.294) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 ㎜

c = 85.618 ㎜, a = k1 x c = 72.775 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-85.62) / 85.62 = 0.01872

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1074.985 kN

ΦPn = 0.85 x 1074.985 = 913.737 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.712 = 650.851 kN.m ≥ Mu = 333.934 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

㈜ TITLE : 좌측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	615.857	1313.647

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, di = 80.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, di = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1313.647 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.116 mm, a = k1 x c = 108.049 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 108048.530 = 2479.714 kN

∑Csi = 386.997 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2479.714 + 386.997 - 1838.560 = 1028.151 kN

Mn = Cc x 280.620 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1350.624 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1313.644)| = 0.0035 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 127.116 mm, a = k1 x c = 108.049 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-127.12) / 127.12 = 0.01163

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1028.151 kN

ΦPn = 0.85 x 1028.151 = 873.928 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.314 = 1148.033 kN.m ≥ Mu = 615.857 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 193.882 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	537.186	928.325	1728.124

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1728.124 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 115.820 mm, a = k1 x c = 98.447 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 98446.931 = 2259.357 kN

∑Csi = 315.535 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2259.357 + 315.535 - 1838.560 = 736.332 kN

Mn = Cc x 285.420 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1272.475 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1728.125)| = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 115.820 mm, a = k1 x c = 98.447 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-115.82) / 115.82 = 0.01306

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 736.332 kN

ΦPn = 0.85 x 736.332 = 625.882 kN ≥ Pu = 537.186 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.728 = 1081.603 kN.m ≥ Mu = 928.325 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 620.00 = 424.776 kN

< Vu (= 481.766 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (481.766 - 424.776) x 150.00 / (400.0 x 620.00 x Φ) = 45.960 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 620.00 / 150.00 = 656.704 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 620.00 = 2147.743 kN ≥ 656.704 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (566.368 + 656.704) = 917.304 kN ≥ 481.766 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	730.092	176.763	242.110

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 242.110 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 444.830 mm, a = k1 x c = 378.106 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 378105.774 = 8677.528 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1086.009 kN

Pn = 8677.528 + 731.628 - 1086.009 = 8323.146 kN

Mn = Cc x 145.591 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2015.196 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=242.120)| = 0.0094 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 444.830 mm, a = k1 x c = 378.106 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-444.83) / 444.83 = 0.00118

→ 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 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 8323.146 kN

ΦPn = 0.78 x 8323.146 = 6519.798 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.242 = 1578.509 kN.m ≥ Mu = 176.763 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 620.00 = 432.703 kN

≥ Vu (= 49.242 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(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)
1000.000	700.000	80.000	591.203	730.092	1228.470	1682.622

㉯ 철근비 검토

As = 8923.200 ㎟ (인장중심 = 108.80 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

2단 : H29- 4.0EA, d1 = 180.00 mm

Asf = 1940.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0155) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 3569280.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 3569280.0 x 108.797 + 776160.0 x 620.000) / 20410440.0

= 318.087 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 354.722 mm, ab = k1 x cb = 301.514 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 301513.609 = 6919.737 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pb = 6919.737 + 731.628 - 3569.280 = 4082.085 kN

Mb = Cc x 231.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2567.443 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 628.954 mm, e = Mu/Pu = 1682.622 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 213.939 mm, a = k1 x c = 181.848 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 181848.148 = 4173.415 kN

∑Csi = 684.354 kN, ∑Tsi = 3569.280 kN

Pn = 4173.415 + 684.354 - 3569.280 = 1288.489 kN

Mn = Cc x 227.163 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2168.048 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1682.629) | = 0.0061 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 213.939 mm, a = k1 x c = 181.848 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-213.94) / 213.94 = 0.00569

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 16128.896 kN ≥ Pn = 1288.489 kN

ΦPn = 0.85 x 1288.489 = 1095.215 kN ≥ Pu = 730.092 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.683 = 1842.834 kN.m ≥ Mu = 1228.470 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 591.20 = 412.605 kN

< Vu (= 847.627 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (847.627 - 412.605) x 150.00 / (400.0 x 591.20 x Φ) = 367.912 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 591.20 / 150.00 = 626.202 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 591.20 = 2047.988 kN ≥ 626.202 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (550.140 + 626.202) = 882.257 kN ≥ 847.627 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 2종(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	81.718	174.309

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0050) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N. Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 635520.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 17476680.0

= 352.173 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 635.520 = 7352.898 kN

Mb = Cc x 189.727 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1745.732 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 237.421 mm, e = Mu/Pu = 174.309 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 463.491 mm, a = k1 x c = 393.967 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 393967.400 = 9041.552 kN

∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 321.898 kN

Pn = 9041.552 + 731.628 - 321.898 = 9451.282 kN

Mn = Cc x 155.189 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1647.421 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=174.307) | = 0.0020 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 463.491 mm, a = k1 x c = 393.967 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-463.49) / 463.49 = 0.00101

→ 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 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 13916.548 kN ≥ Pn = 9451.282 kN

ΦPn = 0.78 x 9451.282 = 7403.504 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.174 = 1290.495 kN.m ≥ Mu = 81.718 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.944 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 추가

㉮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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	331.855	707.860

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 707.860 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 184.029 mm, a = k1 x c = 156.425 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 156424.980 = 3589.953 kN

∑Csi = 613.597 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 3589.953 + 613.597 - 1838.560 = 2364.991 kN

Mn = Cc x 256.431 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1674.104 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=707.869) | = 0.0092 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 184.029 mm, a = k1 x c = 156.425 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-184.03) / 184.03 = 0.00711

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 2364.991 kN

ΦPn = 0.85 x 2364.991 = 2010.242 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.708 = 1422.970 kN.m ≥ Mu = 331.855 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	335.612	715.875

㉯ 철근비 검토

As = 1940.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4596.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 776160.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 776160.0 x 80.000 + 1838560.0 x 620.000) / 18679720.0

= 365.356 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pb = 7256.790 + 1733.073 - 776.160 = 8213.703 kN

Mb = Cc x 176.544 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1943.940 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 236.670 mm, e = Mu/Pu = 715.875 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 85.449 mm, a = k1 x c = 72.631 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 72631.269 = 1666.888 kN

∑Csi = 175.851 kN, ∑Tsi = 776.160 kN

Pn = 1666.888 + 175.851 - 776.160 = 1066.579 kN

Mn = Cc x 329.040 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 763.541 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=715.879)| = 0.0038 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 85.449 mm, a = k1 x c = 72.631 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-85.45) / 85.45 = 0.01877

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1066.579 kN

ΦPn = 0.85 x 1066.579 = 906.592 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.716 = 649.006 kN.m ≥ Mu = 335.612 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 189.992 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 2층(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)
1000.000	700.000	80.000	620.000	468.814	614.176	1310.063

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 1940.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0093) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 700.0 x 1000.0 = 16065000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 776160.0 N

Xp = (16065000.0 x 350.00 + 1838560.0 x 80.000 + 776160.0 x 620.000) / 18679720.0

= 334.644 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 372.000 mm, ab = k1 x cb = 316.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 316200.000 = 7256.790 kN, ∑Csi = 731.628 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 7256.790 + 731.628 - 1838.560 = 6149.858 kN

Mb = Cc x 207.256 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2180.967 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 354.637 mm, e = Mu/Pu = 1310.063 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 127.255 mm, a = k1 x c = 108.167 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 108166.637 = 2482.424 kN

∑Csi = 387.797 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2482.424 + 387.797 - 1838.560 = 1031.661 kN

Mn = Cc x 280.561 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1351.550 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1310.071) | = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 700.00 - 80.00 = 620.000 mm

c = 127.255 mm, a = k1 x c = 108.167 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (620.00-127.25) / 127.25 = 0.01162

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14823.760 kN ≥ Pn = 1031.661 kN

ΦPn = 0.85 x 1031.661 = 876.912 kN ≥ Pu = 468.814 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.310 = 1148.810 kN.m ≥ Mu = 614.176 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 620.00 = 421.966 kN

≥ Vu (= 193.882 kN) , 전단보강 불필요.

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 300 × 0.0020 = 600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 600.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 700 × 0.0020 = 1400.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1400.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

7) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

8) 중간슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

9) 중간슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]

= 1000 × 400 × 0.0020 = 800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 6.7EA = 1324.662 ㎟ ≥ 800.000 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]

= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

14) 좌측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

16) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17) 좌측벽체 : 2층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 추가

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

20) 우측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

21) 우측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 16.7EA = 4775.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 4776.0 ㎟ ∴ O.K

22) 우측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

23) 우측벽체 : 추가

① Req'd As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 6.7EA = 1910.955 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 1911.0 ㎟ ∴ O.K

24) 우측벽체 : 2층(중앙부)

① Req'd As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

25) 우측벽체 : 2층(하부)

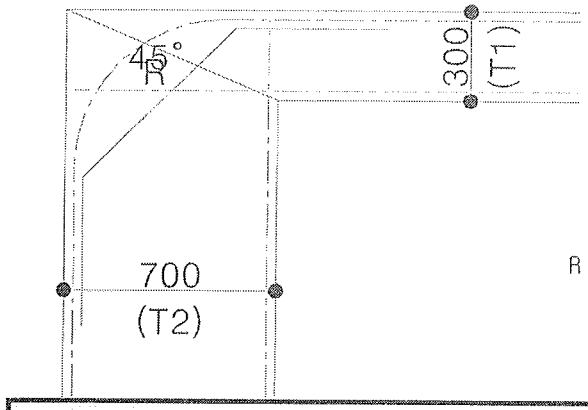
① Req'd As = B × H × 0.0025 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 700 × 0.0025 = 1750.00 ㎟

∴ Used As = H19 - 10EA = 2865.000 ㎟ ≥ 1750.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 700 x 1000 = 1050.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1050.0 ㎟ ≤ 2865.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 65.641 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 65.641 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 761.577$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm^2

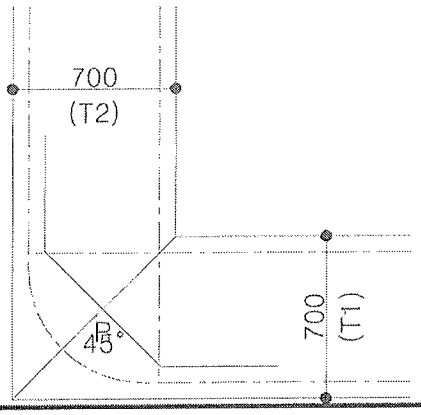
∴ Total Asb = 794.400 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 65.64 \times 10^6}{761.577^2 \times 1000} = 0.566 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 900.164 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 900.164 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 989.949$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 900.16 \times 10^6}{989.949^2 \times 1000} = 4.593 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 900.16 \times 10^6}{989.949 \times 180} = 10103.364 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

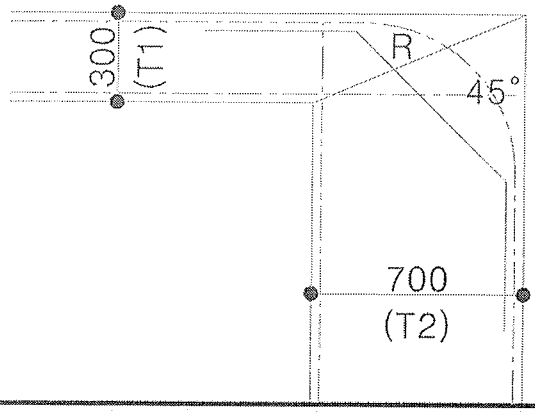
Req'd As = As - Asb
= 10103.364 mm² - 3176.800 mm²
= 6926.564 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 mm² > Req'd As (= 6926.564 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 64.242 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 64.242 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 761.577$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H16 @250 - 4EA = 794.400 mm^2

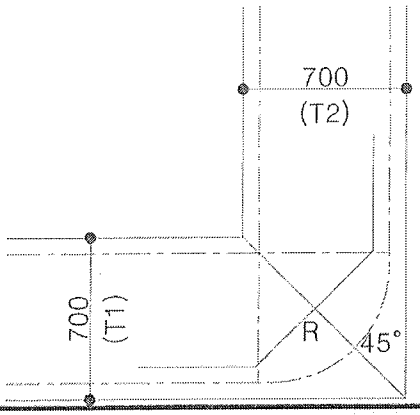
∴ Total Asb = 794.400 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 64.24 \times 10^6}{761.577^2 \times 1000} = 0.554 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 902.389 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 902.389 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 989.949$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 3176.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 902.39 \times 10^6}{989.949^2 \times 1000} = 4.604 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 902.39 \times 10^6}{989.949 \times 180} = 10128.335 \text{ mm}^2$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb
= 10128.335 mm² - 3176.800 mm²
= 6951.535 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H29 - 4EA

∴ Total As = 7708.800 mm² > Req'd As (= 6951.535 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	220	H16 - 8.0EA	125	268.568	O.K	2.15
		중앙부	2	220	H16 - 8.0EA	125	814.031	O.K	6.51
		우측	3	220	H16 - 8.0EA	125	279.376	O.K	2.24
하부슬래브	1경간	좌측	4	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	245.209	O.K	1.96
		중앙부	5	620	H22 - 8.0EA	125	165.522	O.K	1.32
		우측	6	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	244.210	O.K	1.95
중간슬래브	1경간	좌측	7	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	146.725	O.K	1.17
		중앙부	8	320	H16 - 8.0EA	125	193.474	O.K	1.55
		우측	9	320	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	144.433	O.K	1.16
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	199.002	O.K	1.59
		추가	11	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1132.651	O.K	9.06
		1층(중앙부)	12	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	13	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	272.423	O.K	2.18
	2층	2층(상부)	14	620	H16 - 8.0EA	125	891.114	O.K	7.13
		추가	15	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	907.546	O.K	7.26
		2층(중앙부)	16	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	142.802	O.K	1.14
		2층(하부)	17	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	485.651	O.K	3.89

우측 퍼체	1층	1층(상부)	18	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	196.892	O.K	1.58
		추가	19	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	1107.332	O.K	8.86
		1층(중앙부)	20	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	21	591	H32 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	270.752	O.K	2.17
	2층	2층(상부)	22	620	H16 - 8.0EA	125	910.530	O.K	7.28
		추가	23	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	914.669	O.K	7.32
		2층(중앙부)	24	620	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	141.207	O.K	1.13
		2층(하부)	25	620	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	488.559	O.K	3.91

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 55.812 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 175.559 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 175.56) - 2.5 x 72.00 = 268.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.56) = 358.85 mm
Sa는 작은 값인 268.57 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.57 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 24.604 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 77.393 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 77.39) - 2.5 x 72.00 = 837.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 77.39) = 814.03 mm

Sa는 작은 값인 814.03 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 814.03 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.499 x 1000000 / [1588.800 x (220.000 - 59.711/3)]
= 171.428 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x220.0/(7x1588.800)]
= 59.711 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.43) - 2.5 x 72.00 = 279.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 171.43) = 367.50 mm

Sa는 작은 값인 279.38 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.38 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 900.164 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 194.344 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 (210 / 194.34) - 2.5 x 64.00 = 245.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.34) = 324.17 mm
Sa는 작은 값인 245.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 245.21 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 412.753 x 1000000 / [3096.800 x (620.000 - 143.701/3)]
= 232.973 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x3096.800)]
= 143.701 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 (210 / 232.97) - 2.5 x 69.00 = 165.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 232.97) = 270.42 mm
Sa는 작은 값인 165.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 165.52 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 902.389 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 194.825 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 (210 / 194.82) - 2.5 x 64.00 = 244.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 194.82) = 323.37 mm
Sa는 작은 값인 244.21 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 244.21 mm) ∴ O.K

7) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.652 x 1000000 / [3575.200 x (320.000 - 103.982/3)]
= 249.623 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x3575.200)]
= 103.982 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 249.62) - 2.5 x 67.50 = 146.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 249.62) = 252.38 mm
Sa는 작은 값인 146.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 146.73 mm) ∴ O.K

8) 중간슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 98.943 x 1000000 / [1588.800 x (320.000 - 73.975/3)]
= 210.858 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x1588.800)]
= 73.975 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm

여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 210.86) - 2.5 x 72.00 = 193.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.86) = 298.78 mm

Sa는 작은 값인 193.47 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.47 mm) ∴ O.K

9) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 256.516 x 1000000 / [3575.200 x (320.000 - 103.982/3)]
= 251.450 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x320.0/(7x3575.200)]
= 103.982 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 (210 / 251.45) - 2.5 x 67.50 = 144.43 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 251.45) = 250.55 mm

Sa는 작은 값인 144.43 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 144.43 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 562.067 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 217.091 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 217.09) - 2.5 x 65.50 = 199.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.09) = 290.20 mm
Sa는 작은 값인 199.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 199.00 mm) ∴ O.K

11) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 144.010 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 55.622 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 55.62) - 2.5 x 65.50 = 1252.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.62) = 1132.65 mm
Sa는 작은 값인 1132.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1132.65 mm) ∴ O.K

12) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 843.512 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 182.113 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 (210 / 182.11) - 2.5 x 64.00 = 272.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.11) = 345.94 mm
Sa는 작은 값인 272.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 272.42 mm) ∴ O.K

13) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 65.641 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 70.698 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 70.70) - 2.5 x 72.00 = 933.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 70.70) = 891.11 mm
Sa는 작은 값인 891.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 891.11 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 179.729 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 69.418 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 69.42) - 2.5 x 65.50 = 970.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.42) = 907.55 mm

Sa는 작은 값인 907.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 907.55 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 278.279 x 1000000 / [1940.400 x (620.000 - 116.905/3)]
= 246.825 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1940.400)]
= 116.905 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 246.82) - 2.5 x 70.50 = 142.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 246.82) = 255.24 mm

Sa는 작은 값인 142.80 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 142.80 mm) ∴ O.K

16) 좌측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 313.967 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 121.266 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 121.27) - 2.5 x 65.50 = 485.65 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.27) = 519.52 mm
Sa는 작은 값인 485.65 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 485.65 mm) ∴ O.K

17) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 565.354 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 218.360 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 218.36) - 2.5 x 65.50 = 196.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 218.36) = 288.51 mm
Sa는 작은 값인 196.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 196.89 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 147.302 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 56.894 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 56.89) - 2.5 x 65.50 = 1220.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 56.89) = 1107.33 mm

Sa는 작은 값인 1107.33 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1107.33 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 846.785 x 1000000 / [8923.200 x (591.203 - 216.388/3)]
= 182.820 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8923.200/1000.0 + 7x8923.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x591.2/(7x8923.200)]
= 216.388 mm

사용철근량 = 8923.2 mm² (철근도심 : 108.8 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 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 (210 / 182.82) - 2.5 x 64.00 = 270.75 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 182.82) = 344.60 mm

Sa는 작은 값인 270.75 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.75 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 64.242 x 1000000 / [1588.800 x (620.000 - 106.838/3)]
= 69.190 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1588.800/1000.0 + 7x1588.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1588.800)]
= 106.838 mm

사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 16/2 = 72.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 69.19) - 2.5 x 72.00 = 958.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 69.19) = 910.53 mm
Sa는 작은 값인 910.53 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 910.53 mm) ∴ O.K

21) 우측벽체 추가

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 178.330 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 68.877 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 68.88) - 2.5 x 65.50 = 979.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.88) = 914.67 mm
Sa는 작은 값인 914.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 914.67 mm) ∴ O.K

22) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 279.677 x 1000000 / [1940.400 x (620.000 - 116.905/3)]
= 248.065 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x1940.400)]
= 116.905 mm

사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 19/2 = 70.50 mm

여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 248.07) - 2.5 x 70.50 = 141.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 248.07) = 253.97 mm

Sa는 작은 값인 141.21 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 141.21 mm) ∴ O.K

23) 우측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 312.568 x 1000000 / [4596.400 x (620.000 - 170.142/3)]
= 120.725 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x620.0/(7x4596.400)]
= 170.142 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 (210 / 120.72) - 2.5 x 65.50 = 488.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 120.72) = 521.85 mm

Sa는 작은 값인 488.56 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 488.56 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 8.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.30 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 = 8.900 / 28

T = 0.318 m > 0.300 m ----------> N.G

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

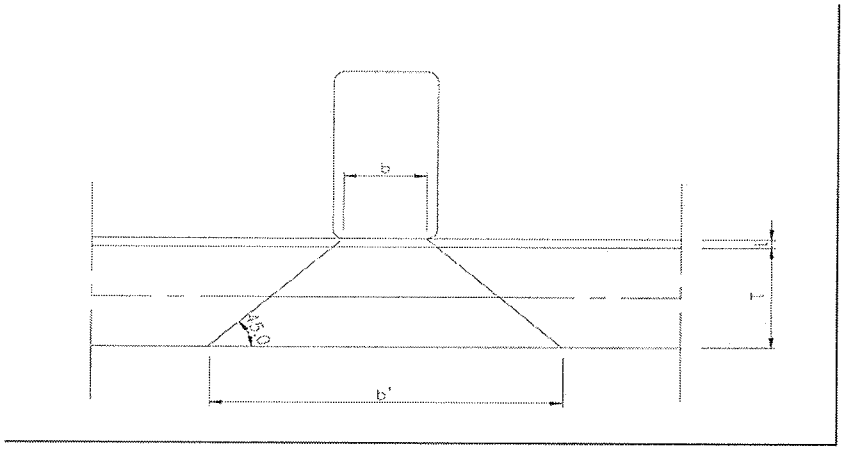
1) 고정하중

- 구체자중 = 720.860 / 9.600 = 75.090 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 51.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

