관리번호

사본번호

서울제물포터널 민간투자사업 건설공사

구조 및 수리계산서

- 1구간 · 2구간 - [2/6권]

2021. 04

서울터널주식회사

관리번호

사본번호

서 울 제 물 포 터 널　민 간 투 자 사 업

구조 및 수리계산서 Ⅱ

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

제3장 RAMP A

1. U-TYPE

U1 ····· 5

U2 ····· 89

U3 ····· 173

U4 ····· 247

U5 ····· 317

U6 ····· 383

U7 ····· 449

접속슬래브 ····· 515

2. BOX

B1 ····· 525

B2 ····· 593

B3 ····· 747

B4 ····· 817

B5 ····· 1031

3. 집수정 본체 ····· 1141

4. 집수정 마감벽 ····· 1301

5. 내부계단 및 월류벽 ····· 1349

6. 샤프트 ····· 1357

7. 피난연결통로 ····· 1385

8. 덕트

덕트 1 ····· 1489

덕트 2 ····· 1563

9. 공동구 받침

공동구 받침 ····· 1645

하수박스 받침 ····· 1665

제 3 장 RAMP-A

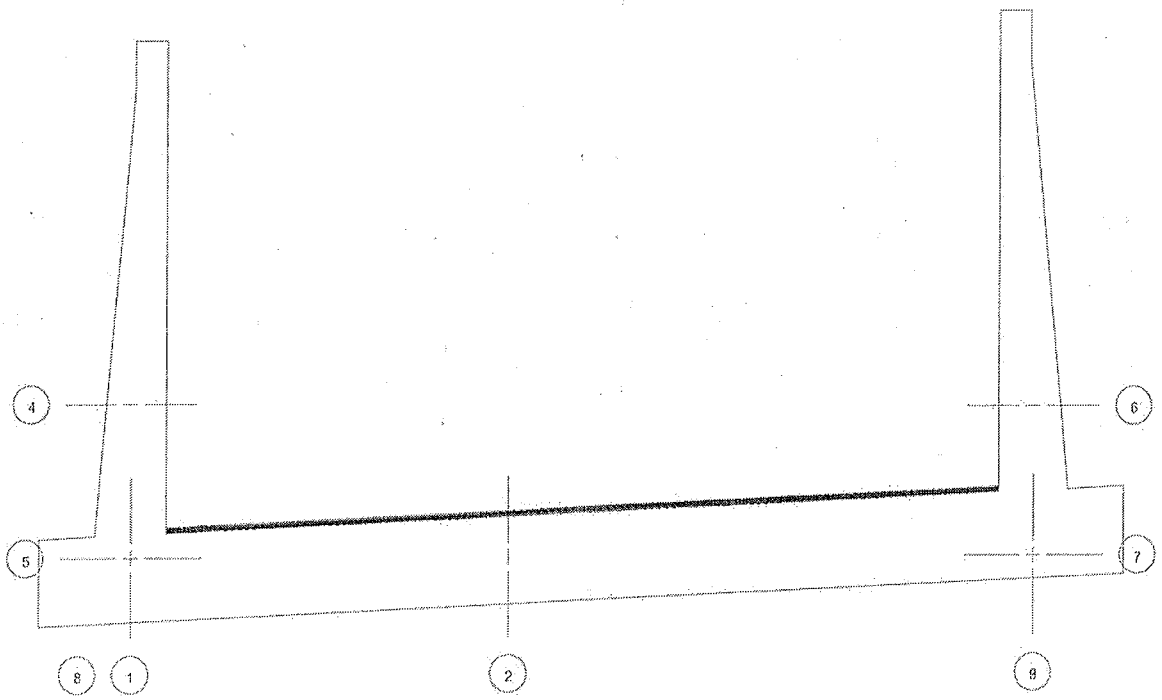
3.1 U-TYPE

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

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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1100	1191.10	1656.46	3269.45	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.39
		좌측(배수구 단면)	2	1000	855	1009.48	1572.63	3605.06	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.28
		중앙부	3	1000	1120	841.11	1150.85	2248.11	H22 - 8.0EA	3096.80	1.37
		우측	4	1000	1100	1095.97	1656.46	3001.78	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.51
		우측(배수구 단면)	5	1000	831	924.23	1236.07	3391.79	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.36
좌측벽체	1층	중앙부	6	1000	760	527.43	1124.44	2092.51	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.13
		하부	7	1000	900	1205.67	1343.90	4103.13	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.11
우측벽체	1층	중앙부	8	1000	769	497.22	1138.45	1945.77	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.29
		하부	9	1000	900	1112.65	1343.90	3774.03	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.21
부상방지턱		좌측	10	1000	1120	166.56	300.64	438.89	H16 - 4.0EA	794.40	1.80
		우측	11	1000	1120	161.04	300.64	424.30	H16 - 4.0EA	794.40	1.87