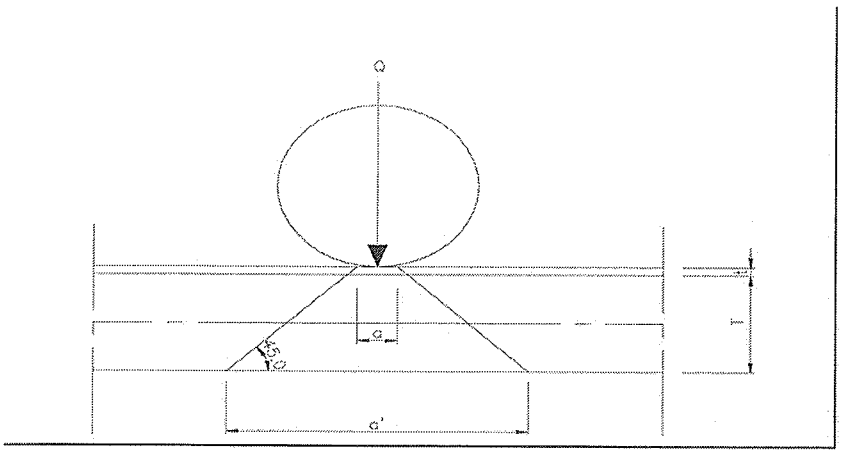


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 700 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.980 m



a' = 0.200 + 2 × (0.700 + 0.040) × cot 45°

= 1.680 m

Qz = 96.0 / (1.980 × 1.680 28.860 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 75.09 + 51.00 + 0.92 + 28.86

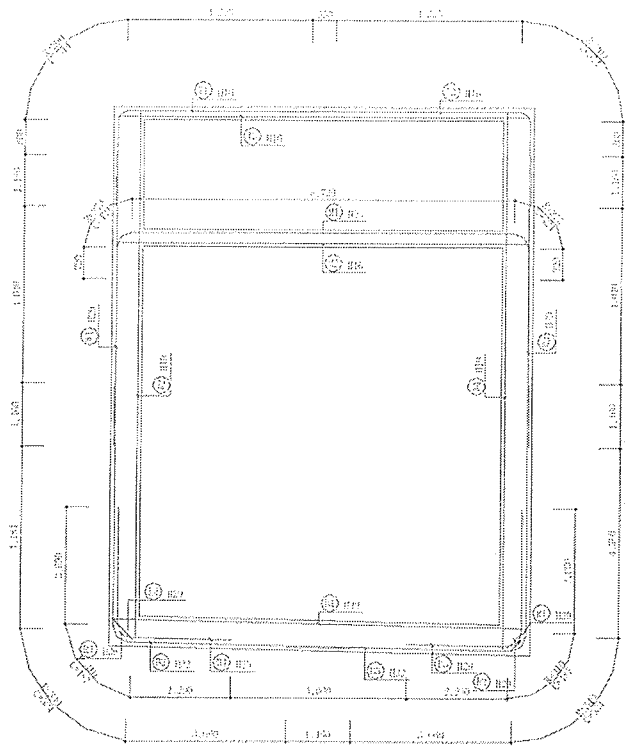
= 155.870 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

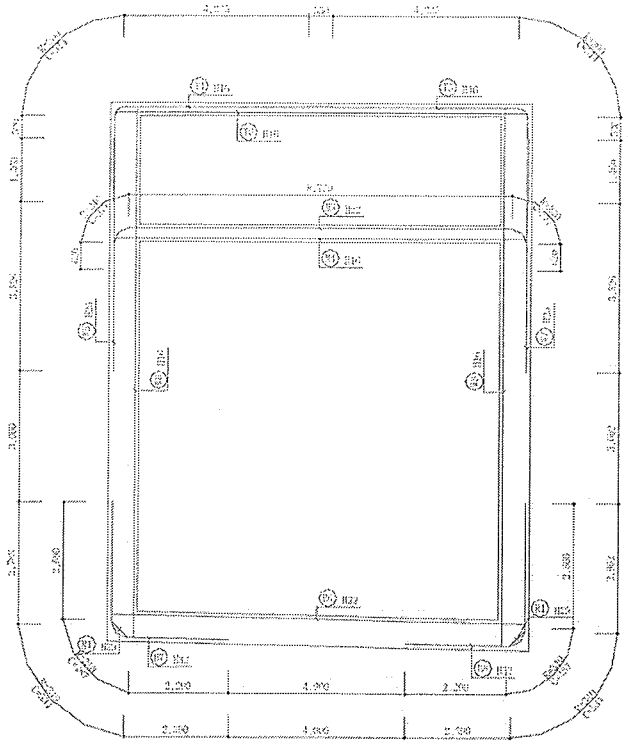
Qa = 510.41 kN/m² ≥ Qmax = 155.87 kN/m² ..... O.K

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



5.11 변압실 및 예비발전기실

변압실 및 예비발전기실

▨ 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	161.7	505.1	100.2	188.6	771.80	493.63	1.53	2.62	H22@125
	우측단부	125.2	474.0	102.8	147.0	771.80	493.63	1.63	3.36	H22@125
	중앙부	76.0	268.5	32.8	121.2	467.59	402.70	1.74	3.32	H19@125
하부슬래브	좌측단부	421.9	571.0	322.3	242.7	778.25	389.71	1.36	1.21	H25@125
	우측단부	302.9	451.9	260.5	197.0	603.33	389.71	1.34	1.50	H22@125
	중앙부	238.7	289.5	81.2	116.3	467.59	402.70	1.62	3.46	H19@125
벽체 (좌측)	상단부	187.7	647.8	287.8	388.6	982.38	623.54	1.52	1.60	H22@125
	중앙부	169.5	326.5	150.7	314.7	435.48	532.61	1.33	1.69	H16@125
	하단부	421.9	571.0	480.3	470.2	1053.89	519.62	1.85	1.08	H25@125
벽체 (우측)	상단부	96.5	474.0	293.5	357.9	982.38	623.54	2.07	1.74	H22@125
	중앙부	274.6	320.8	156.4	230.5	435.48	532.61	1.36	2.31	H16@125
	하단부	302.9	451.9	474.6	434.1	834.98	532.61	1.85	1.12	H22@125
내측 벽체		20.2	69.0	6.1	36.7	111.36	142.89	1.61	3.89	H16@125
변압실	상부슬래브 좌측단부	154.1	67.3	136.2	46.9	218.22	194.86	1.42	1.43	H19@125
	상부슬래브 우측단부	154.1	66.0	136.2	45.5	218.22	194.86	1.42	1.43	H19@125
	상부슬래브 중앙부	100.1	29.3	27.2	11.1	165.38	207.85	1.65	7.64	H16@125
	좌측벽체 외측	154.1	142.7	153.4	213.8	208.60	259.81	1.35	1.22	H16@125
	좌측벽체 내측	43.5	114.1	153.4	213.8	219.40	272.80	1.92	1.28	H16@125
	우측벽체 외측	154.1	87.0	153.4	206.0	208.60	259.81	1.35	1.26	H16@125
	우측벽체 내측	43.5	88.0	153.4	206.0	219.40	272.80	2.49	1.32	H16@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)
: $\gamma s'$ = 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(Pv ℓ ,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

단위체적중량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = 4.719 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85

* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사용재료

① 콘크리트 강도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	---- 도.설 2.3.3
③ 철근항복 강도	:	fy =	400	MPa	
④ 철근 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) 설계방법

① 안정성검토 : 극한강도 설계법

② 사용성검토 : 허용응력 설계법

처짐검토

균열검토

피로응력검토

③ 설계피복두께(㎜)

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

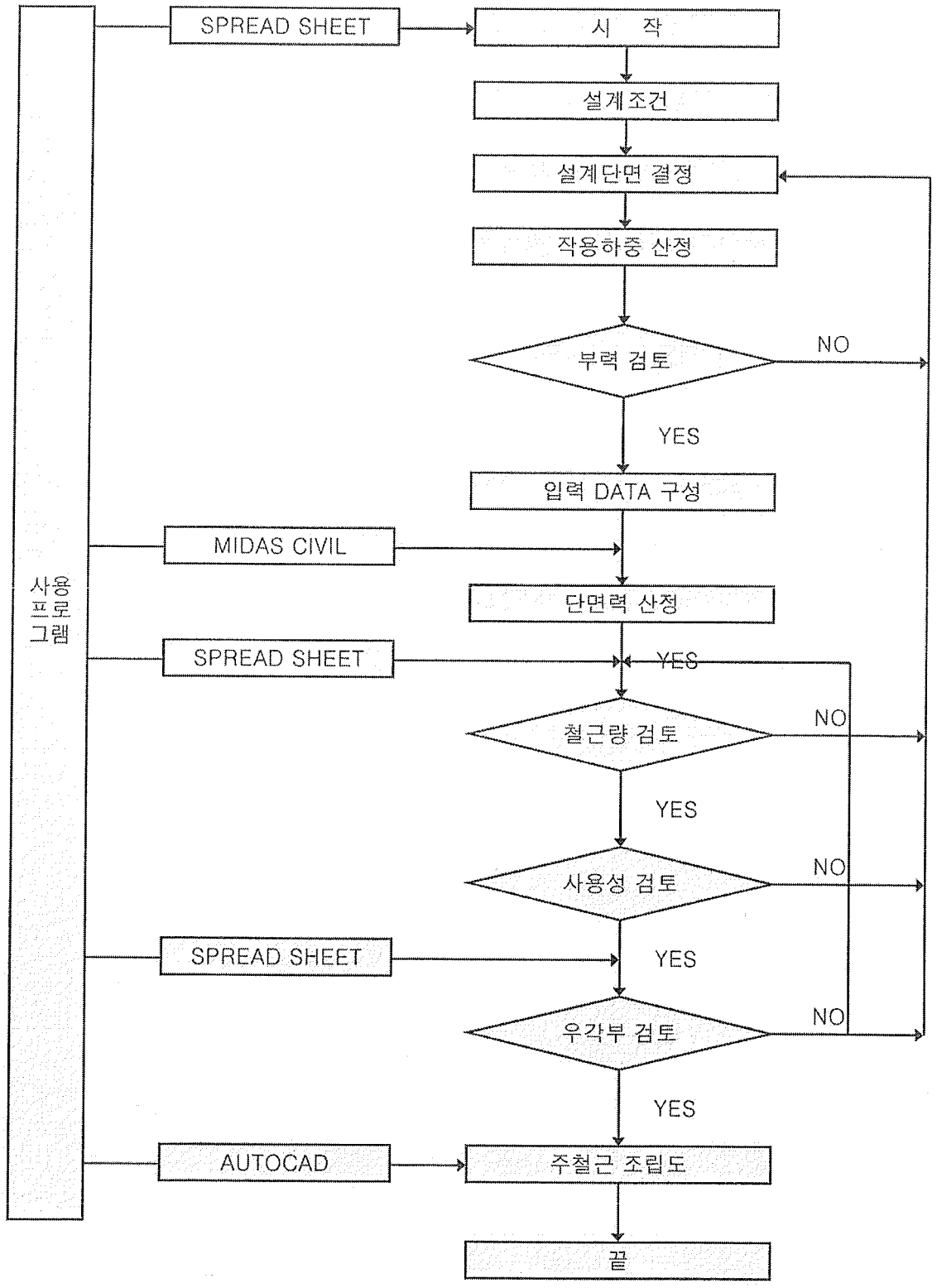
9) 참고서적

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

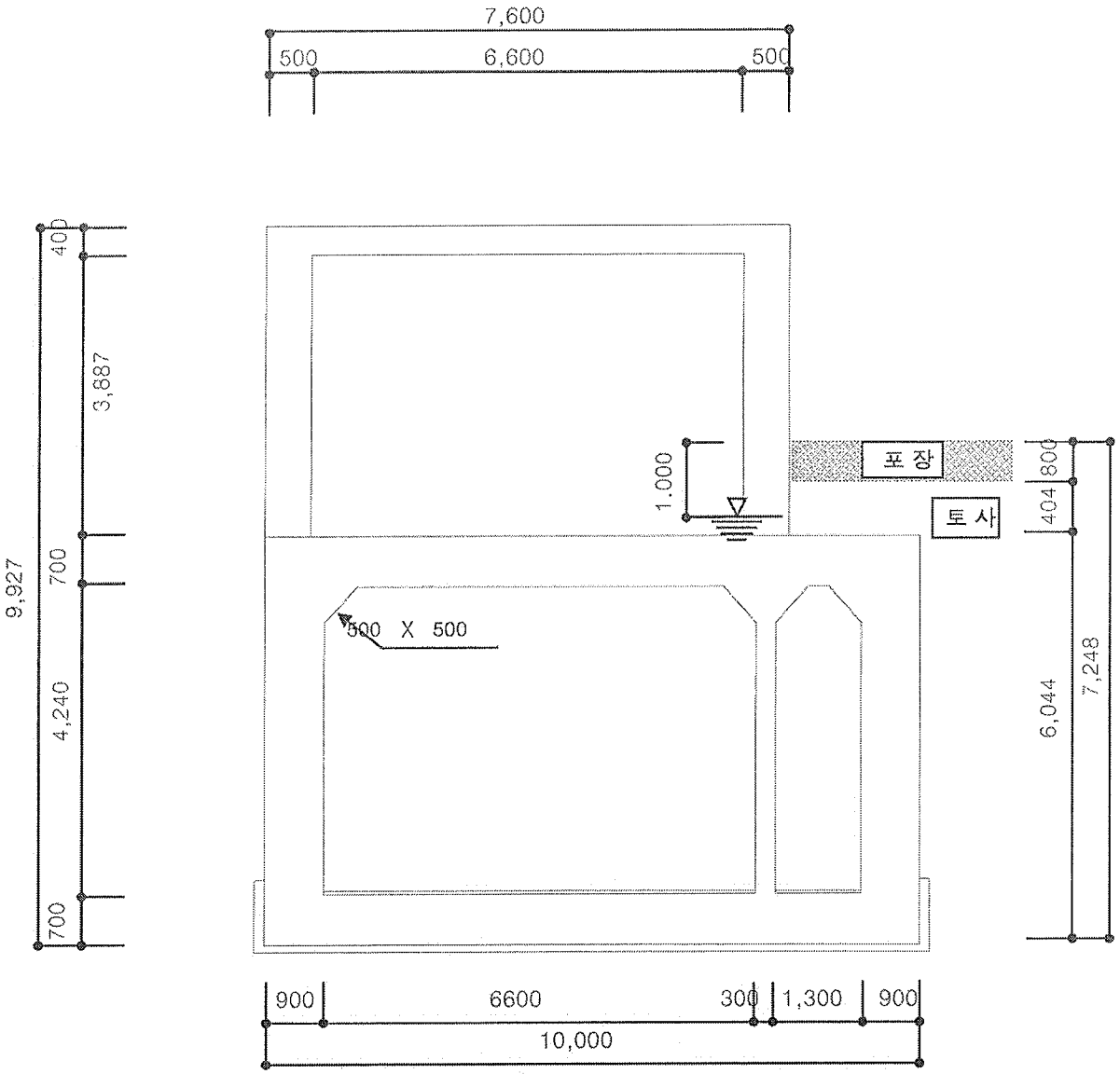
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브	:	0.400	x	7.60	x	25.00			=	76.000	kN
②	측벽1	:	0.500	x	3.89	x	25.00	x	2 ea	=	97.175	kN
②	측벽2	:	0.900	x	4.24	x	25.00	x	2 ea	=	190.800	kN
②	측벽3	:	0.300	x	4.24	x	25.00	x	1 ea	=	31.800	kN
④	중간슬라브	:	0.700	x	10.00	x	25.00			=	175.000	kN
③	하부슬라브	:	0.700	x	10.00	x	25.00			=	175.000	kN
④	헌치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00 x 4 ea	=	12.500	kN
										Σ =	758.275	KN

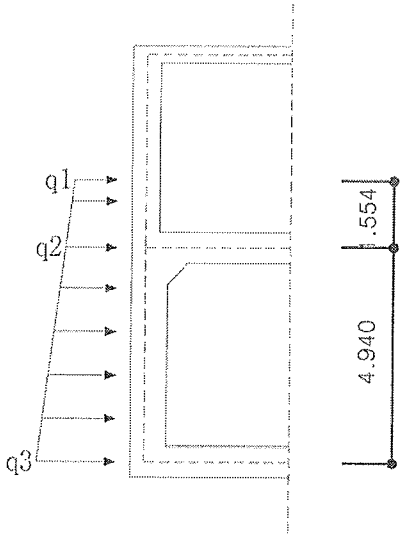
2) 2차 고정하중 - 기계하중

변압실 기계하중/(기계면적)

기계하중 : 35.0 / 2.80 / 1.50 = 8.333 kN/m²

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 - sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0 = 0.000 kN/m²

q2 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 1.554 x 19.00) = 23.963 kN/m²

q3 = 23.96 + 0.500 x 4.940 x 19.00 = 70.893 kN/m²

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

q1 = 0 = 0.000 kN/m²

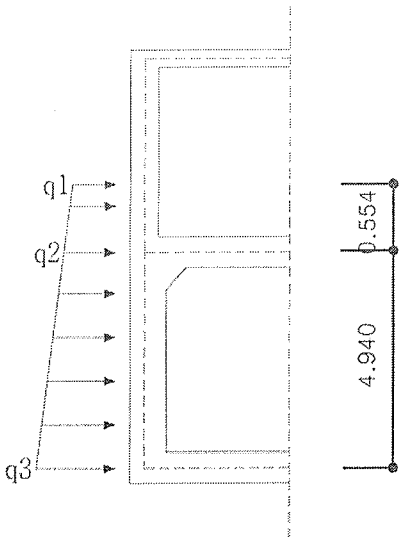
q2 = 0.500 x (0.800 x 23.00 + 1.554 x 10.00) = 29.094 kN/m²

q3 = 29.09 + 0.500 x 4.940 x 10.00 = 53.794 kN/m²

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

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

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = = 0.000 kN/㎡

qw2 = 0.554 x 10.000 = 5.540 kN/㎡

qw3 = 5.540 + 4.940 x 10.000 = 54.940 kN/㎡

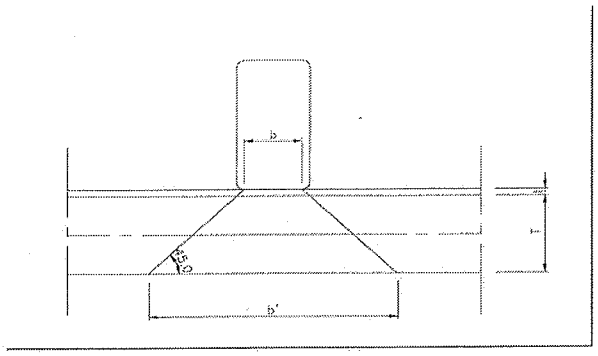
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 54.94 + 0.350 x 10.000 = 58.440 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

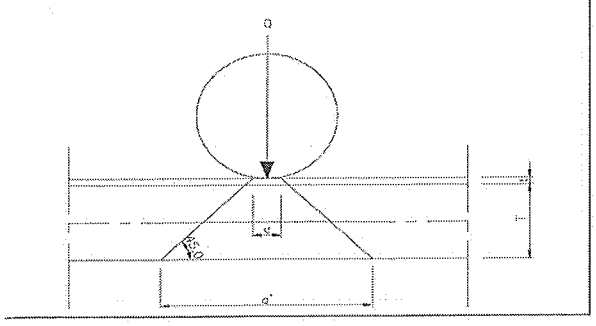
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 0.700 m

b' = 0.500 + 2 x (0.700 + 0.040) x cot 45° = 1.980 m



a' = 0.200 + 2 x (0.700 + 0.040) x cot 45° = 1.680 m

Qz = 96.00 / (1.980 x 1.680)

= 28.860 kN/㎡

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15\times10^{-5}$
- 온도선팽창 계수 $\alpha = 1.0\times10^{-5}$
- $\Delta T = -\frac{\varepsilon}{\alpha}$ = 15° C

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브 :				=	76.000	kN
②	측벽 :				=	319.775	kN
③	하부슬라브 :				=	175.000	kN
④	헌치				=	12.500	kN
④	중간슬라브 :				=	175.000	KN
⑤	벽체 :				=	0.000	KN
-	연직하중 :	0.000	x	10.000	=	0.000	kN
-	상부활하중 :	0.000	x	10.000	=	0.000	kN
-	내부활하중 :	5.000	x	7.900	=	39.500	kN
					Σ =	797.775	kN

Qmax1 = 797.775 / 10.000 + 28.860 = 108.638 kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브 :				=	76.000	kN
②	측벽 :				=	319.775	kN
③	하부슬라브 :				=	175.000	kN
④	헌치				=	12.500	kN
④	중간슬라브 :				=	175.000	kN
⑤	벽체 :				=	0.000	KN
-	연직하중 :	0.000	x	10.000	=	0.000	KN
-	상부활하중 :				=	0.000	kN
-	내부활하중 :				=	39.500	kN
					Σ =	797.775	kN

Qmax1 = 797.775 / 10.000 + 28.860 = 108.638 kN/m²

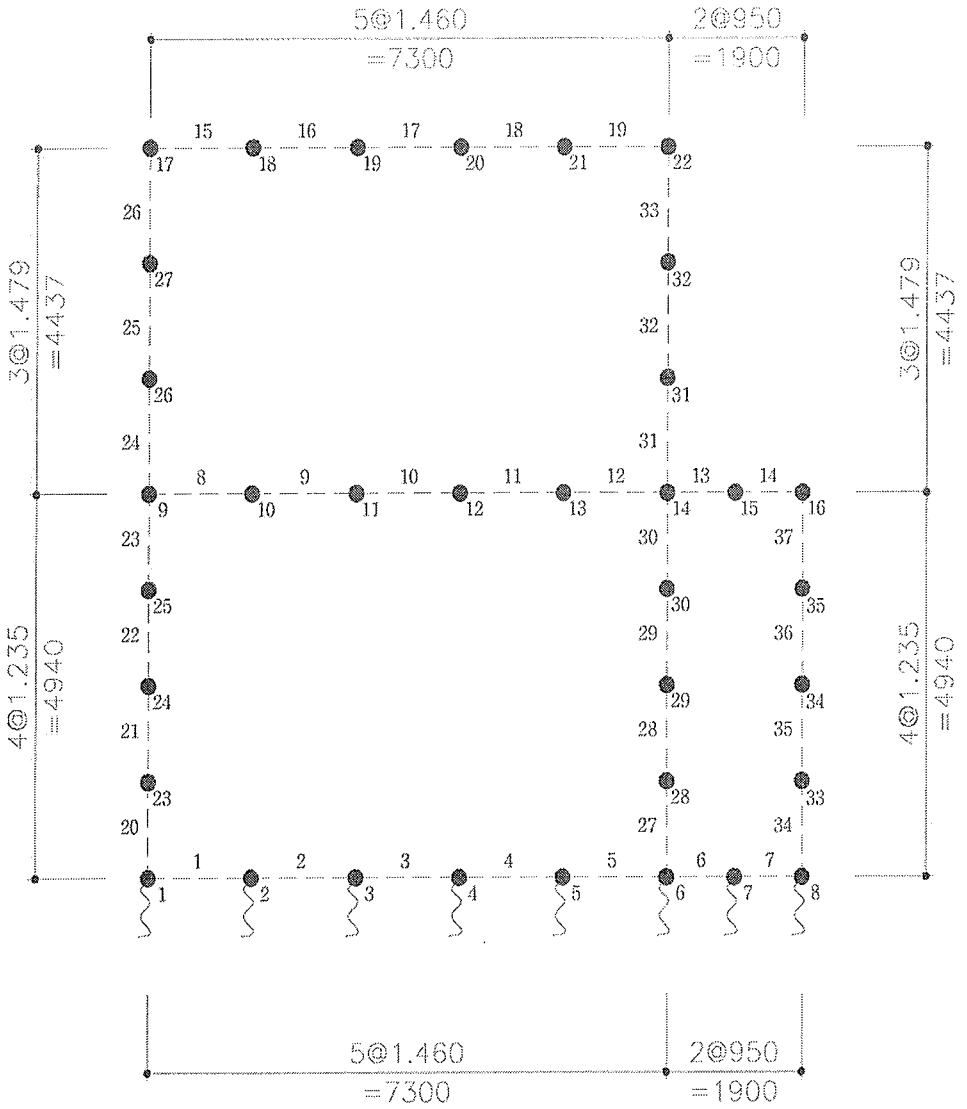
∵ Qmax = 108.638 kN/m²

(4) 지지력 판정

Qmax = 108.638 kN/m² < Qa = 510.410 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	0.40	0.400	0.0053333	26700	15 ~ 19
측 벽	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	24 ~ 26
	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	31 ~ 33
	1.0	0.90	0.900	0.0607500	26700	20 ~ 23
	1.0	0.90	0.900	0.0607500	26700	34 ~ 37
하부슬래브	1.0	0.70	0.700	0.0285833	26700	1 ~ 7
중간 슬래브	1.0	0.70	0.700	0.0285833	26700	8 ~ 14
내 측벽 체1	1.0	0.30	0.300	0.0022500	26700	27 ~ 30

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

Eo = = 9000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

Kvo = 1/0.3 x α x Eo = 1/0.3 x 1 x 9000 = 30000.00 KN/m²

③ 환산재하폭

$Bh = \sqrt{10.000 \times 5.500} = 7.416$ 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 + 10.0 / 5.5) / 1.5 = 1.879 > 1

∴ β = 1.0

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 30000 x (7.416 / 0)$^{-3/4}$ = 2706 kN/m³

Kz(1) =	2706	x	1.0	x (	0.900	/	2	+	1.460	/	2	) =	3193 kN/m³
Kz(7) =	2706	x	1.0	x (	0.900	/	2	+	0.950	/	2	) =	2503 kN/m³
Kz(2~5) =	2706	x	1.0	x (	1.460	/	2	+	1.460	/	2	) =	3951 kN/m³
Kz(6) =	2706	x	1.0	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	2571 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)

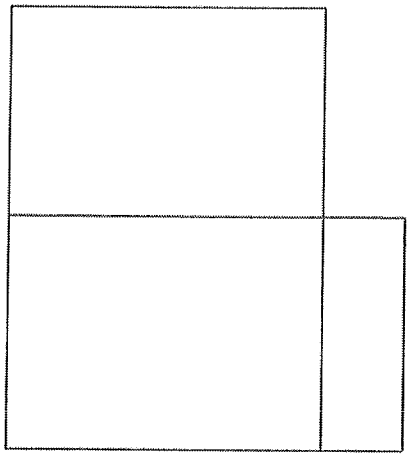
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.6	1.6			3.3.2
COMB 2		1.2	1					3.3.3
COMB 3		1.2	1.6	1.6	0.8			3.3.6
COMB 4		0.9		0.9	1.6			3.3.7
COMB 5		0.9		0.9	0.8			3.3.7
COMB 6	지하수 고려시	1.2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	3.3.2
COMB 7		1.2	1.6	1.6	0.8	1.6	0.8	3.3.6
COMB 8		0.9		0.9	1.6	0.9	1.6	3.3.7
COMB 9		0.9		0.9	0.8	0.9	0.8	3.3.7

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

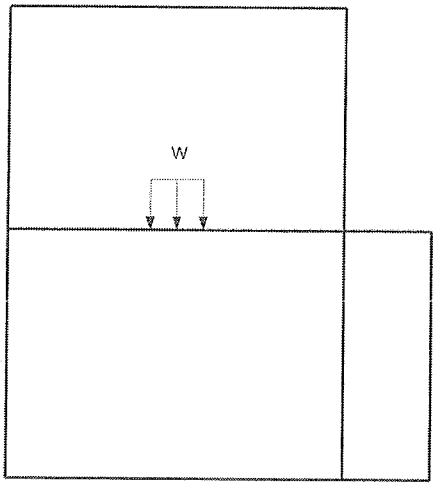
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	
COMB 10	지하수 비고려시	1	1	1	1			3.3.2
COMB 11		1	1					3.3.3
COMB 12		1	1	1	0.5			3.3.6
COMB 13		0.9		0.9	1			3.3.7
COMB 14		0.9		0.9	0.5			3.3.7
COMB 15	지하수 고려시	1	1	1	1	1	1	3.3.2
COMB 16		1	1	1	0.5	1	0.5	3.3.6
COMB 17		0.9		0.9	1	0.9	1	3.3.7
COMB 18		0.9		0.9	0.5	0.9	0.5	3.3.7

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

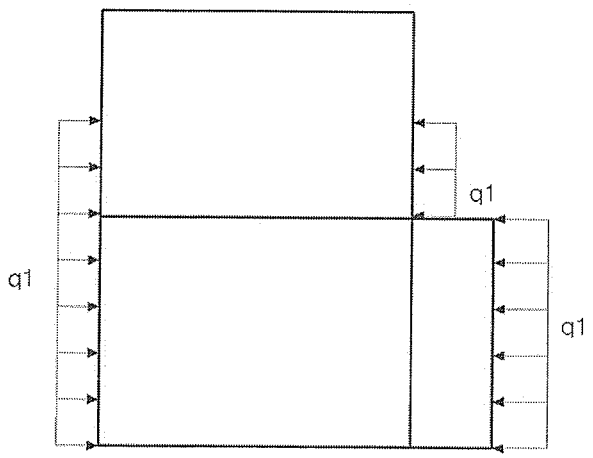


2) CASE 1 - 2차고정하중



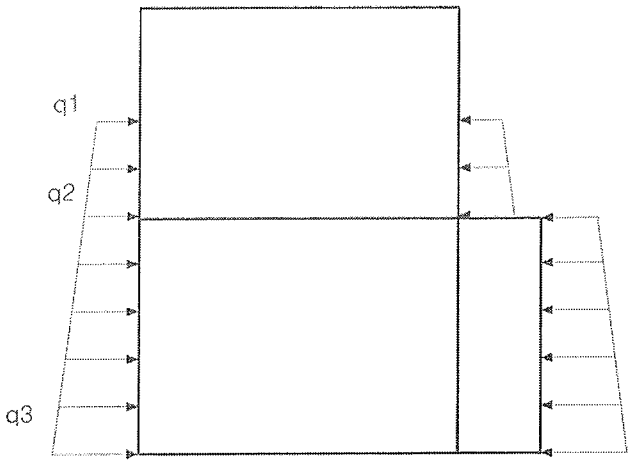
w = 8.33 kN/㎡

3) CASE 2 - 노면활하중



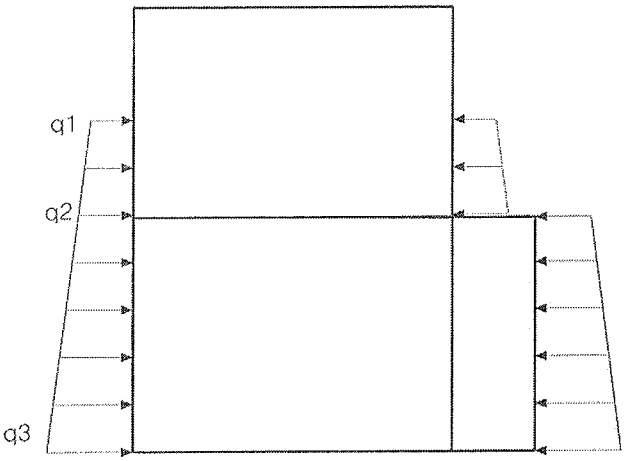
q1 = 5.00 kN/㎡

4) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



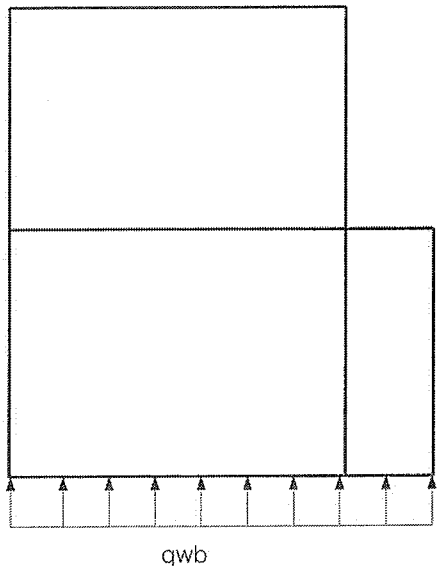
q1 = 0.00 kN/㎡
q2 = 23.96 kN/㎡
q3 = 70.89 kN/㎡

5) CASE 4 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



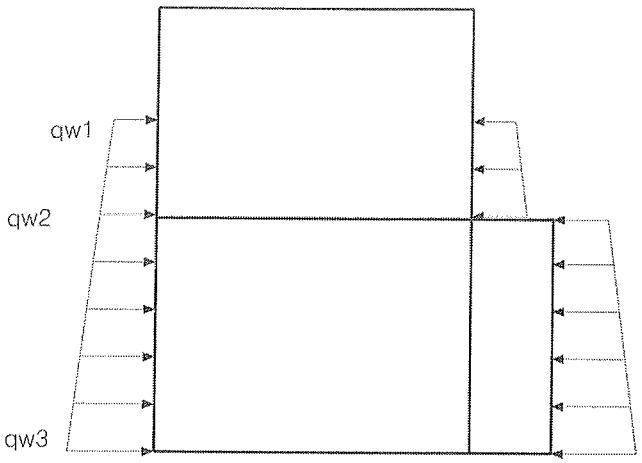
q1 = 0.00 kN/㎡
q2 = 29.09 kN/㎡
q3 = 53.79 kN/㎡

6) CASE 5 - 연 직 수 압



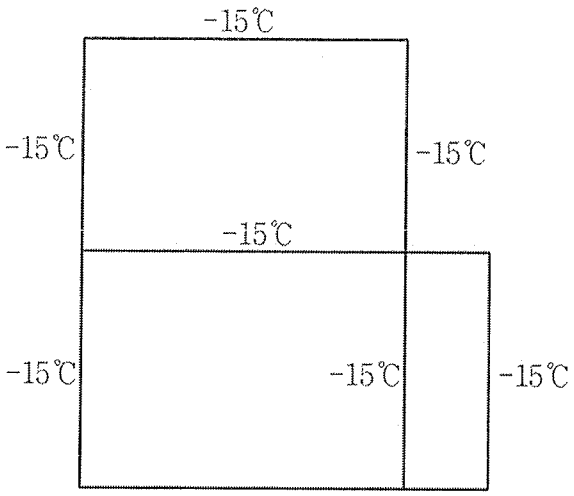
qwb = 58.44 kN/㎡

7) CASE 6 - 횡 수 압



qw1 = 0.00 kN/㎡
qw2 = 5.54 kN/㎡
qw3 = 54.94 kN/㎡

8) CASE 7 - 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	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 : 0.000 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 0.000 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 8.877 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 10.000 m 구조물 길이 : 5.500 m

구조물 높이 : 9.927 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 0.400 m (측 벽 -1) 0.500 m (중간슬래브) 0.400 m

(측 벽 -2) 0.900 m (하부슬래브) 0.700 m

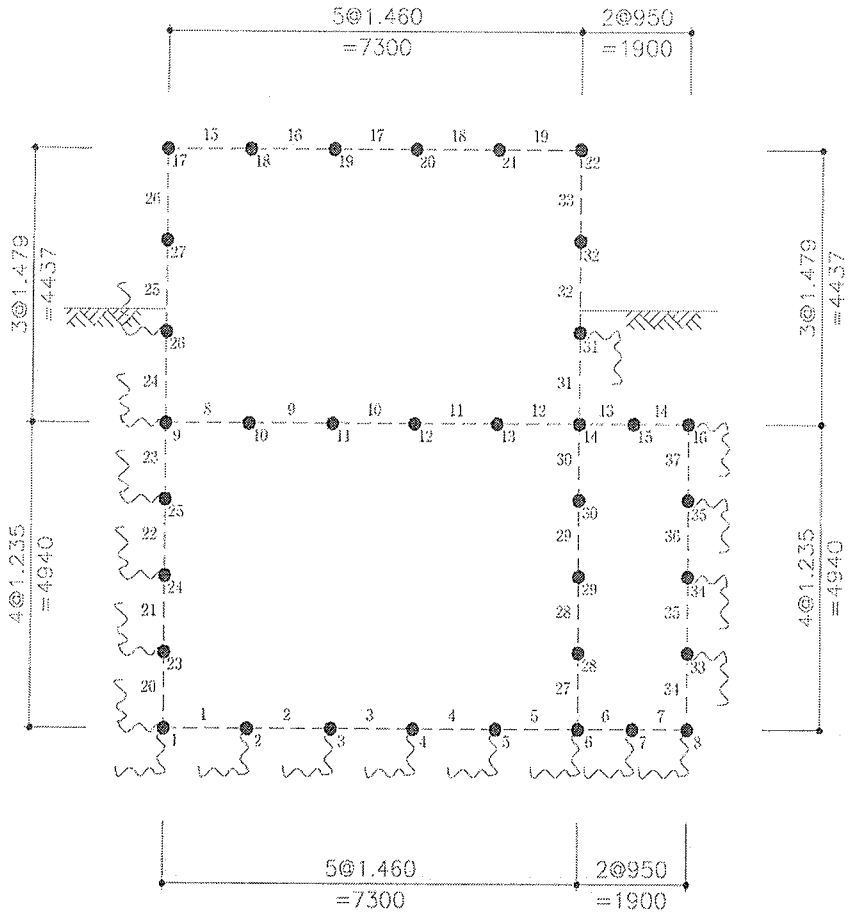
⑧ 상재토 제원

포장두께	0.800 m	
입도조정	0.000 m	
보조기층	0.000 m	
동방층	0.000 m	
토사층	6.448 m	
전체토피	7.248 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	0.40	0.400	0.0053333	26700	21 ~ 30
측 벽	1.0	0.50	0.500	0.0104167	26700	31 ~ 43
	1.0	0.90	0.900	0.0607500	26700	44 ~ 56
하부슬래브	1.0	0.70	0.700	0.0285833	26700	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	0.70	0.700	0.0285833	26700	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) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.00 × 5.50) = 7.416 m

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

Kv = 358336.00 × (10 / 0.3)^(-3 / 4) = 32321.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 32321.79 = 10773.93 kN/m³

(2) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.93 × 5.50) = 7.389 m

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

Kh = 293946.40 × (9.927 / 0.3)^(-3 / 4) = 26586.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 26586.82 = 8862.27 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 측 벽

Kh(26,31)=	26587	x (	1.479	/	2	+	1.479	/	2	) =	39322 kN/m³
Khs(26,31)=	8862	x (	1.479	/	2	+	1.479	/	2	) =	13107 kN/m³
Kh(9,16)=	26587	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	36078 kN/m³
Khs(9,16)=	8862	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	12026 kN/m³
Kh(23~25)=	26587	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	36078 kN/m³
Khs(23~25)=	8862	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	12026 kN/m³
Kh(33~35)=	26587	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	36078 kN/m³
Khs(33~35)=	8862	x (	1.479	/	2	+	1.235	/	2	) =	12026 kN/m³
Kh(1,8)=	26587	x (	1.479	/	2	+	0.700	/	2	) =	28966 kN/m³
Khs(1,8)=	8862	x (	1.479	/	2	+	0.700	/	2	) =	9655 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1)=	32322	x (	0.900	/	2	+	1.460	/	2	) =	38140 kN/m³
Kvs(1)=	10774	x (	0.900	/	2	+	1.460	/	2	) =	12713 kN/m³
Kv(2~5)=	32322	x (	1.460	/	2	+	1.460	/	2	) =	47190 kN/m³
Kvs(2~5)=	10774	x (	1.460	/	2	+	1.460	/	2	) =	15730 kN/m³
Kv(6)=	32322	x (	1.460	/	2	+	0.950	/	2	) =	38948 kN/m³
Kvs(6)=	10774	x (	1.460	/	2	+	0.950	/	2	) =	12983 kN/m³
Kv(7)=	32322	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	30706 kN/m³
Kvs(7)=	10774	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	10235 kN/m³
Kv(8)=	32322	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	30706 kN/m³
Kvs(8)=	10774	x (	0.950	/	2	+	0.950	/	2	) =	10235 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(10.00 × 5.50) = 7.416 m

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

Kv = 139972.80 × (10 / 0.3)^(-3 / 4) = 12625.50 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 12625.50 = 4208.50 kN/m³

(2) 측벽 : 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.93 × 5.50) = 7.389 m

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

Kh = 114822.40 × (9.927 / 0.3)^(-3 / 4) = 10385.44 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 10385.44 = 3461.81 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

- 측 벽

Kh(26,31)=	12625 x (1.479 / 2 + 1.479 / 2) =	18673 kN/m³
Khs(26,31)=	4208 x (1.479 / 2 + 1.479 / 2) =	6224 kN/m³
Kh(9,16)=	12625 x (1.479 / 2 + 1.235 / 2) =	17133 kN/m³
Khs(9,16)=	4208 x (1.479 / 2 + 1.235 / 2) =	5711 kN/m³
Kh(23~25)=	12625 x (1.479 / 2 + 1.235 / 2) =	17133 kN/m³
Khs(23~25)=	4208 x (1.479 / 2 + 1.235 / 2) =	5711 kN/m³
Kh(33~35)=	12625 x (1.479 / 2 + 1.235 / 2) =	17133 kN/m³
Khs(33~35)=	4208 x (1.479 / 2 + 1.235 / 2) =	5711 kN/m³
Kh(1,8)=	12625 x (1.479 / 2 + 0.700 / 2) =	13755 kN/m³
Khs(1,8)=	4208 x (1.479 / 2 + 0.700 / 2) =	4585 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1)=	10385 x (0.900 / 2 + 1.460 / 2) =	12255 kN/m³
Kvs(1)=	3462 x (0.900 / 2 + 1.460 / 2) =	4085 kN/m³
Kv(2~5)=	10385 x (1.460 / 2 + 1.460 / 2) =	15163 kN/m³
Kvs(2~5)=	3462 x (1.460 / 2 + 1.460 / 2) =	5054 kN/m³
Kv(6)=	10385 x (1.460 / 2 + 0.950 / 2) =	12514 kN/m³
Kvs(6)=	3462 x (1.460 / 2 + 0.950 / 2) =	4171 kN/m³
Kv(7)=	10385 x (0.950 / 2 + 0.950 / 2) =	9866 kN/m³
Kvs(7)=	3462 x (0.950 / 2 + 0.950 / 2) =	3289 kN/m³
Kv(8)=	10385 x (0.950 / 2 + 0.950 / 2) =	9866 kN/m³
Kvs(8)=	3462 x (0.950 / 2 + 0.950 / 2) =	3289 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	5.625	128.000	80.000	19.000	0.176	0.281
퇴적토	17.258	137.884	86.177	19.000	0.501	0.801
연암	5.200	235.778	147.361	23.000	0.088	0.141
계	28.083	154.031	96.269		0.765	1.223

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.765 = 0.956	1.25 × 1.223 = 1.529

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	123.000	64.000

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
28.083	154.031 , 96.269	0.18232	30876	0.29171	8359

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.956} = 1.075$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.529} = 1.376$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.956 \times 1.075}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.529 \times 1.376}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 0.000 m
- 하부슬래브 심도 = 8.877 m
- 기반암 심도(H) = 28.083 m

① 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.956 \times \cos(\pi \times 0.000 / (2 \times 28.1)$

$= 0.03177$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.956 \times \cos(\pi \times 8.877 / (2 \times 28.1)$

$= 0.02793$

② 붕괴방지 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.529 \times \cos(\pi \times 0.000 / (2 \times 28.1)$

$= 0.10380$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.529 \times \cos(\pi \times 8.877 / (2 \times 28.1)$

$= 0.09126$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준						
Po =	8837.96	× (0.03177	- 0.02793	) =	33.908	kN/m²
붕괴방지수준						
Po =	3452.31	× (0.10380	- 0.09126	) =	43.272	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