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		좌측 (배수구단면)	2	1710.0	1986.0	O.K	1282.5	1986.0	O.K
		중앙부	3	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	4	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측 (배수구단면)	5	1662.0	1986.0	O.K	1246.5	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	6	1671.9	1986.0	O.K	1254.0	1986.0	O.K
		하부	7	1800.0	1986.0	O.K	1438.9	1986.0	O.K
우측벽체	1층	중앙부	8	1786.2	1986.0	O.K	1339.6	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
부상방지턱		좌측	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	11	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	mm^2		mm	mm^2	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	319.7	853.84	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		좌측(배수구단면)	2	555.3	378.4	988.65	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	3	727.5	177.4	869.37	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	4	714.5	310.8	853.84	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	5	539.8	368.6	960.90	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	6	493.4	277.8	589.59	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	584.6	387.5	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	8	499.2	264.2	596.55	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	9	584.6	361.5	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
부상방지턱		좌측	10	727.5	269.2	727.46	-	-	-	-	-	O.K
		우측	11	727.5	260.5	727.46	-	-	-	-	-	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	1100	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	287.157	O.K	2.297
		좌측(배수구단면)	2	955	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	249.500	O.K	1.996
		중앙부	3	1120	H22 - 8.0EA	125	225.944	O.K	1.808
		우측	4	1100	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	336.678	O.K	2.693
		우측(배수구단면)	5	931	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	287.800	O.K	2.302
좌측벽체	1층	중앙부	6	760	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	550.386	O.K	4.403
		하부	7	900	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	185.056	O.K	1.480
우측벽체	1층	중앙부	8	769	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	617.412	O.K	4.939
		하부	9	900	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	222.566	O.K	1.781
부상방지턱		좌측	10	1120	H16 - 4.0EA	250	468.004	O.K	1.872
		우측	11	1120	H16 - 4.0EA	250	489.485	O.K	1.958

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp A U type (내공 : 11.85M × 6.774M, 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)

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

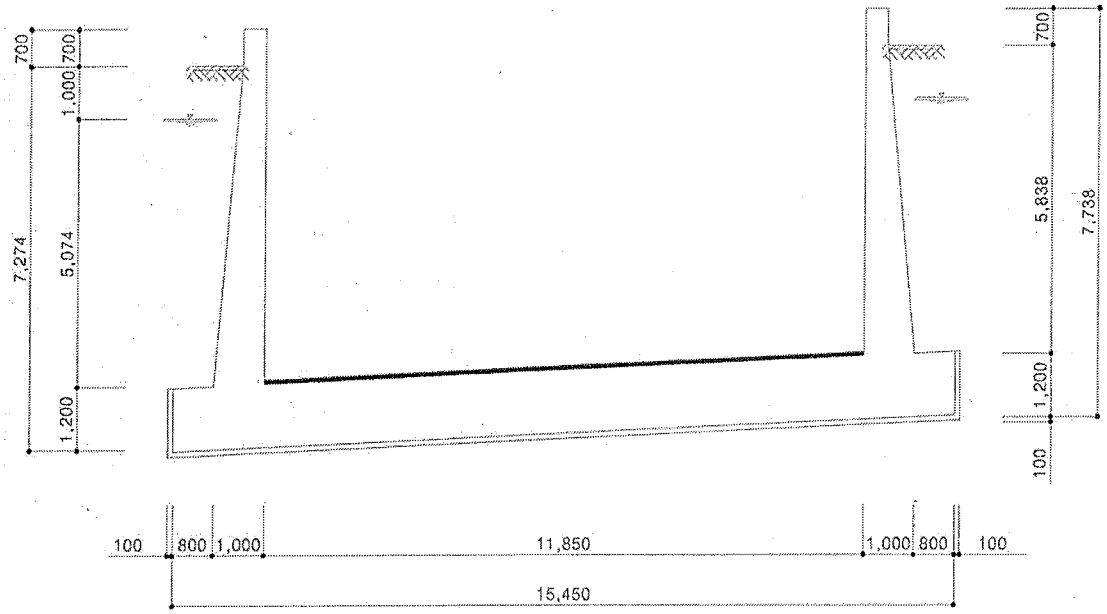
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
5,074
1,200
7,274
700
5,838
7,738
1,200
100
100
800
1,000
11,850
1,000
800
100
15,450

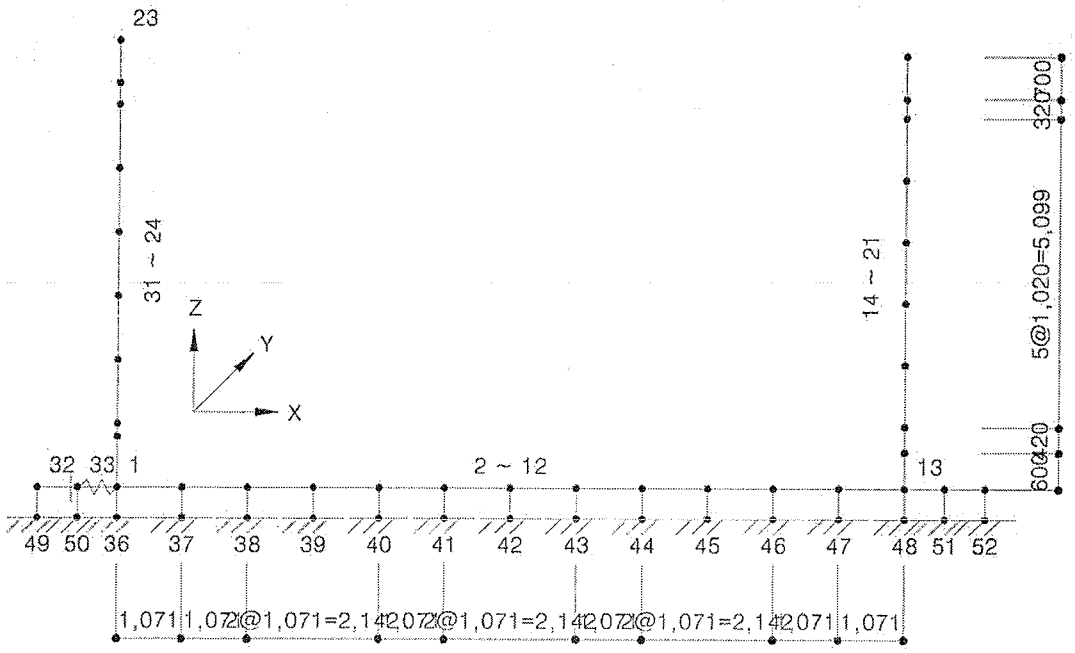
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

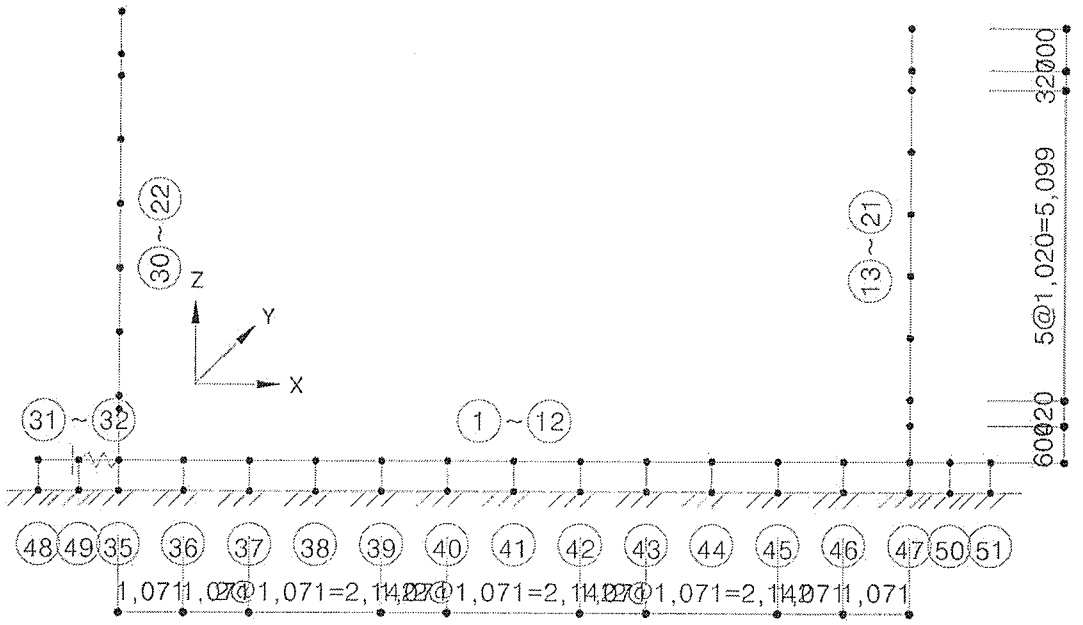
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~12,31~34
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	21~22