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

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	0.000	0.0318	0.0043	113.55	0.1038	0.0140	144.90
q2	1.479	0.0317	0.0042	110.66	0.1034	0.0136	141.22
q3	2.958	0.0313	0.0038	102.01	0.1024	0.0125	130.18
q4	4.437	0.0308	0.0033	87.67	0.1006	0.0108	111.88
q5	5.672	0.0302	0.0027	71.39	0.0986	0.0088	91.11
q6	6.907	0.0294	0.0019	51.29	0.0961	0.0063	65.45
q7	8.142	0.0285	0.0010	27.45	0.0932	0.0034	35.04
q8	9.377	0.0275	0.0000	0.00	0.0898	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = -0.61$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 27.08$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 13.23$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = -0.54$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 23.95$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 11.70$$

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

- $fi = Ai \times rcon'c \times Khu \times (1 - 0.015 \times Zi)$
- 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 = 0.400 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 0.00)
= 0.910 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 0.400 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 0.00)
= 2.240 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 0.700 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 8.88)
= 1.380 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 0.700 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 8.88)
= 3.400 kN/m

- 측벽

① 기능수행수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 4.44)
= 1.910 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 4.44)
= 4.700 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 0.400 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 0.00)
= 0.910 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 0.400 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 0.00)
= 2.240 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

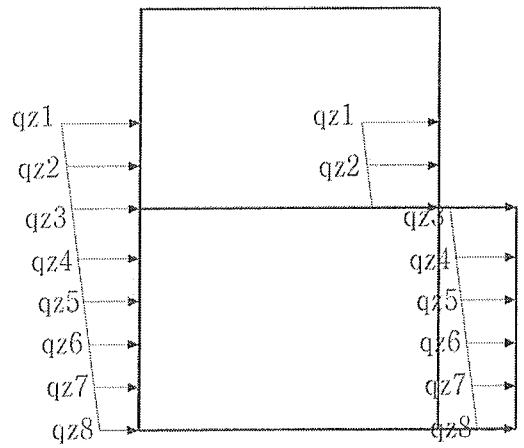
2) 지진시(붕괴방지수준)

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)

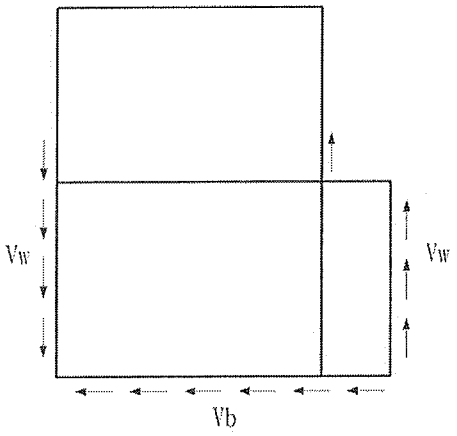
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



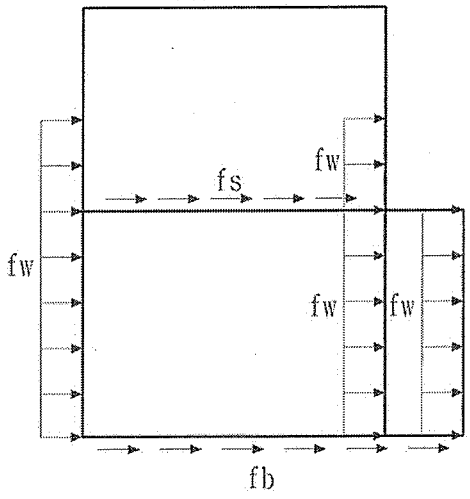
qz1	=	113.55	kN/㎡
qz2	=	110.66	kN/㎡
qz3	=	102.01	kN/㎡
qz4	=	87.67	kN/㎡
qz5	=	71.39	kN/㎡
qz6	=	51.29	kN/㎡
qz7	=	27.45	kN/㎡
qz8	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



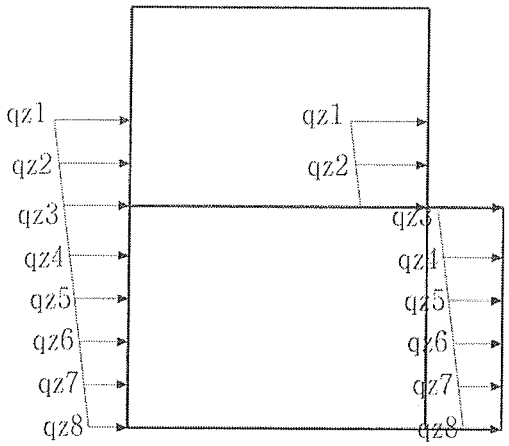
Vb	=	27.08	kN/㎡
Vw	=	13.23	kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



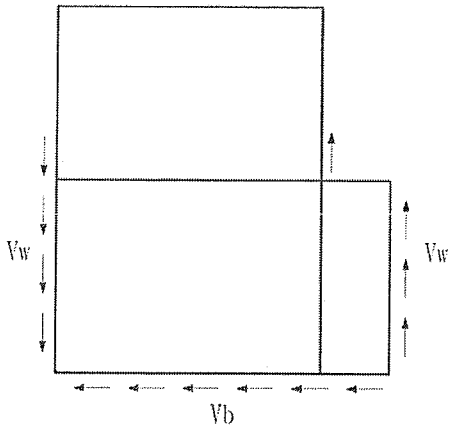
fb	=	1.38	kN/m
fw	=	1.91	kN/m
fs	=	0.91	kN/m

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



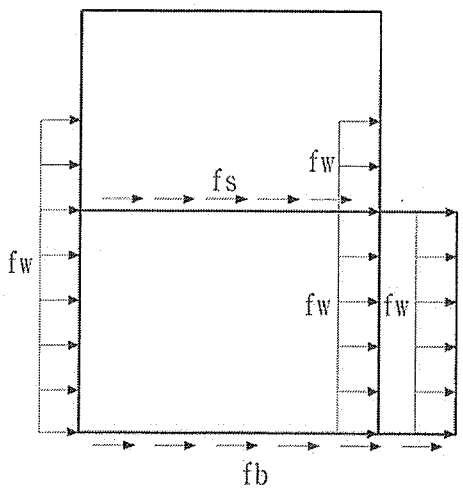
qz1	=	144.90	kN/㎡
qz2	=	141.22	kN/㎡
qz3	=	130.18	kN/㎡
qz4	=	111.88	kN/㎡
qz5	=	91.11	kN/㎡
qz6	=	65.45	kN/㎡
qz7	=	35.04	kN/㎡
qz8	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vb	=	23.95	kN/㎡
Vw	=	11.70	kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)

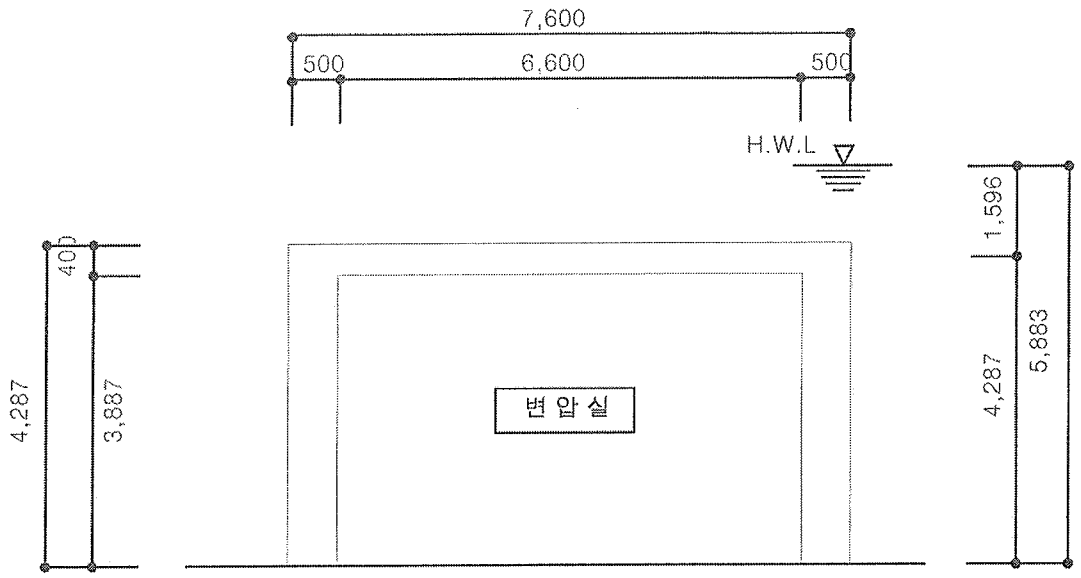


fb	=	3.40	kN/m
fw	=	4.70	kN/m
fs	=	2.24	kN/m

13-1. 추가검토 - 변압실 홍수위시 검토

13.1 단면 가정

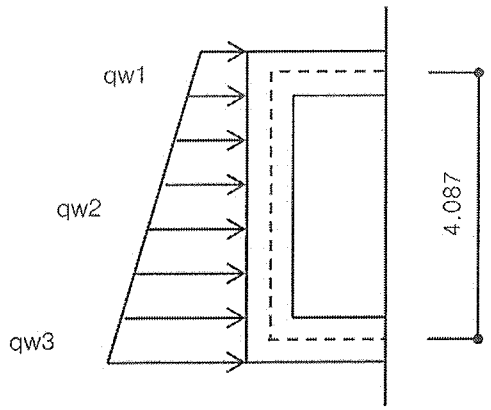
- 변압실 구조물은 평상시 외부에서 작용하는 하중이 없으므로,
  홍수시를 고려한 모델링 결과를 추가 검토하여 단면검토에 반영하였음.



13.2 하중 산정

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

2) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브

q = 1.596 x 10.000 = 15.960 kN/㎡

(2) 수평수압 - 벽 체

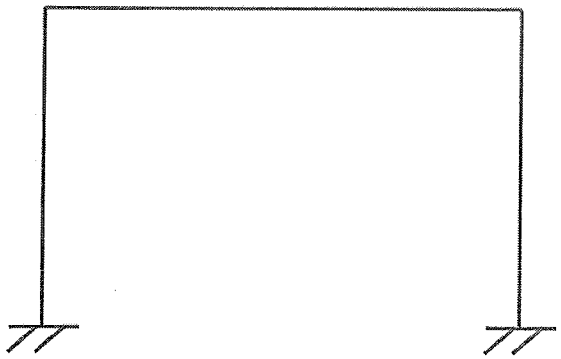
qw1 = 1.596 x 10.000 = 15.960 kN/㎡

qw2 = 15.960 + 2.044 x 10.000 = 36.395 kN/㎡

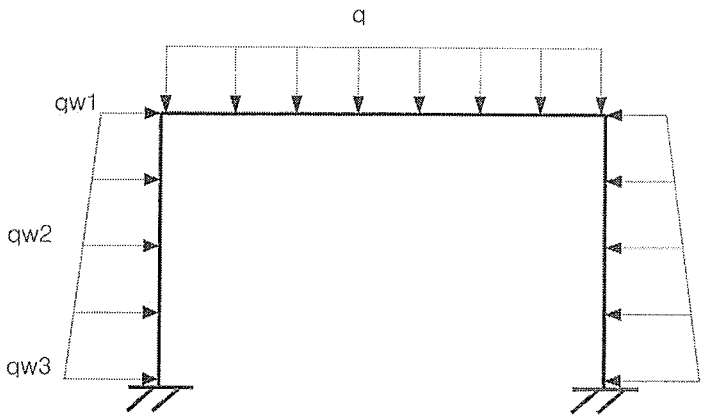
qw3 = 36.395 + 2.044 x 10.000 = 56.830 kN/㎡

13.3 하중재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



2) 연직수압 및 횡수압



- 연직수압

q = 15.96 kN/㎡

- 수평수압

qw1 = 15.96 kN/㎡

qw2 = 36.40 kN/㎡

qw3 = 56.83 kN/㎡

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

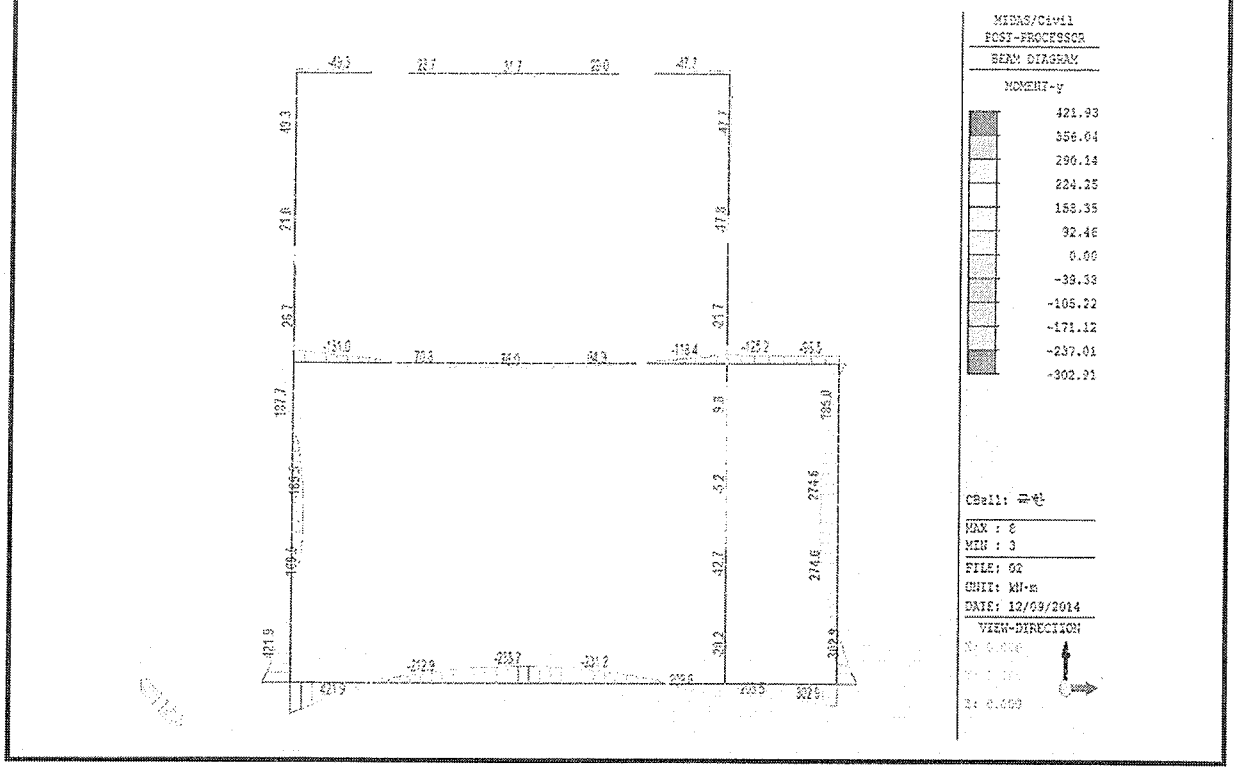
부재 \ 부재력		상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
		(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	161.7	100.2	116.3	447.7	174.6	505.1	188.6	505.1	188.6	116.3
2	상부슬래브 우측단부	125.2	102.8	100.8	409.4	147.0	474.0	143.3	474.0	147.0	100.8
3	상부슬래브 중앙부	76.0	32.8	63.2	214.8	107.2	268.5	121.2	268.5	121.2	63.2
4	하부슬래브 좌측단부	421.9	322.3	315.5	571.0	242.7	568.7	206.3	571.0	322.3	315.5
5	하부슬래브 우측단부	302.9	260.5	209.7	435.8	197.0	451.9	194.9	451.9	260.5	209.7
6	하부슬래브 중앙부	238.7	81.2	194.8	238.6	93.2	289.5	116.3	289.5	116.3	194.8
7	좌측벽체 상단부	187.7	287.8	125.6	573.0	318.3	647.8	388.6	647.8	388.6	125.6
8	좌측벽체 중앙부	169.5	150.7	78.5	287.0	314.7	326.5	260.3	326.5	314.7	78.5
9	좌측벽체 하단부	421.9	480.3	315.5	571.0	448.6	568.7	470.2	571.0	480.3	315.5
10	우측벽체 상단부	96.5	293.5	43.3	409.4	290.6	474.0	357.9	474.0	357.9	43.3
11	우측벽체 중앙부	274.6	156.4	171.0	296.4	183.8	320.8	230.5	320.8	230.5	171.0
12	우측벽체 하단부	302.9	474.6	209.7	435.8	411.9	451.9	434.1	451.9	474.6	209.7
13	내측벽체	20.2	6.1	16.6	58.7	29.1	69.0	36.7	69.0	36.7	16.6
변압실 구조물											
14	변압실 상부슬래브 좌측단부	154.1	136.2	105.7	64.2	46.9	67.3	16.6	154.1	136.2	105.7
15	변압실 상부슬래브 우측단부	154.1	136.2	105.7	65.0	45.5	66.0	45.4	154.1	136.2	105.7
16	변압실 상부슬래브 중앙부	100.1	27.2	69.5	29.3	11.1	29.3	3.7	100.1	27.2	69.5
17	변압실 좌측벽체 외측	154.1	153.4	105.7	125.3	188.4	142.7	213.8	154.1	213.8	105.7
18	변압실 좌측벽체 내측	43.5	153.4	22.7	103.9	188.4	114.1	213.8	114.1	213.8	22.7
19	변압실 우측벽체 외측	154.1	153.4	105.7	72.6	206.0	87.0	66.9	154.1	206.0	105.7
20	변압실 우측벽체 내측	43.5	153.4	22.7	78.3	206.0	88.0	66.9	88.0	206.0	22.7