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	13
3	0.972 × 1.000	= 0.972	0.07663	14
4	0.934 × 1.000	= 0.934	0.06799	15
5	0.842 × 1.000	= 0.842	0.04976	16
6	0.750 × 1.000	= 0.750	0.03512	17
7	0.657 × 1.000	= 0.657	0.02368	18
8	0.565 × 1.000	= 0.565	0.01504	19
9	0.473 × 1.000	= 0.473	0.00880	20
11	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00782	25
12	0.550 × 1.000	= 0.550	0.01385	26
13	0.645 × 1.000	= 0.645	0.02238	27
14	0.741 × 1.000	= 0.741	0.03385	28
15	0.836 × 1.000	= 0.836	0.04868	29
16	0.931 × 1.000	= 0.931	0.06732	30
17	0.951 × 1.000	= 0.951	0.07168	31

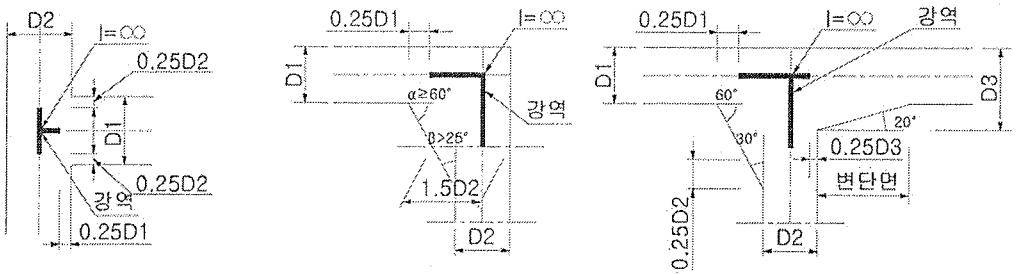
NO	Section(Tapper)	부 재
18	SEC 2 ~ 3	13
19	SEC 3 ~ 4	14
20	SEC 4 ~ 5	15
21	SEC 5 ~ 6	16
22	SEC 6 ~ 7	17
23	SEC 7 ~ 8	18
24	SEC 8 ~ 9	19
25	SEC 9 ~ 10	20
26	SEC 10 ~ 11	23
27	SEC 11 ~ 12	24
28	SEC 12 ~ 13	25
29	SEC 13 ~ 14	26
30	SEC 14 ~ 15	27
31	SEC 15 ~ 16	28
32	SEC 16 ~ 17	29
33	SEC 17 ~ 2	30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	1.300	0.500	27	1.300	4.714
2	2.371	0.500	28	1.300	3.660
3	3.442	0.500	29	1.300	2.607
4	4.513	0.500	30	1.300	1.553
5	5.583	0.500	31	1.300	1.336
6	6.654	0.500	32	0.000	0.500
7	7.725	0.500	33	0.650	0.500
8	8.796	0.500	34	14.800	0.500
9	9.867	0.500	35	15.450	0.500
10	10.938	0.500	36	1.300	0.000
11	12.008	0.500	37	2.371	0.000
12	13.079	0.500	38	3.442	0.000
13	14.150	0.500	39	4.513	0.000
14	14.150	1.100	40	5.583	0.000
15	14.150	1.520	41	6.654	0.000
16	14.150	2.539	42	7.725	0.000
17	14.150	3.559	43	8.796	0.000
18	14.150	4.579	44	9.867	0.000
19	14.150	5.599	45	10.938	0.000
20	14.150	6.618	46	12.008	0.000
21	14.150	6.938	47	13.079	0.000
22	14.150	7.638	48	14.150	0.000
23	1.300	7.874	49	0.000	0.000
24	1.300	7.174	50	0.650	0.000
25	1.300	6.821	51	14.800	0.000
26	1.300	5.767	52	15.450	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 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