14. 단면력도

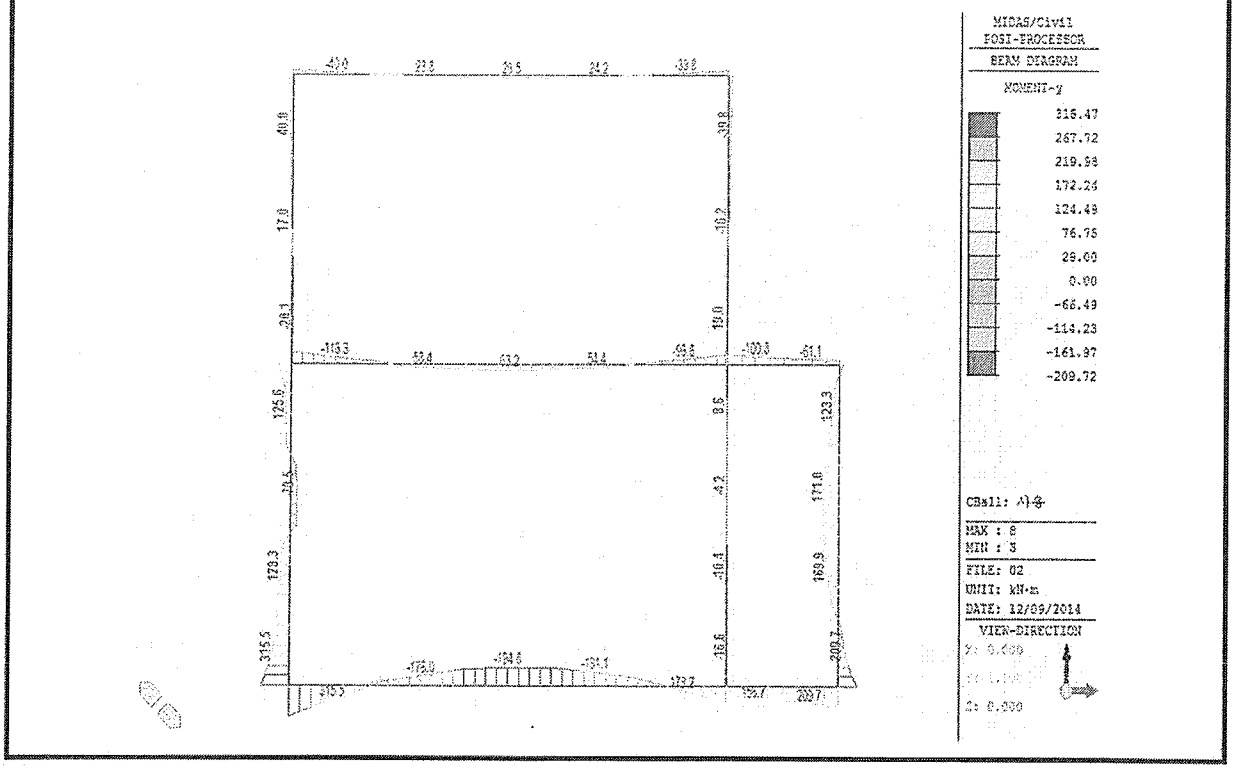
1) 상시

- 모멘트도

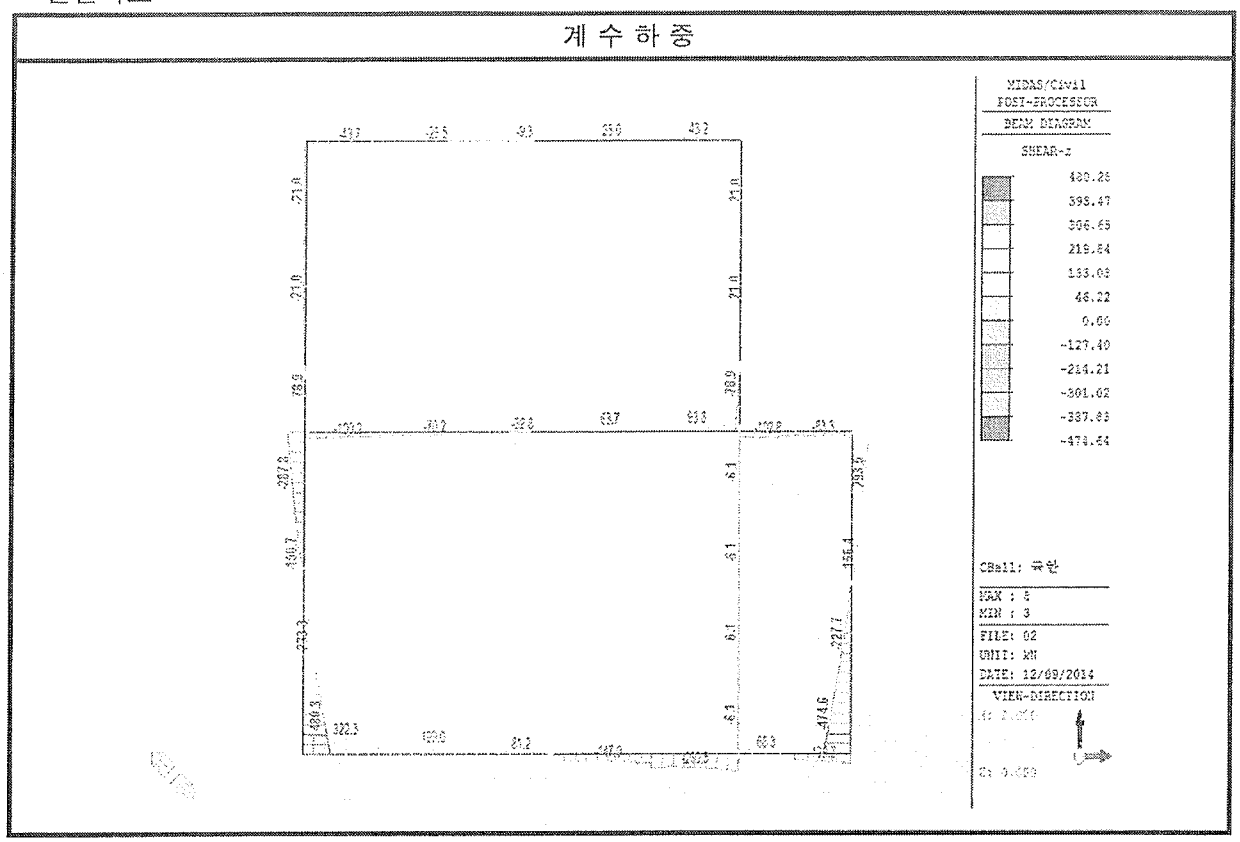
계 수 하 중



사 용 하 중



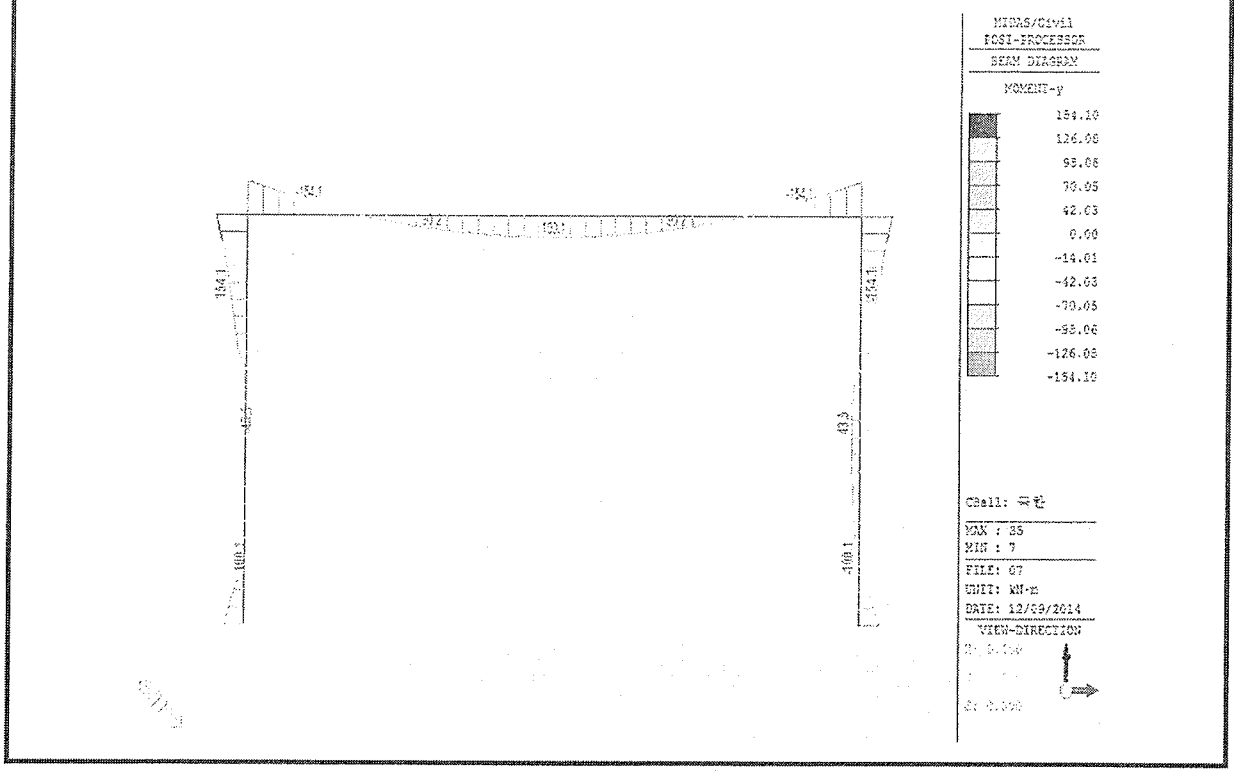
- 전단력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
480.26
393.47
306.65
219.84
133.03
46.22
0.60
-127.40
-214.21
-301.02
-387.83
-474.64
CBall: 유한
MAX : 6
MIN : 3
FILE: 02
UNIT: kN
DATE: 12/09/2014
VIEW-DIRECTION

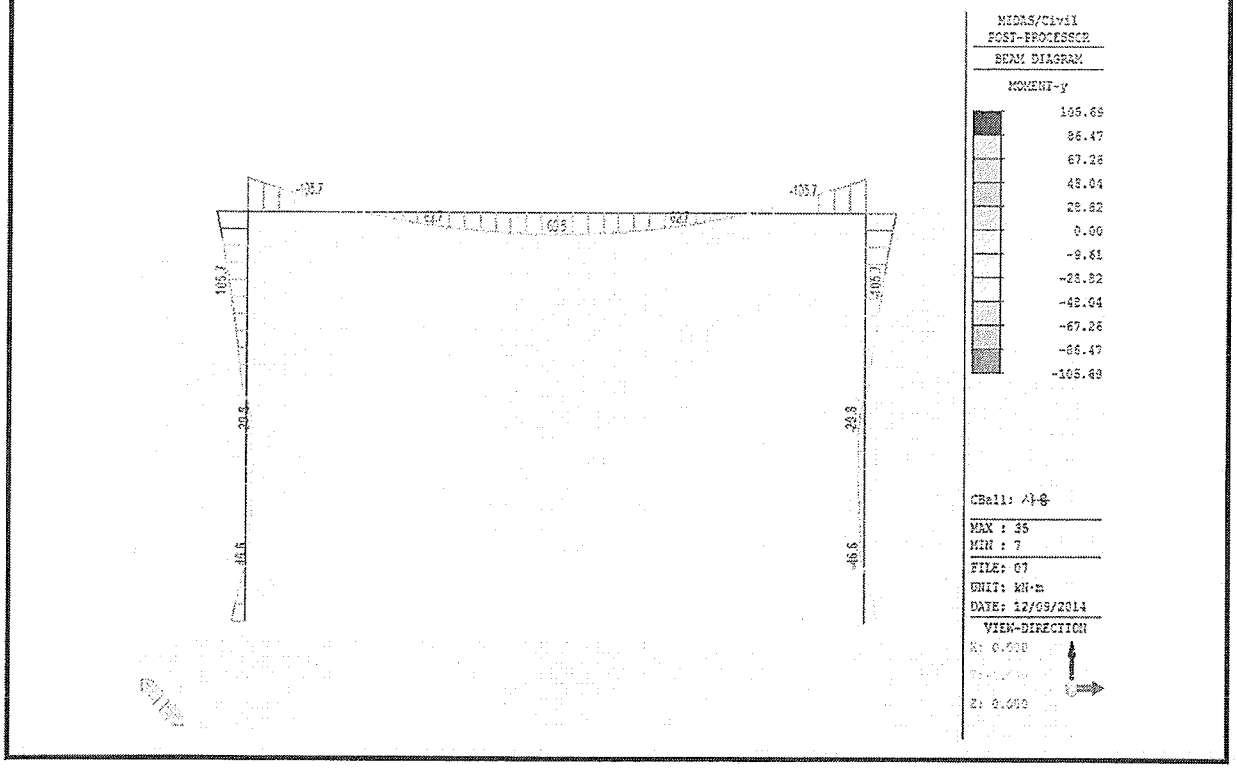
2) 변압실 추가검토

- 모멘트도

계 수 하 중

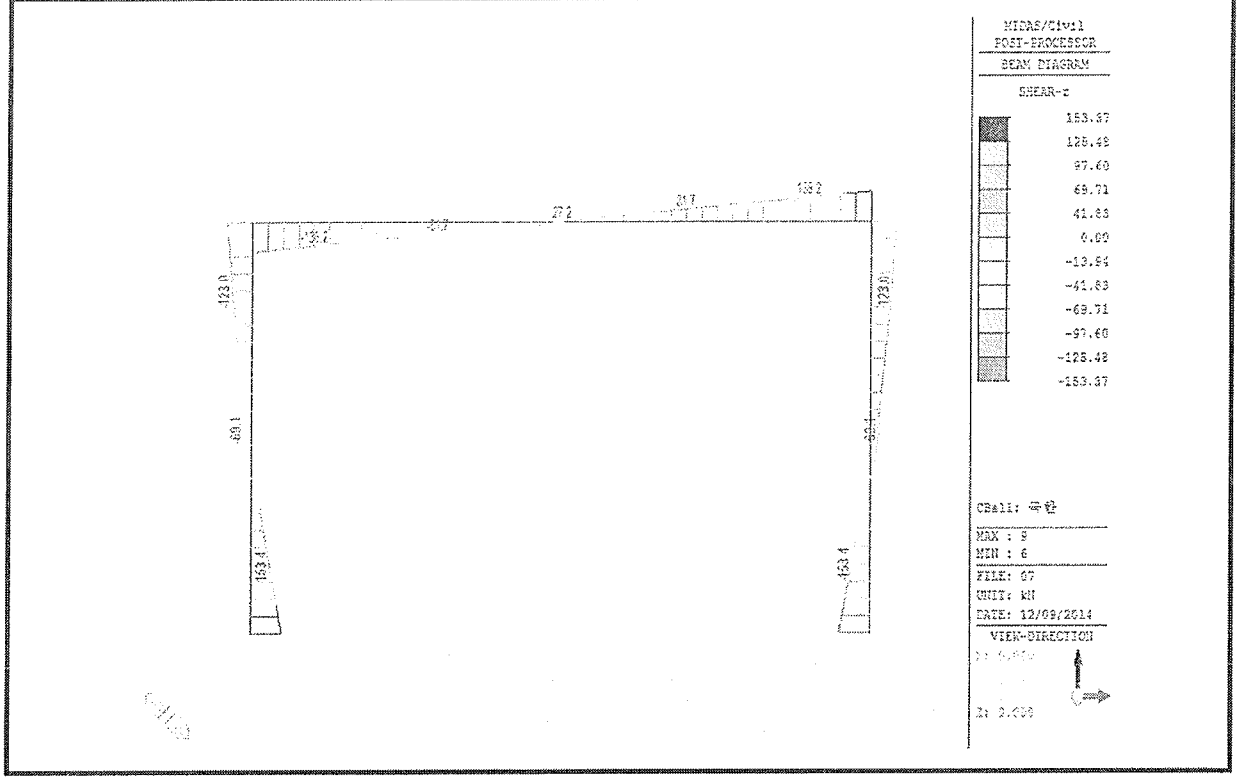


사 용 하 중



- 전단력도

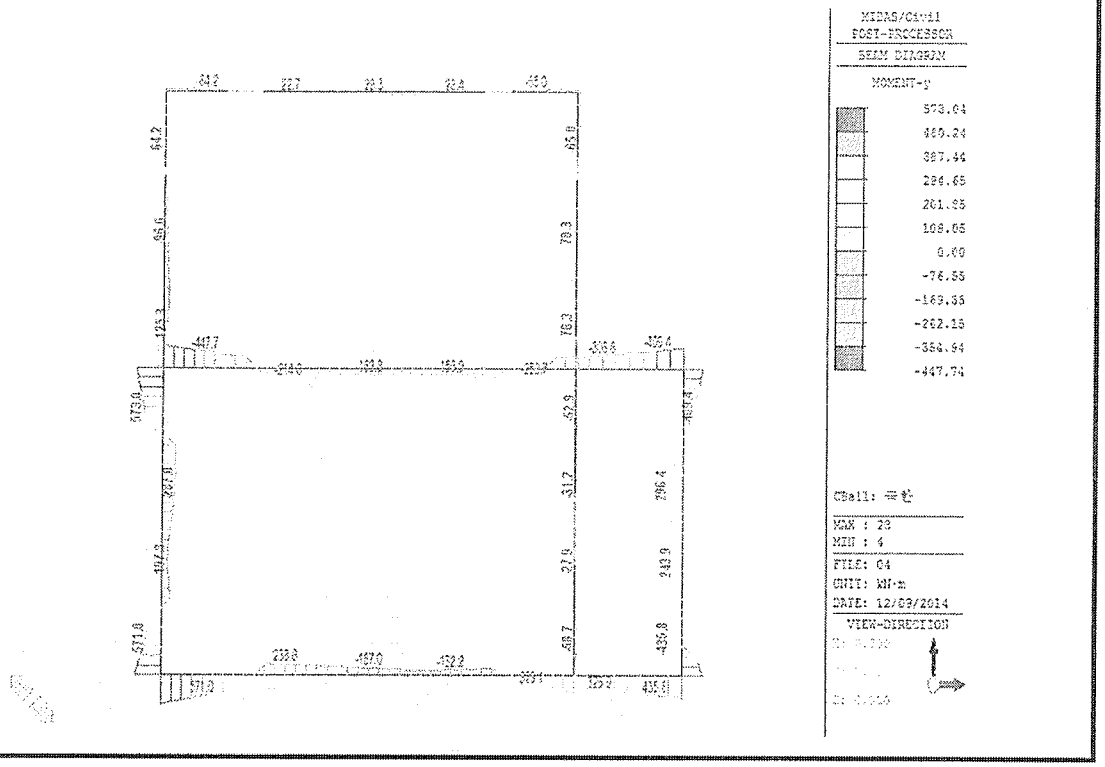
계 수 하 중


MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
153.67
125.48
97.60
69.71
41.83
0.00
-13.94
-41.83
-69.71
-97.60
-125.48
-153.67
CBall: 종합
MAX : 9
MIN : 6
FILE: 07
UNIT: kN
DATE: 12/09/2014
VIEW-DIRECTION

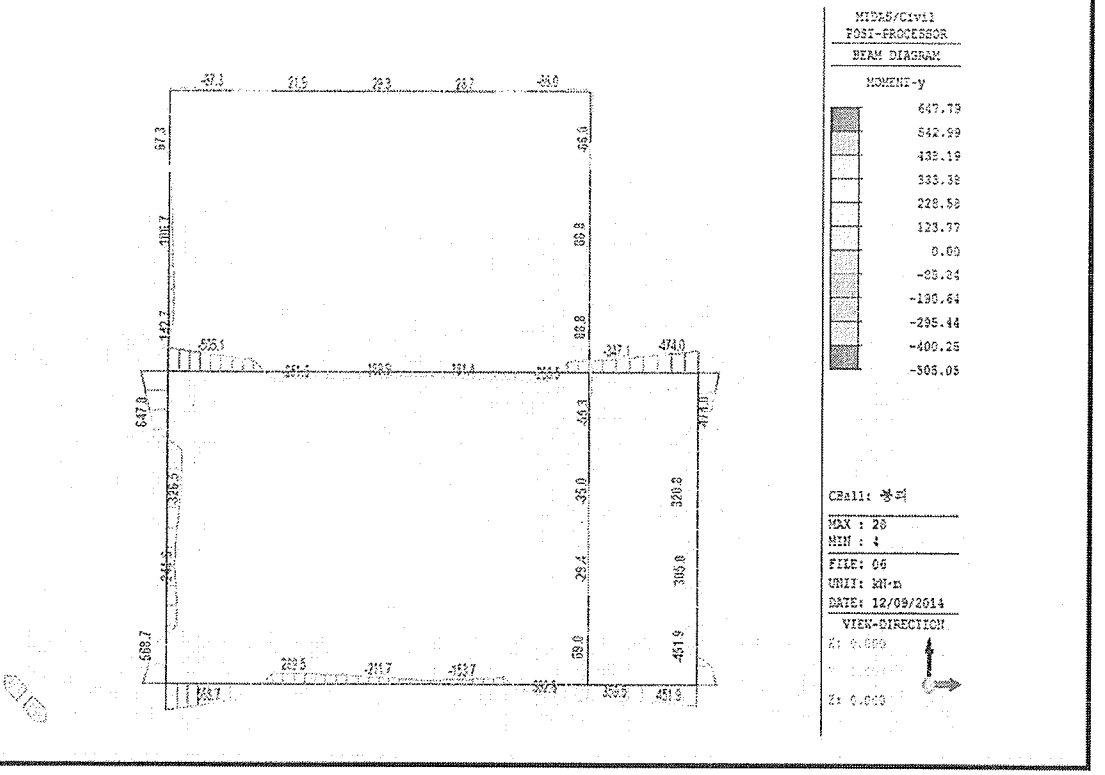
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

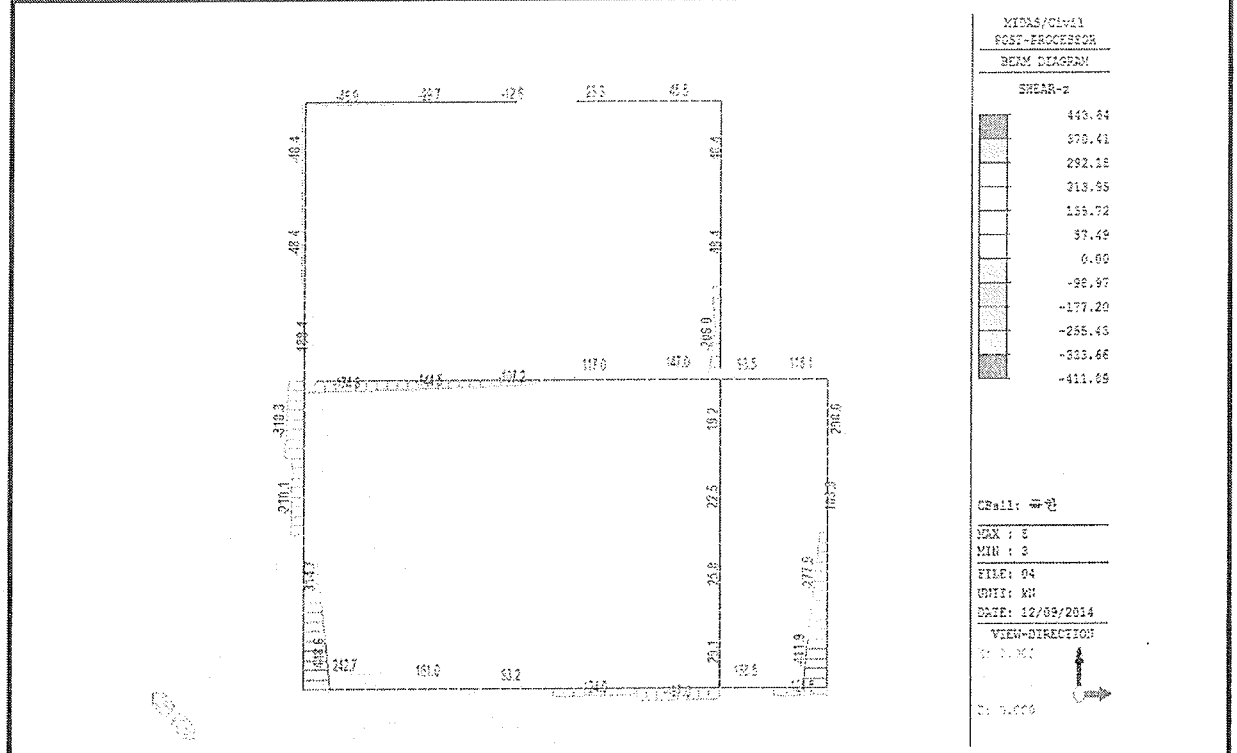


붕괴 방지 수준

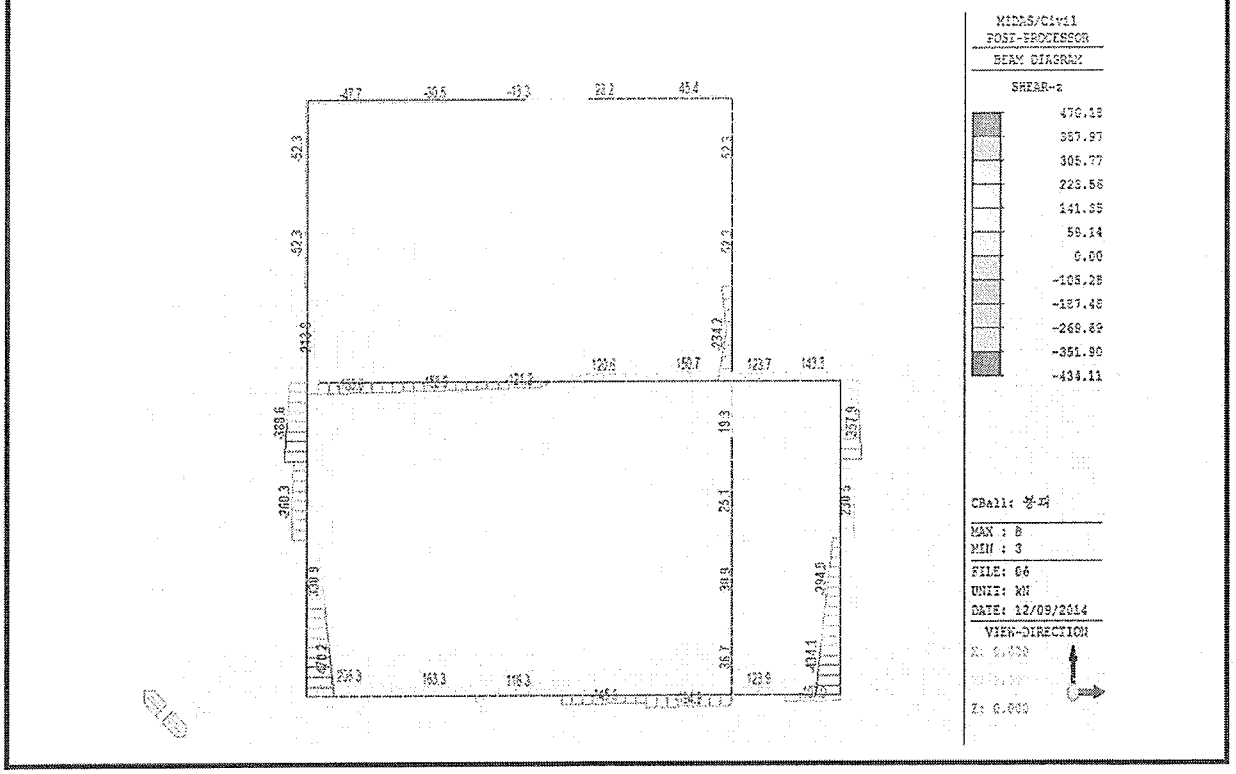


- 전단력도

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 =	86	cm						
· Mu =	505.100	kN.m	· Vu =	188.600	kN	· M =	116.300	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	76.0	cm	· 전단력 d =	76.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 20.267 cm^2 [p = 0.00267]