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

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

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

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

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

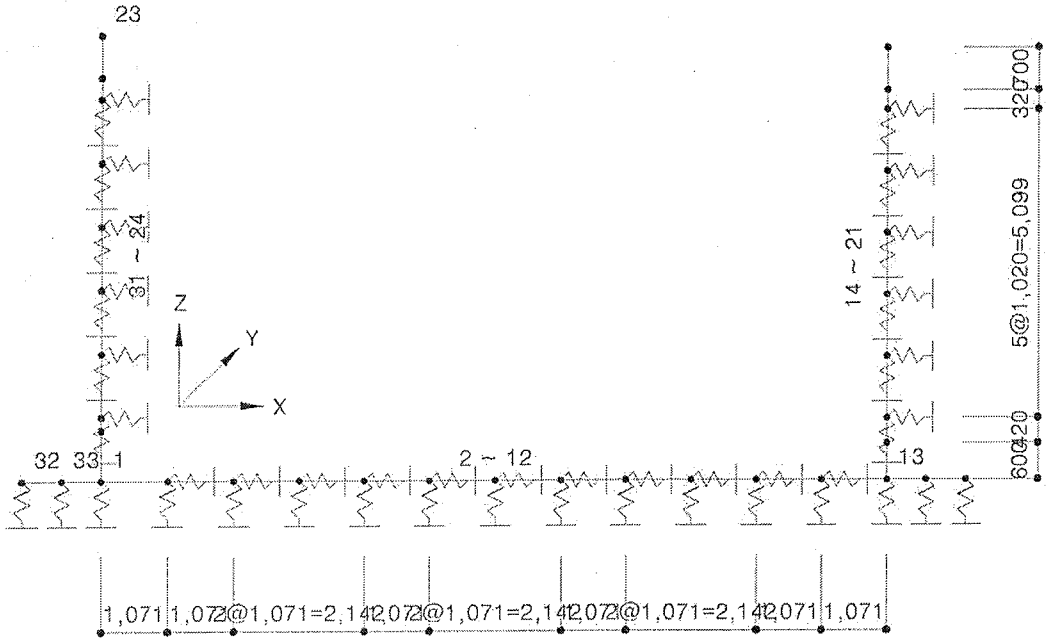
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

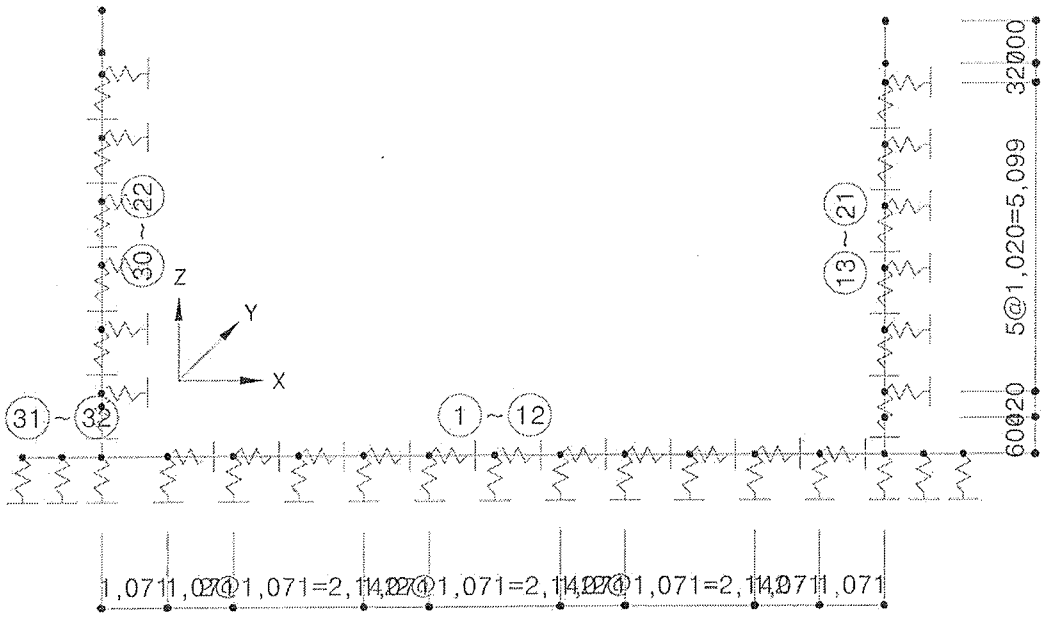
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	1.200 × 1.000	= 1.200	0.14400	1~12,31~34
10	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	21~22