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 =	26.600 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	24.700 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	10.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	26.600 cm^2	> 10.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	27.023 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 =	0.004075]

◈ 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)/ = 0.0329 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 771.80 kN.m > Mu = 505.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 493.63 kN > Vu = 188.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 246.82 kN > Vu = 188.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 493.63 + 0.00 = 493.63 kN > Vu = 188.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.53 Rs = Φv Vn / Vu = 2.62

15.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004075 + √ [2 × 0.031 + 0.031 ²] = 0.218

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.218 / 3 = 0.927

fs = M / [As·d·j]

= 116.30 × 1000 / [30.968 × 76.0 × 0.927] = 53.31 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 53.31) - 2.5 x 89 = 1255 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 53.31) = 1182 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 =	86	cm			
· Mu =	474.000	kN.m	· Vu =	147.000	kN	· M =	100.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	76.0 cm	· 전단력 d =	76.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 19.019 cm^2 [p = 0.00250]

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 =	26.600 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	24.700 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	10.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	26.600 cm^2	> 10.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	25.359 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 =	0.004075]

◈ 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)/ = 0.0329 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 771.80 kN.m > Mu = 474.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 493.63 kN > Vu = 147.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 246.82 kN > Vu = 147.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 493.63 + 0.00 = 493.63 kN > Vu = 147.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.63 Rs = Φv Vn / Vu = 3.36

15.2.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004075 + √ [2 × 0.031 + 0.031 ²] = 0.218

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.218 / 3 = 0.927

fs = M / [As·d·j]

= 100.80 × 1000 / [30.968 × 76.0 × 0.927] = 46.2 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 46.2) - 2.5 x 89 = 1482 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 46.2) = 1364 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 =	70	cm						
· Mu =	268.500	kN.m	· Vu =	121.200	kN	· M =	63.200	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)] = 13.161 cm^2 [p = 0.00212]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 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 =	17.548 cm^2		

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

∴ USE As =	H	19	@	125	=	22.920	cm^2	[8.0	EA/m]	
				TOTAL	=	22.920	cm^2	[p =	0.003697]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0366 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 467.59 kN.m > Mu = 268.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN > Vu = 121.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN > Vu = 121.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 0.00 = 402.70 kN > Vu = 121.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.74 Rs = Φv Vn / Vu = 3.32

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003697 + √ [2 × 0.028 + 0.028 ²] = 0.209

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.209 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j]

= 63.20 × 1000 / [22.920 × 62.0 × 0.93] = 47.82 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 47.82) − 2.5 x 70.5 = 1471 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 47.82) = 1317 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 =	70	cm			
· Mu =	571.000	kN.m	· Vu =	322.300	kN	· M =	315.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	60.0 cm	· 전단력 d =	60.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 29.743 cm^2 [p = 0.00496]

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 =	21.000 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 =	39.657 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 = 0.006756]		

◈ 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)/ = 0.0187 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 778.25 kN.m > Mu = 571.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 322.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN < Vu = 322.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 389.71 + 0.00 = 389.71 kN > Vu = 322.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 1.21

15.4.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.006756 + √ [2 × 0.051 + 0.051 ²] = 0.272

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.272 / 3 = 0.909

fs = M / [As·d·j]

= 315.50 × 1000 / [40.536 × 60.0 × 0.909] = 142.71 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 142.7) - 2.5 x 87.5 = 333 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 142.7) = 441 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 =	70	cm						
· Mu =	451.900	kN.m	· Vu =	260.500	kN	· M =	209.700	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단				
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	60.0 cm	· 전단력 d =	60.0 cm						

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 23.196 cm^2 [p = 0.00387]

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 =	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 =	30.928 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 = 0.005161]		

◈ 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)/ = 0.0254 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 603.33 kN.m > Mu = 451.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN > Vu = 260.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN < Vu = 260.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 0.00 = 389.71 kN > Vu = 260.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.34 Rs = Φv Vn / Vu = 1.50

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005161 + √ [2 × 0.039 + 0.039 ²] = 0.242

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.242 / 3 = 0.919

fs = M / [As·d·j]

= 209.70 × 1000 / [30.968 × 60.0 × 0.919] = 122.81 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 122.8) − 2.5 x 89 = 419 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 122.8) = 513 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 =	70	cm			
· Mu =	289.500	kN.m	· Vu =	116.300	kN	· M =	194.800	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)] = 14.190 cm^2 [p = 0.00229]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 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 = 18.920 cm^2

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

∴ USE As =	H	19 @	125 =	22.920	cm^2	[8.0	EA/m]	
		TOTAL =		22.920	cm^2	[p =	0.003697]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0366 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 467.59 kN.m > Mu = 289.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN > Vu = 116.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN > Vu = 116.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 0.00 = 402.70 kN > Vu = 116.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.62 Rs = Φv Vn / Vu = 3.46

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003697 + √ [2 × 0.028 + 0.028 ²] = 0.209

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.209 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j]

= 194.80 × 1000 / [22.920 × 62.0 × 0.93] = 147.4 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 147.4) − 2.5 x 70.5 = 358 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 147.4) = 427 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	106	cm						
· Mu =	647.800	kN.m	· Vu =	388.600	kN	· M =	125.600	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단				
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	96.0	cm	· 전단력 d =	96.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 20.421 cm^2 [p = 0.00213]

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 =	33.600 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	31.200 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	13.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	33.600 cm^2	> 13.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	27.228 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 = 0.003226]		

◈ 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)/ = 0.0424 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 982.38 kN.m > Mu = 647.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 623.54 kN > Vu = 388.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 311.77 kN < Vu = 388.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 623.54 + 0.00 = 623.54 kN > Vu = 388.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.52 Rs = Φv Vn / Vu = 1.60

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 × 0.003226 + √ [2 × 0.024 + 0.024 ²] = 0.197

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.197 / 3 = 0.934

fs = M / [As·d·j]

= 125.60 × 1000 / [30.968 × 96.0 × 0.934] = 45.23 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 45.23) − 2.5 x 89 = 1519 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 45.23) = 1393 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	326.500	kN.m	· Vu =	314.700	kN	· M =	78.500	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)] = 11.912 cm^2 [p = 0.00145]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 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 =	15.883 cm^2		

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

∴ USE As =	H 16 @ 125	= 15.888 cm^2	[8.0 EA/m]	
	TOTAL	= 15.888 cm^2	[p = 0.001938]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0725 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 435.48 kN.m > Mu = 326.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 314.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 314.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 0.00 = 532.61 kN > Vu = 314.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = Φv Vn / Vu = 1.69

15.8.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.001938 + √ [2 × 0.015 + 0.015 ²] = 0.156

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.156 / 3 = 0.948

fs = M / [As·d·j]

= 78.50 × 1000 / [15.888 × 82.0 × 0.948] = 63.56 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 63.56) - 2.5 x 72 = 1059 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 63.56) = 991 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	571.000	kN.m	· Vu =	480.300	kN	· M =	315.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	80.0 cm	· 전단력 d =	80.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 21.963 cm^2 [p = 0.00275]

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 = 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 = 29.284 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 =	0.005067]

◈ 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)/ = 0.0259 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1053.89 kN.m > Mu = 571.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN > Vu = 480.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 480.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 519.62 + 0.00 = 519.62 kN > Vu = 480.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.85 Rs = Φv Vn / Vu = 1.08

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005067 + √ [2 × 0.038 + 0.038 ²] = 0.24

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.24 / 3 = 0.92

fs = M / [As·d·j]

= 315.50 × 1000 / [40.536 × 80.0 × 0.92] = 105.75 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 105.8) − 2.5 x 87.5 = 526 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 105.8) = 596 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	106	cm			
· Mu =	474.000	kN.m	· Vu =	357.900	kN	· M =	43.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	96.0 cm	· 전단력 d =	96.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 14.942 cm^2 [p = 0.00156]

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 =	33.600 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	31.200 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	13.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	33.600 cm^2	> 13.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	19.923 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 =	0.003226]

◈ 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)/ = 0.0424 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 982.38 kN.m > Mu = 474.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 623.54 kN > Vu = 357.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 311.77 kN < Vu = 357.90 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 623.54 + 0.00 = 623.54 kN > Vu = 357.90 kN

Rm = Md / Mu = 2.07 Rs = Φv Vn / Vu = 1.74

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003226 + √ [2 × 0.024 + 0.024 ²] = 0.197

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.197 / 3 = 0.934

fs = M / [As·d·j]

= 43.30 × 1000 / [30.968 × 96.0 × 0.934] = 15.59 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 15.59) − 2.5 x 89 = 4829 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 15.59) = 4041 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	320.800	kN.m	· Vu =	230.500	kN	· M =	171.000	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)] = 11.704 cm^2 [p = 0.00143]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 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 =	15.605 cm^2			

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

∴ USE As = H 16 @ 125	= 15.888 cm^2	[8.0 EA/m]		
TOTAL	= 15.888 cm^2	[p = 0.001938]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0725 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 435.48 kN.m > Mu = 320.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 230.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN > Vu = 230.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 0.00 = 532.61 kN > Vu = 230.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 2.31

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001938 + √ [2 × 0.015 + 0.015 ²] = 0.156

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.156 / 3 = 0.948

fs = M / [As·d·j]

= 171.00 × 1000 / [15.888 × 82.0 × 0.948] = 138.45 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 138.5) − 2.5 x 72 = 389 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 138.5) = 455 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	451.900	kN.m	· Vu =	474.600	kN	· M =	209.700	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)] = 16.761 cm^2 [p = 0.00204]

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 =	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 =	22.348 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 =	0.003777]

◈ 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)/ = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 834.98 kN.m > Mu = 451.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN > Vu = 474.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 474.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 0.00 = 532.61 kN > Vu = 474.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.85 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

15.12.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.003777 + √ [2 × 0.028 + 0.028 ²] = 0.211

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.211 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j]

= 209.70 × 1000 / [30.968 × 82.0 × 0.93] = 88.79 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 88.79) - 2.5 x 69 = 714 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 88.79) = 710 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 내측벽체

15.13.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	30	cm						
· Mu =	69.000	kN.m	· Vu =	36.700	kN	· M =	16.600	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	22.0	cm	· 전단력 d =	22.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 9.844 cm^2 [p = 0.00447]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	7.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	7.150 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	3.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	7.700 cm^2	> 3.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	13.125 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	16 @	125	=	15.888 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	15.888 cm^2	[p =	0.007222]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0173 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 111.36 kN.m > Mu = 69.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 142.89 kN > Vu = 36.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 71.45 kN > Vu = 36.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 142.89 + 0.00 = 142.89 kN > Vu = 36.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.61 Rs = Φv Vn / Vu = 3.89

15.13.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007222 + √ [2 × 0.054 + 0.054 ²] = 0.279

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.279 / 3 = 0.907

fs = M / [As·d·j]

= 16.60 × 1000 / [15.888 × 22.0 × 0.907] = 52.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 52.36) − 2.5 x 72 = 1324 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 52.36) = 1203 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.14 변압실 상부슬래브 좌측단부

15.14.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	40	cm			
· Mu =	154.100	kN.m	· Vu =	136.200	kN	· M =	105.700	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	30.0 cm	· 전단력 d =	30.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 16.184 cm^2 [p = 0.00539]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2.292 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 3.99 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	10.500 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	9.750 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	5.000 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	10.500 cm^2	>	5.000	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	21.579 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	19	@	125	=	22.920	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	22.920	cm^2	[p =	0.00764]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0161 > $\varepsilon_{t\,min}$ = 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 = 218.22 kN.m > Mu = 154.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 194.86 kN > Vu = 136.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.43 kN < Vu = 136.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 194.86 + 0.00 = 194.86 kN > Vu = 136.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.42 Rs = Φv Vn / Vu = 1.43

15.14.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.00764 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.286

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.286 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 105.70 × 1000 / [22.920 × 30.0 × 0.905] = 169.86 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 169.9) - 2.5 x 90.5 = 237 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 169.9) = 371 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.15 변압실 상부슬래브 우측단부

15.15.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	40	cm						
· Mu =	154.100	kN.m	· Vu =	136.200	kN	· M =	105.700	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	30.0	cm	· 전단력 d =	30.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 16.184 cm^2 [p = 0.00539]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,292 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.99 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	10.500 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	9.750 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	5.000 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	10.500 cm^2	>	5.000	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	21.579 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	19	@	125	=	22.920	cm^2	[8.0	EA/m]	
TOTAL	=	22.920	cm^2	[p =	0.00764]					

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.995 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.7 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0161 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 218.22 kN.m > Mu = 154.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 194.86 kN > Vu = 136.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 97.43 kN < Vu = 136.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 194.86 + 0.00 = 194.86 kN > Vu = 136.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.42 Rs = Φv Vn / Vu = 1.43

15.15.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00764 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.286

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.286 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 105.70 × 1000 / [22.920 × 30.0 × 0.905] = 169.86 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 169.9) − 2.5 x 90.5 = 237 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 169.9) = 371 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.16 변압실 상부슬래브 중앙부

15.16.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	40	cm						
· Mu =	100.100	kN.m	· Vu =	27.200	kN	· M =	69.500	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	32.0	cm	· 전단력 d =	32.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 9.617 cm^2 [p = 0.00301]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 11.200 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 10.400 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 5.000 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 11.200 cm^2 > 5.000 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 12.823 cm^2

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

∴ USE As =	H	16	@	125	=	15.888	cm^2	[8.0 EA/m]
				TOTAL	=	15.888	cm^2	[p = 0.004965]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0265 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 165.38 kN.m > Mu = 100.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 207.85 kN > Vu = 27.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 103.93 kN > Vu = 27.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 207.85 + 0.00 = 207.85 kN > Vu = 27.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.65 Rs = Φv Vn / Vu = 7.64

15.16.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.004965 + √ [2 × 0.037 + 0.037 ²] = 0.238

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.238 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 69.50 × 1000 / [15.888 × 32.0 × 0.921] = 148.42 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 148.4) - 2.5 x 72 = 351 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 148.4) = 424 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.17 변압실 좌측벽체 외측

15.17.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	154.100	kN.m	· Vu =	213.800	kN	· M =	105.700	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)] = 11.737 cm^2 [p = 0.00293]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 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 =	15.649 cm^2		

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

∴ USE As =	H 16 @ 125	= 15.888 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 15.888 cm^2	[p = 0.003972]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0338 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 208.60 kN.m > Mu = 154.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 213.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN < Vu = 213.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 259.81 + 0.00 = 259.81 kN > Vu = 213.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

15.17.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003972 + √ [2 × 0.03 + 0.03 ²] = 0.216

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.216 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 105.70 × 1000 / [15.888 × 40.0 × 0.928] = 179.22 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 179.2) − 2.5 x 92 = 209 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 179.2) = 352 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.18 변압실 좌측벽체 내측

15.18.1 주철근량 검토

·	fck =	27.0	MPa	·	fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
·	B =	100	cm	·	H =	50	cm				
·	Mu =	114.100	kN.m	·	Vu =	213.800	kN	· M =	22.700	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)] = 8.263 cm^2 [p = 0.00197]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.589 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 2.77 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 =	11.017 cm^2			

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

∴ USE As =	H	16 @	125	=	15.888 cm^2	[	8.0	EA/m]
		TOTAL		=	15.888 cm^2	[	p = 0.003783	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (ε_t) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 219.40 kN.m > Mu = 114.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 213.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN < Vu = 213.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 272.80 + 0.00 = 272.80 kN > Vu = 213.80 kN

Rm = Md / Mu = 1.92 Rs = Φv Vn / Vu = 1.28

15.18.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003783 + √ [2 × 0.028 + 0.028 ²] = 0.211

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.211 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j]

= 22.70 × 1000 / [15.888 × 42.0 × 0.93] = 36.58 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 36.58) − 2.5 x 72 = 1973 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 36.58) = 1722 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.19 변압실 우측벽체 외측

15.19.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	50	cm						
· Mu =	154.100	kN.m	· Vu =	206.000	kN	· M =	105.700	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)] = 11.737 cm^2 [p = 0.00293]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 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 = 15.649 cm^2

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

∴ USE As =	H 16 @ 125	= 15.888 cm^2	[8.0 EA/m]		
	TOTAL	= 15.888 cm^2	[p = 0.003972]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0338 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 208.60 kN.m > Mu = 154.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 206.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN < Vu = 206.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 0.00 = 259.81 kN > Vu = 206.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.26

15.19.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.003972 + √ [2 × 0.03 + 0.03 ²] = 0.216

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.216 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 105.70 × 1000 / [15.888 × 40.0 × 0.928] = 179.22 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 179.2) - 2.5 x 92 = 209 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 179.2) = 352 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.20 변압실 우측벽체 내측

15.20.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	88.000	kN.m	· Vu =	206.000	kN	· M =	22.700	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)] = 6.373 cm^2 [p = 0.00152]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,589 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.77 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 = 8.497 cm^2

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

∴ USE As =	H	16 @	125	=	15.888 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	15.888 cm^2	[p =	0.003783]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.769 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.258 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0357 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 219.40 kN.m > Mu = 88.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 206.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN < Vu = 206.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 272.80 + 0.00 = 272.80 kN > Vu = 206.00 kN

Rm = Md / Mu = 2.49 Rs = Φv Vn / Vu = 1.32

15.20.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.003783 + √ [2 × 0.028 + 0.028 ²] = 0.211

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.211 / 3 = 0.93

fs = M / [As·d·j]

= 22.70 × 1000 / [15.888 × 42.0 × 0.93] = 36.58 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

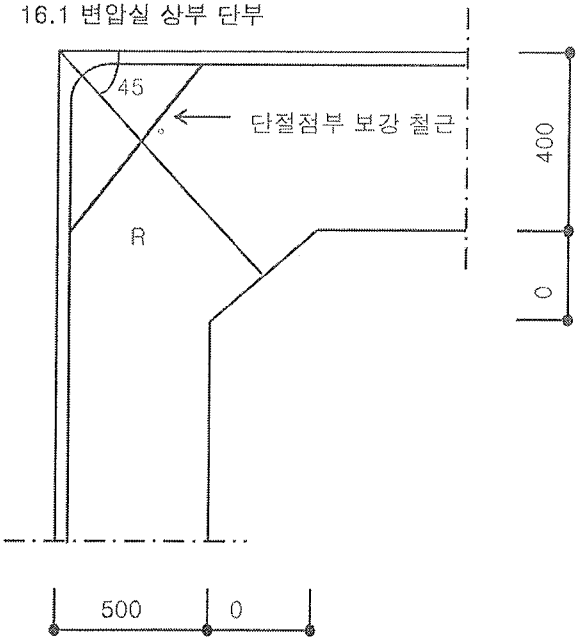
= 375 x (210 / 36.58) - 2.5 x 72 = 1973 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 36.58) = 1722 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 우각부 검토

16.1 변압실 상부 단부



$R = \sqrt{500.0^2 + 400.0^2}$

$= 640$ mm

Mo = 105.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 105.7 \times 10^6}{640 \times 1{,}000} = 1.289 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 105.70 \times 10^6}{640.312 \times 180} = 1{,}834 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 19 @ 250 : 1,146 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

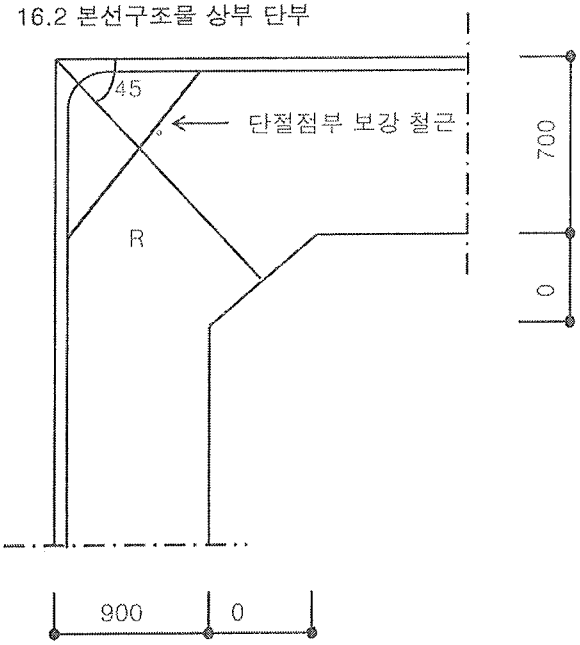
2,735 mm² > 1,834 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 640 = 0.42 m 이내에 배치

16.2 본선구조물 상부 단부



$R = \sqrt{900.0^2 + 700.0^2}$

$= 1{,}140$ mm

Mo = 116.3 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

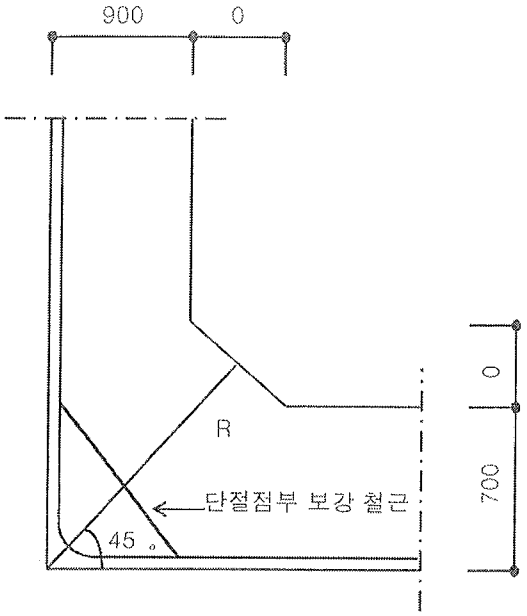
$= 0.13\sqrt{27} = 0.68$ MPa

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 116.3 \times 10^6}{1{,}140 \times 1{,}000} = 0.447 \text{ MPa}$$

fmax < fca 이므로 보강철근 필요 없슴

16.3 하부 단부(좌측)



$R = \sqrt{900.0^2 + 700.0^2}$

$= 1{,}140$ mm

Mo = 315.5 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 315.5 \times 10^6}{1{,}140 \times 1{,}000} = 1.213 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 315.50 \times 10^6}{1{,}140.175 \times 180} = 3{,}075 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 25 @ 250 : 2,027 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

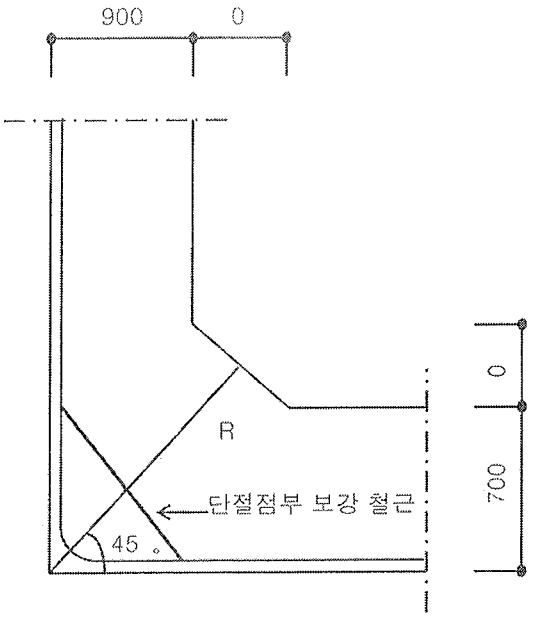
3,616 mm² > 3,075 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1140 = 0.74 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(우측)



$$R = \sqrt{900.0^2 + 700.0^2} = 1{,}140 \text{ mm}$$

Mo = 209.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 209.7 \times 10^6}{1{,}140 \times 1{,}000} = 0.807 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 209.70 \times 10^6}{1{,}140.175 \times 180} = 2{,}044 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 22 @ 250 : 1,548 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

3,137 mm² > 2,044 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1140 = 0.74 m 이내에 배치

7. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 400 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.400 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 0.400 = 800.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 0.400 x 1.000 = 600.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 13 @ 300 = 422.3 ㎟ h= 1200mm 이하

H 13 @ 300 = 422.3 ㎟

844.7 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1200 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

② 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 0.700 x 1.000 = 1050.0 ㎟ ∵ 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

③ T = 500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.500 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.500 = 1000.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 13 @ 150 = 844.667 ㎟ h= 1200mm 이하

H 13 @ 300 = 422.333 ㎟

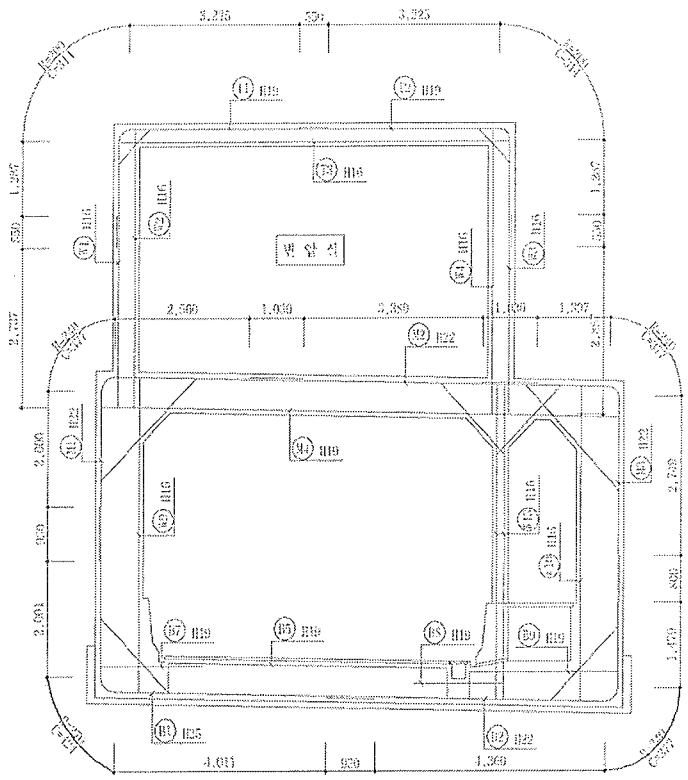
1267.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 1500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

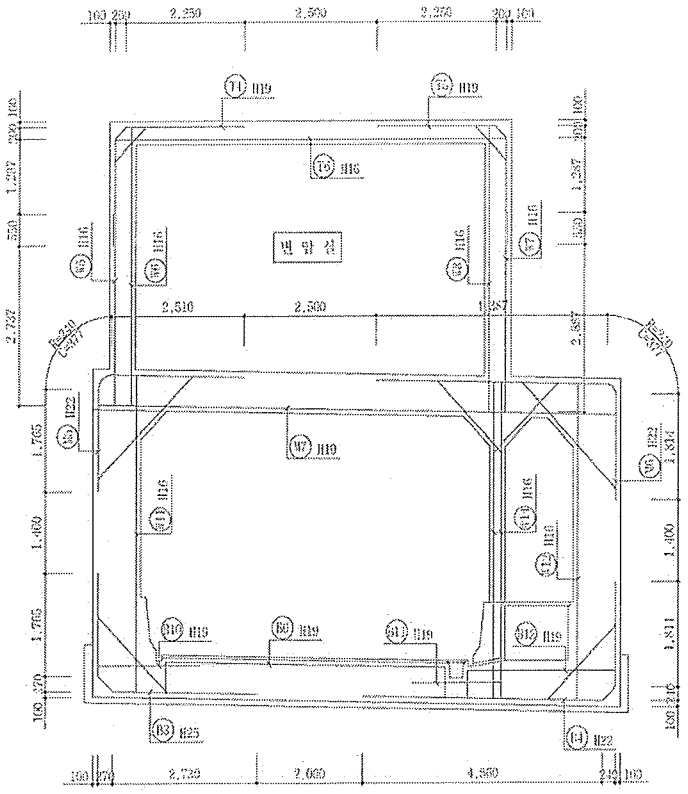
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109

17. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



변압실 마감벽

▨ 구조 설계 요약

구 조 계 산 서									
부 재		모멘트		전단력		안전율		사용철근량	
		작용력	저항력	작용력	저항력	모멘트	전단력	휨철근량	전단철근량
가로방향	1층 좌측(외측)	30.0	174.9	42.7	577.6	5.82	13.51	H16@150	H16×2EA/m
	1층 우측(외측)	30.0	174.9	42.7	577.6	5.82	13.51	H16@150	H16×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	7.9	174.9	0.9	259.8	22.05	275.51	H16@150	-
연직방향	1층 상단(외측)	43.3	183.9	54.1	606.5	4.25	11.20	H16@150	H16×2EA/m
	1층 하단(외측)	48.6	174.9	64.5	577.6	3.60	8.96	H16@150	H16×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	26.5	174.9	5.8	259.8	6.60	45.13	H16@150	-

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기초형식 : 직접기초

3) 토질정수 :

① 단위체적중량 : γs = 19.00 kN/m³ (지하수 비고려시)
: $\gamma s'$ = 10.00 kN/m³ (지하수 고려시)
② 뒷채움재 내부마찰각 : Φ = 30 °
③ 토압계수 : 정지토압계수 적용
Ko = 1 − sinΦ = 1 − sin 30 = 0.500

4) 하 중

① 수 압
단위체적중량 : γw = 10.00 kN/m³
* 지하수위고 : GL = -1.00 m

5) 강도감소계수

* 휨 : Φf = 0.85
* 전 단 : Φv = 0.75

6) 사용재료

① 콘크리트 강도	:	fck =	27	MPa	
② 콘크리트 탄성계수	:	Ec =	26700	MPa	--- 도.설 2.3.3
③ 철근 항복 강도	:	fy =	400	MPa	
④ 철근 탄성계수	:	Es =	200000	MPa	-- 콘.구 P67

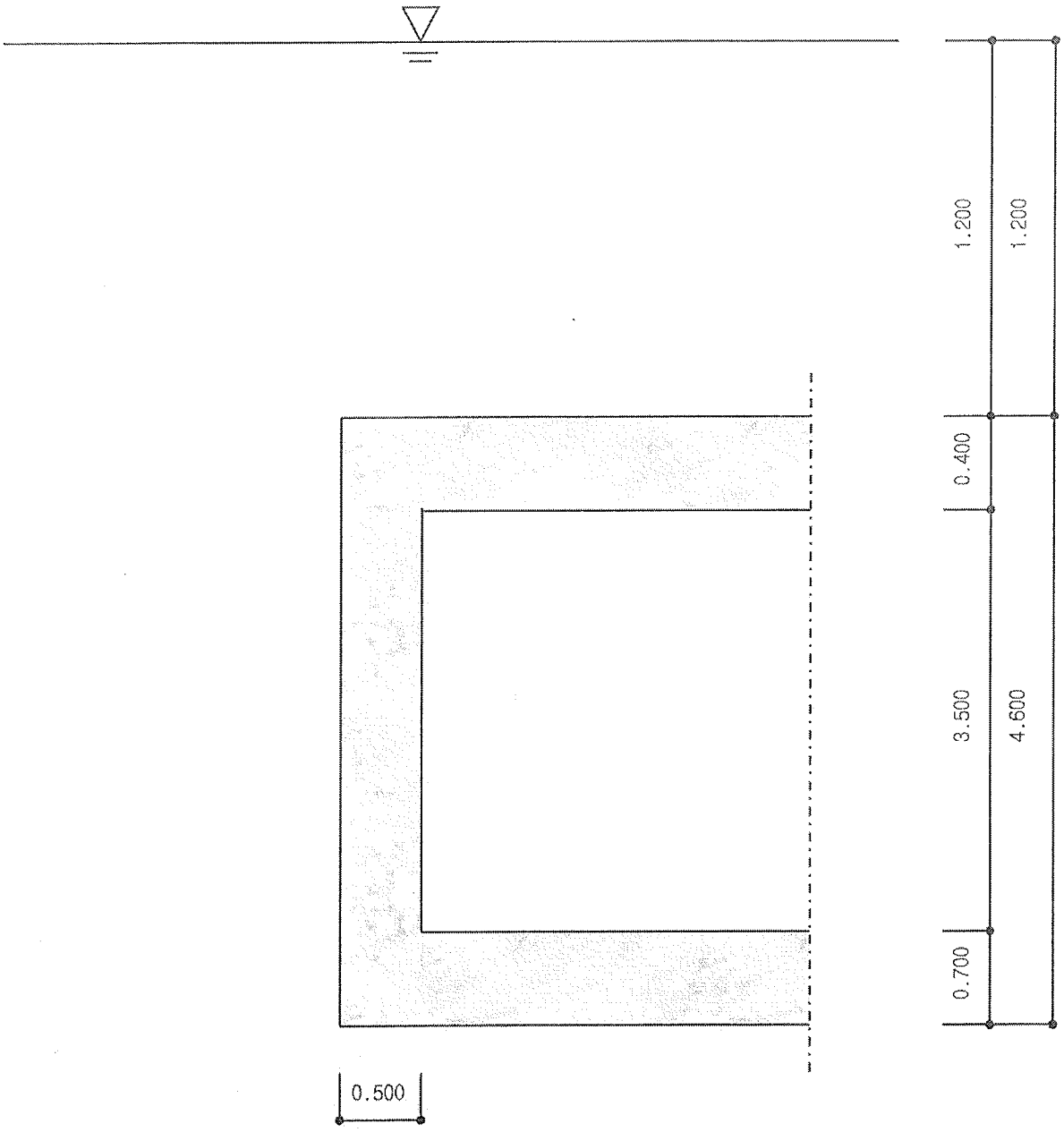
7) 참고서적

① 도로교설계기준	[2010]	------ 국토해양부
② 도로교설계기준 · 해설	[2008]	------ 건설교통부
③ 콘크리트구조기준	[2012]	------ 국토해양부
④ 도로설계편람		------ 건설교통부
⑤ 지중구조물의 내진설계		------ 한국지진공학회
⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설	[2003]	------ 건설교통부

8) 사용 프로그램

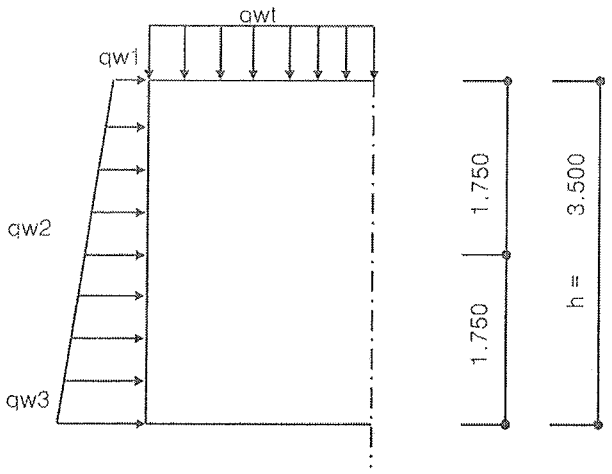
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

2. 단면가정



3. 하 중

1) 수 압 (CASE-1)

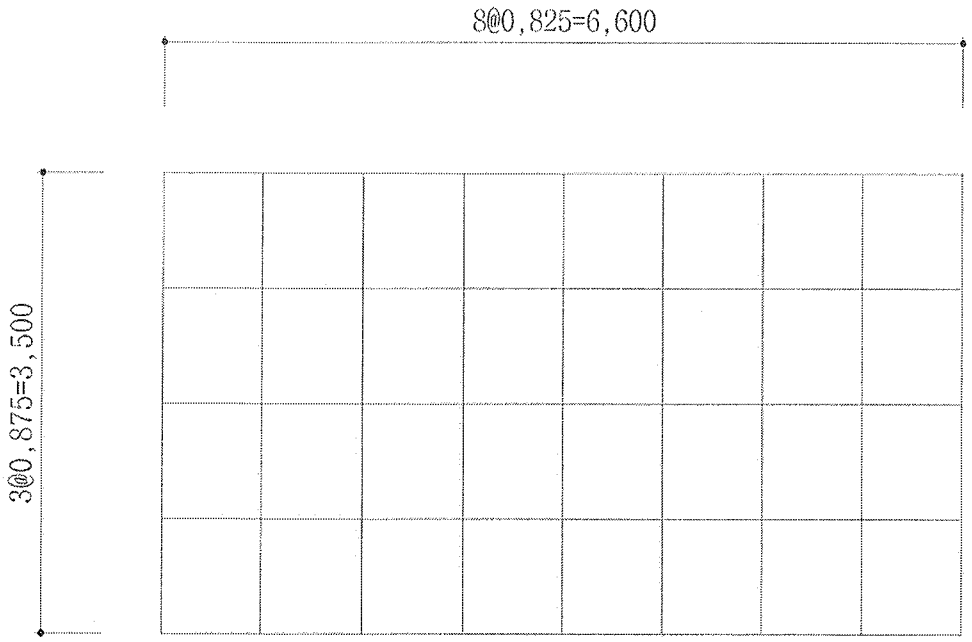


(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1	=	1.400	x	10.000			=	14.000	kN/㎡
qw2	=	14.000	+	1.750	x	10.000	=	31.500	kN/㎡
qw3	=	31.500	+	1.750	x	10.000	=	49.000	kN/㎡

4. 입력 DATA

1) 모 델 링



5. 하중조합 및 하중재하도

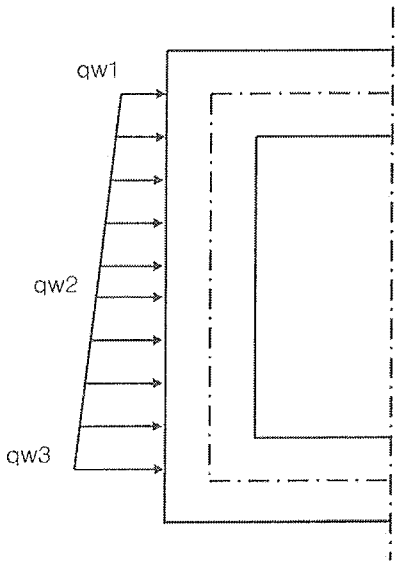
---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

comb1 = 1.6 x case-1

2) 하중재하도

① CASE 1 - 횡 수 압



qw1 = 14.00 kN/㎡

qw2 = 31.50 kN/㎡

qw3 = 49.00 kN/㎡

6. 부재력 요약

6.1 부재력 집계

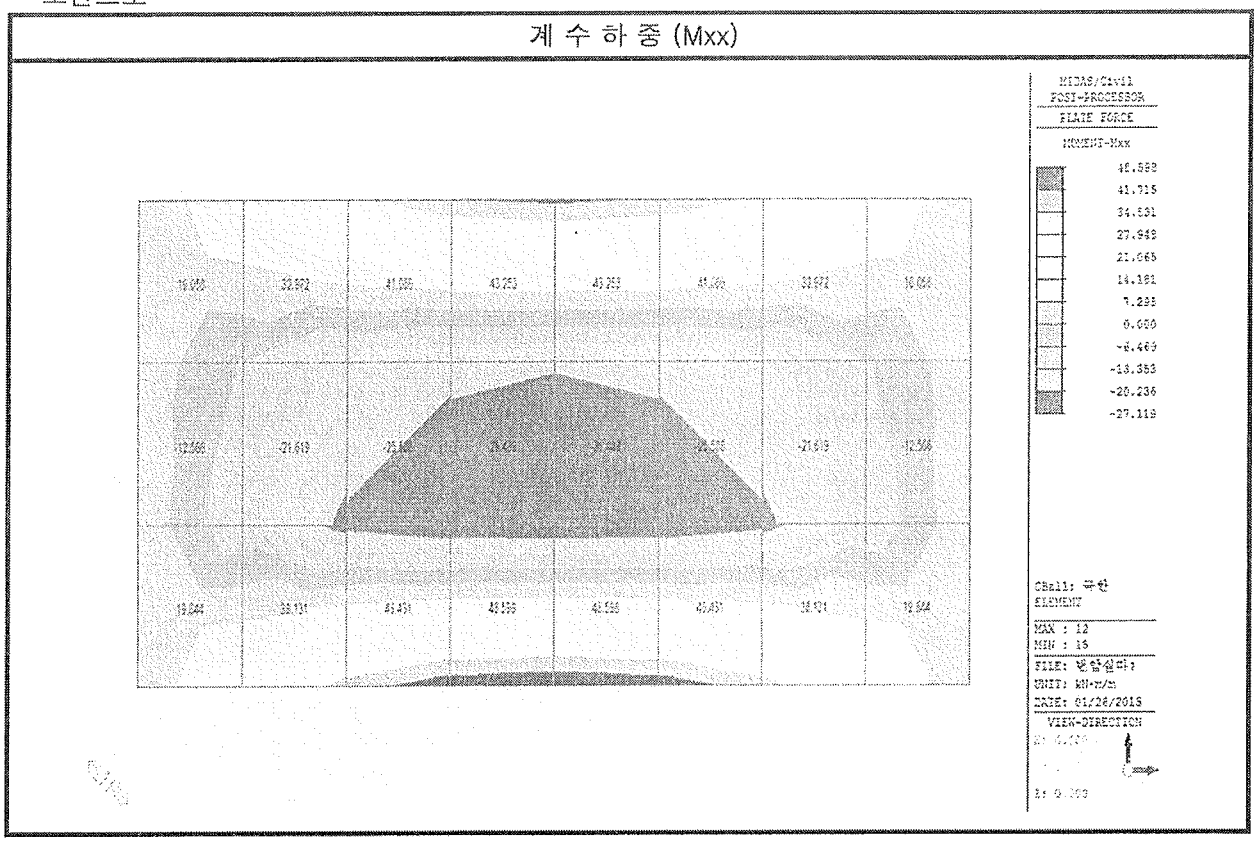
[단위 KN,KN-m]

구 분		극한모멘트		사용하중 모멘트	극한전단력		사용철근량	
		작용력	저항력		작용력	저항력	휨철근량	전단철근량
가로방향	1층 좌측(외측)	30.0	174.9	30.0	42.7	577.6	H16@150	H16×2EA/m
	1층 우측(외측)	30.0	174.9	30.0	42.7	577.6	H16@150	H16×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	7.9	174.9	7.9	0.9	259.8	H16@150	-
연직방향	1층 상단(외측)	43.3	183.9	43.3	54.1	606.5	H16@150	H16×2EA/m
	1층 하단(외측)	48.6	174.9	48.6	64.5	577.6	H16@150	H16×2EA/m
	1층 중앙부(내측)	26.5	174.9	26.5	5.8	259.8	H16@150	-

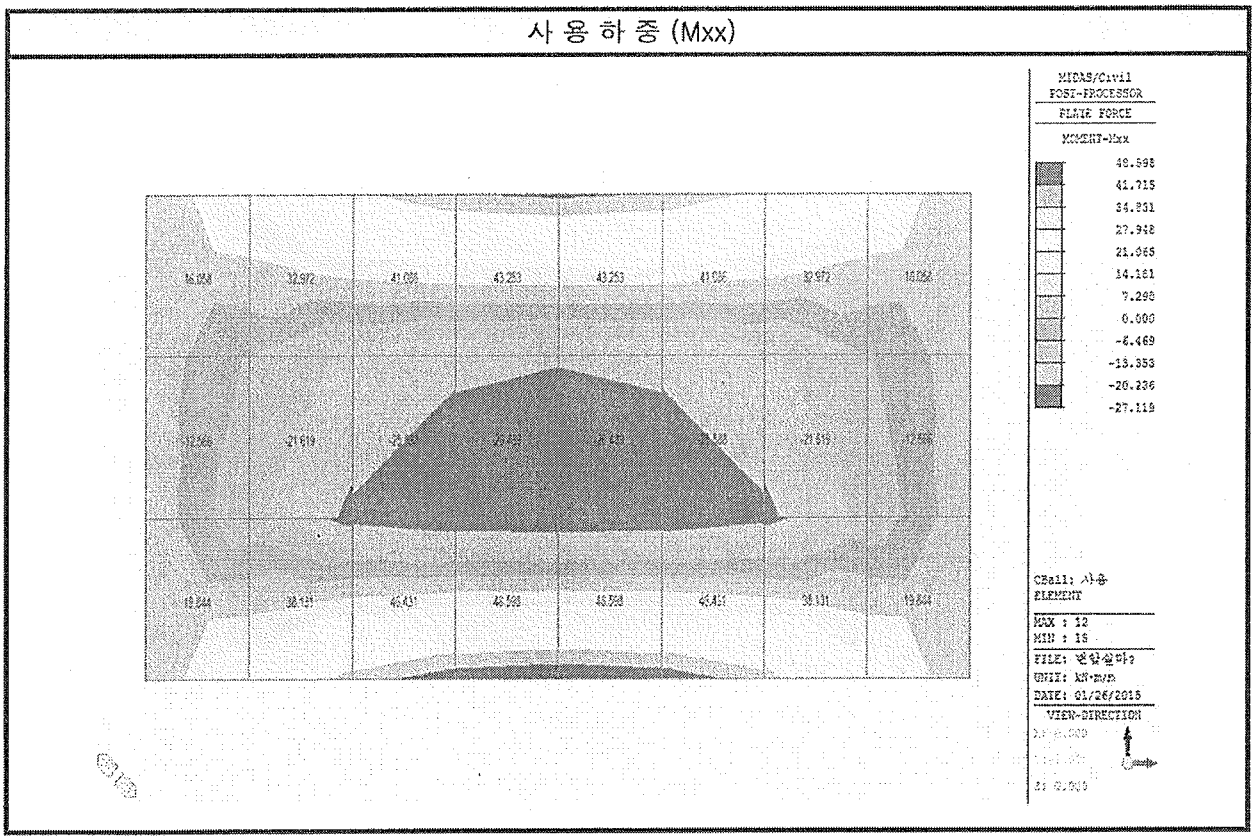
6.2 단면력도

- 모멘트도

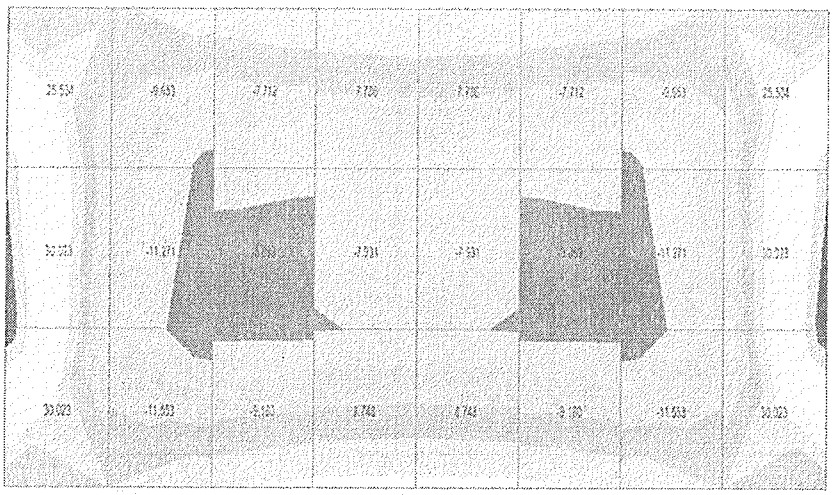
계 수 하 중 (Mxx)



사 용 하 중 (Mxx)

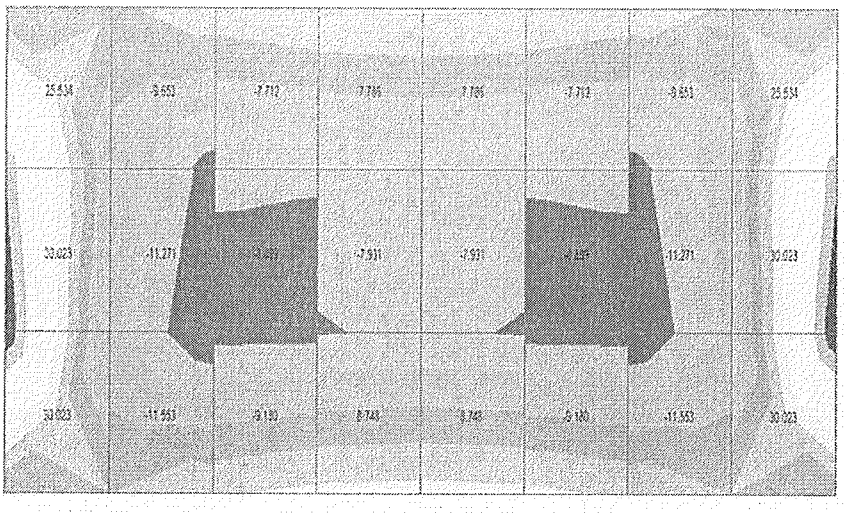


계 수 하 중 (Myy)



MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Myy
30.023
26.243
22.464
18.684
14.905
11.125
7.345
3.566
0.000
-3.993
-7.773
-11.553
CBall: 특한
ELEMENT
MAX : 25
MIN : 21
FILE: 변함실마3
UNIT: kN·m/m
DATE: 01/26/2015
VIEW-DIRECTION

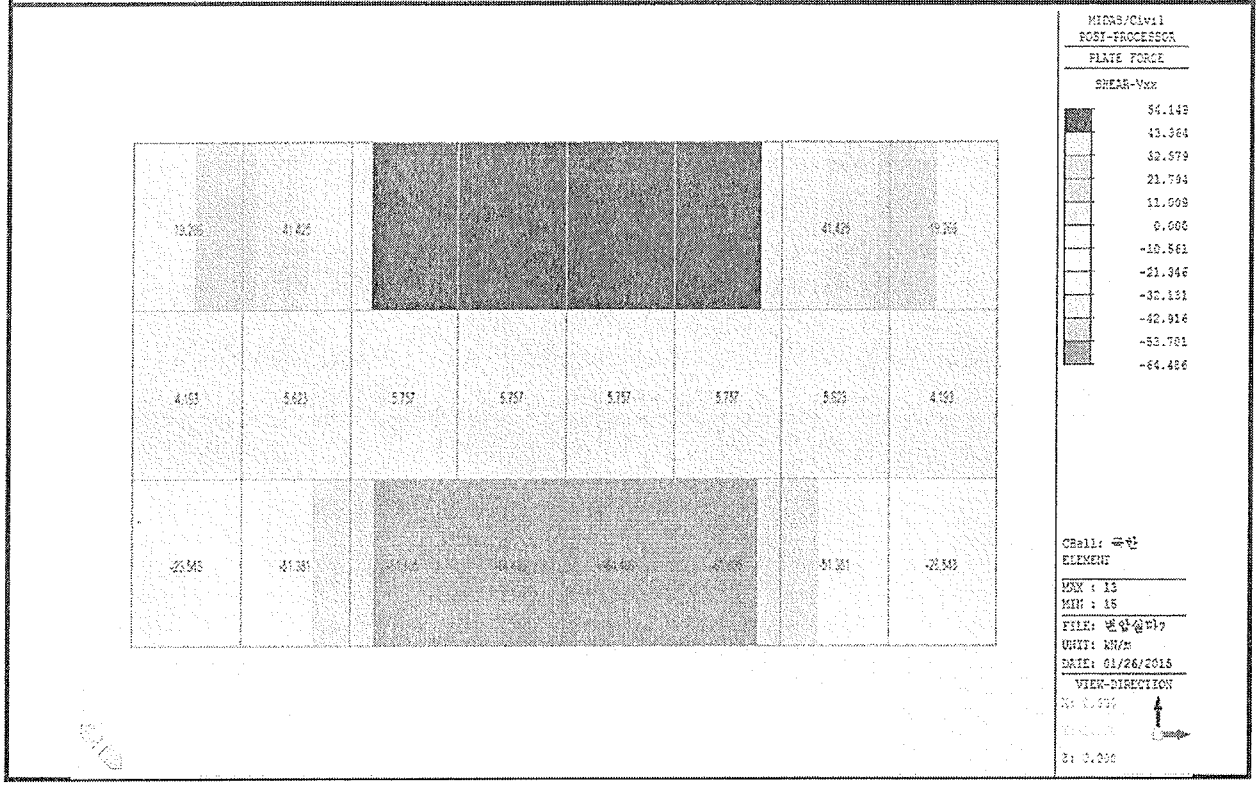
사 용 하 중 (Myy)



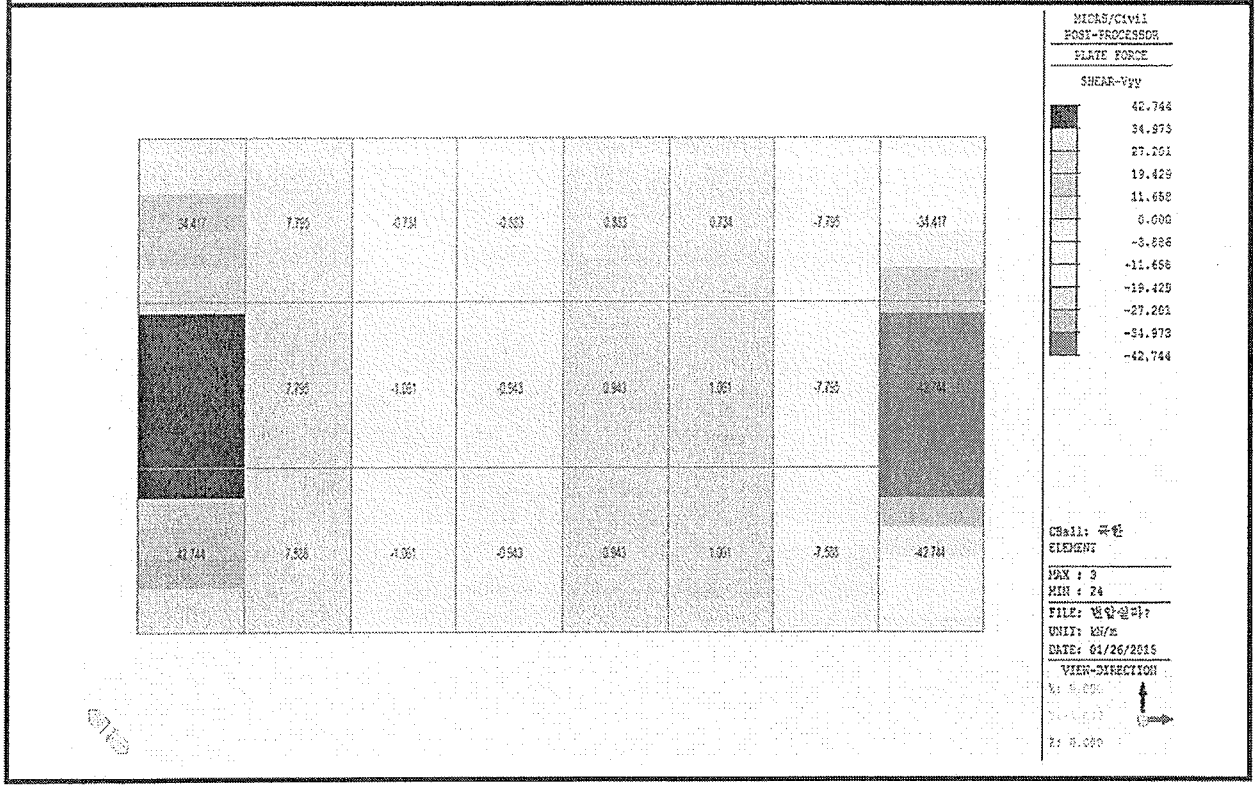
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
PLATE FORCE
MOMENT-Myy
30.023
26.243
22.464
18.684
14.905
11.125
7.345
3.566
0.000
-3.993
-7.773
-11.553
CBall: 사용
ELEMENT
MAX : 25
MIN : 21
FILE: 변함실마3
UNIT: kN·m/m
DATE: 01/26/2015
VIEW-DIRECTION

- 전단력도

계 수 하 중 (Vxx)



계 수 하 중 (Vyy)



7. 단면검토

7.1 가로방향 1층 좌측(외측)

7.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	30.023	kN.m	· Vu =	42.744	kN	· M =	30.023	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)] = 2.273 cm^2 [p = 0.00057]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 2.31 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 = 3.031 cm^2

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	=	13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	=	13.240 cm^2	[p =	0.00331]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0412 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 174.87 kN.m > Mu = 30.02 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 42.74 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN > Vu = 42.74 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00

· 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 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 317.76 = 577.57 kN > Vu = 42.74 kN

Rm = Md / Mu = 5.83 Rs = Φv Vn / Vu = 13.51

7.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.00331 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.193

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 30.02 × 1000 / [13.240 × 40.0 × 0.936] = 60.57 MPa

s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 60.57) - 2.5 x 92 = 1070 mm > 150 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 60.57) = 1040 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.2 가로방향 1층 우측(외측)

7.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	30.023	kN.m	· Vu =	42.744	kN	· M =	30.023	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)] = 2.273 cm^2 [p = 0.00057]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 =	3.031 cm^2		

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

∴ USE As = H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]		
TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.00331]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 신정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0412 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 174.87 kN.m > Mu = 30.02 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 42.74 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN > Vu = 42.74 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s· = 15.00

· 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 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 317.76 = 577.57 kN > Vu = 42.74 kN

Rm = Md / Mu = 5.83 Rs = Φv Vn / Vu = 13.51

7.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00331 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 30.02 × 1000 / [13.240 × 40.0 × 0.936] = 60.57 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 60.57) − 2.5 x 92 = 1070 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 60.57) = 1040 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.3 가로방향 1층 중앙부(내측)

7.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	7.931	kN.m	· Vu =	0.943	kN	· M =	7.931	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)] = 0.601 cm^2 [p = 0.00015]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 =	0.801 cm^2		

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

∴ USE As =	H 16 @ 150 =	13.240 cm^2	[6.7 EA/m]
	TOTAL =	13.240 cm^2	[p = 0.00331]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0412 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 174.87 kN.m > Mu = 7.93 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 0.94 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN > Vu = 0.94 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 0.00 = 259.81 kN > Vu = 0.94 kN

Rm = Md / Mu = 22.05 Rs = Φv Vn / Vu = 275.51

7.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00331 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 7.93 × 1000 / [13.240 × 40.0 × 0.936] = 16 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 16) − 2.5 x 92 = 4692 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 16) = 3938 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.7 연직방향 1층 상단(외측)

7.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	43.253	kN.m	· Vu =	54.149	kN	· M =	43.253	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)] = 3.115 cm^2 [p = 0.00074]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 = 4.153 cm^2

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.003152]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0434 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 183.87 kN.m > Mu = 43.25 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 272.80 kN > Vu = 54.15 kN

· 1/2·Φv Vc = 136.40 kN > Vu = 54.15 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00

· 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 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 272.80 + 333.65 = 606.45 kN > Vu = 54.15 kN

Rm = Md / Mu = 4.25 Rs = Φv Vn / Vu = 11.20

7.7.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.003152 + √ [2 × 0.022 + 0.022 ²] = 0.189

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.189 / 3 = 0.937

fs = M / [As·d·j]

= 43.25 × 1000 / [13.240 × 42.0 × 0.937] = 83.01 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 83.01) - 2.5 x 72 = 769 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 83.01) = 759 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 1층 하단(외측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	48.598	kN.m	· Vu =	64.486	kN	· M =	48.598	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)] = 3.680 cm^2 [p = 0.00092]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.31 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 =	4.907 cm^2		

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.00331]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0412 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 174.87 kN.m > Mu = 48.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 64.49 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN > Vu = 64.49 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00

· 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 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 317.76 = 577.57 kN > Vu = 64.49 kN

Rm = Md / Mu = 3.60 Rs = Φv Vn / Vu = 8.96

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00331 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 48.60 × 1000 / [13.240 × 40.0 × 0.936] = 98.04 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 98.04) − 2.5 x 92 = 573 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 98.04) = 643 mm > 150 mm ∴ O.K.

7.8 연직방향 1층 중앙부(내측)

7.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	50	cm			
· Mu =	26.489	kN.m	· Vu =	5.757	kN	· M =	26.489	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)] = 2.006 cm^2 [p = 0.00050]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1.324 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 2.31 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 = 2.675 cm^2

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

∴ USE As =	H 16 @ 150	= 13.240 cm^2	[6.7 EA/m]	
	TOTAL	= 13.240 cm^2	[p = 0.00331]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.308 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 2.715 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0412 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 174.87 kN.m > Mu = 26.49 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 259.81 kN > Vu = 5.76 kN

· 1/2·Φv Vc = 129.91 kN > Vu = 5.76 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 0.00

· 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 0 × 0.0 EA/m = 0.000 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 259.81 + 0.00 = 259.81 kN > Vu = 5.76 kN

Rm = Md / Mu = 6.60 Rs = Φv Vn / Vu = 45.13

7.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00331 + √ [2 × 0.023 + 0.023 ²] = 0.193

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.193 / 3 = 0.936

fs = M / [As·d·j]

= 26.49 × 1000 / [13.240 × 40.0 × 0.936] = 53.44 MPa

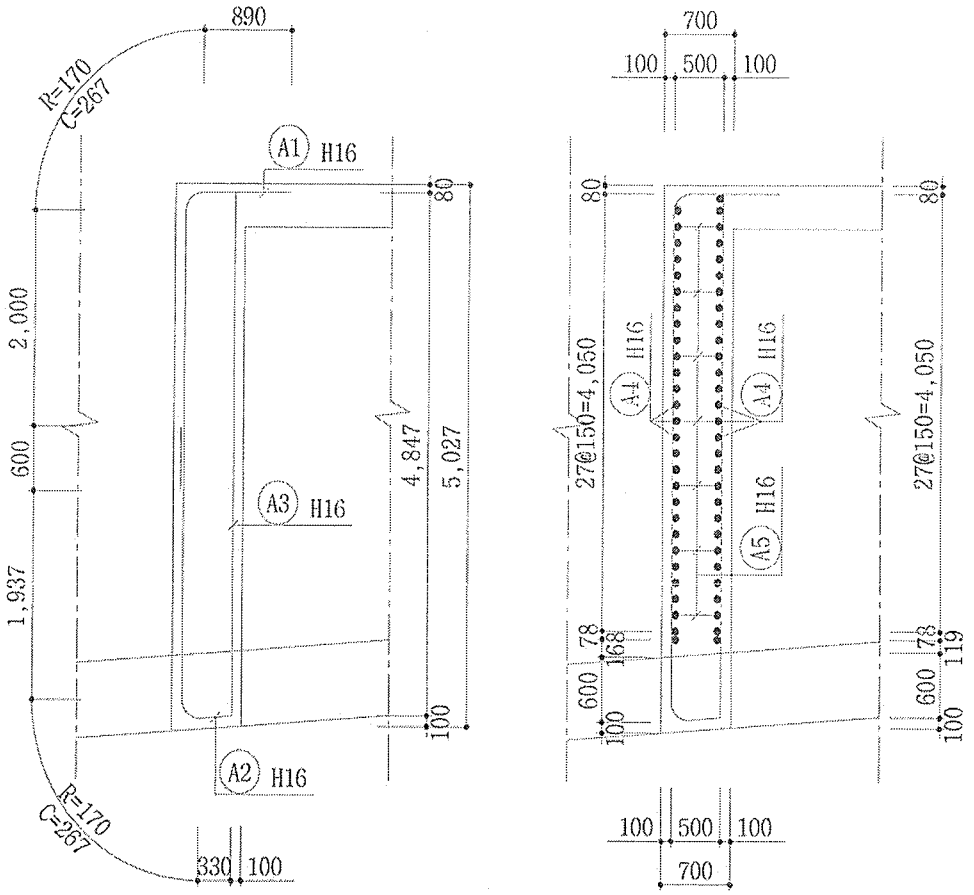
s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 53.44) − 2.5 x 92 = 1244 mm > 150 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 53.44) = 1179 mm > 150 mm ∴ O.K.

8. 주철근 조립도


890
R=170
C=267
A1 H16
2,000
600
1,937
A3 H16
4,847
5,027
80
100
A2 H16
330
100
700
100
500
100
27@150=4,050
A4 H16
A5 H16
78
168
600
100
119