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
2	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	13
3	0.972 × 1.000	= 0.972	0.07663	14
4	0.934 × 1.000	= 0.934	0.06799	15
5	0.842 × 1.000	= 0.842	0.04976	16
6	0.750 × 1.000	= 0.750	0.03512	17
7	0.657 × 1.000	= 0.657	0.02368	18
8	0.565 × 1.000	= 0.565	0.01504	19
9	0.473 × 1.000	= 0.473	0.00880	20
11	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00782	25
12	0.550 × 1.000	= 0.550	0.01385	26
13	0.645 × 1.000	= 0.645	0.02238	27
14	0.741 × 1.000	= 0.741	0.03385	28
15	0.836 × 1.000	= 0.836	0.04868	29
16	0.931 × 1.000	= 0.931	0.06732	30
17	0.951 × 1.000	= 0.951	0.07168	31

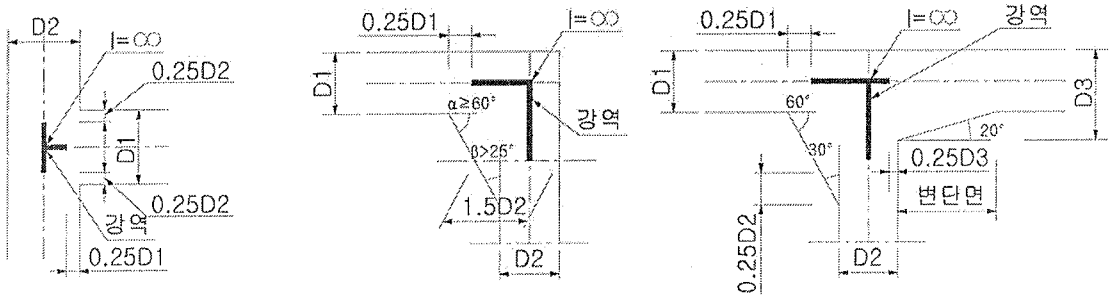
NO	Section(Tapper)	부 재
18	SEC 2 ~ 3	13
19	SEC 3 ~ 4	14
20	SEC 4 ~ 5	15
21	SEC 5 ~ 6	16
22	SEC 6 ~ 7	17
23	SEC 7 ~ 8	18
24	SEC 8 ~ 9	19
25	SEC 9 ~ 10	20
26	SEC 10 ~ 11	23
27	SEC 11 ~ 12	24
28	SEC 12 ~ 13	25
29	SEC 13 ~ 14	26
30	SEC 14 ~ 15	27
31	SEC 15 ~ 16	28
32	SEC 16 ~ 17	29
33	SEC 17 ~ 2	30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	1.300	0.000	19	14.150	5.099
2	2.371	0.000	20	14.150	6.118
3	3.442	0.000	21	14.150	6.438
4	4.513	0.000	22	14.150	7.138
5	5.583	0.000	23	1.300	7.374
6	6.654	0.000	24	1.300	6.674
7	7.725	0.000	25	1.300	6.321
8	8.796	0.000	26	1.300	5.267
9	9.867	0.000	27	1.300	4.214
10	10.938	0.000	28	1.300	3.160
11	12.008	0.000	29	1.300	2.107
12	13.079	0.000	30	1.300	1.053
13	14.150	0.000	31	1.300	0.836
14	14.150	0.600	32	0.000	0.000
15	14.150	1.020	33	0.650	0.000
16	14.150	2.039	34	14.800	0.000
17	14.150	3.059	35	15.450	0.000
18	14.150	4.079			

8) 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 = 1000 / 2 - 0.25 × 1200 = 200 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

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

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

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

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1200 / 2 - 0.25 × 1000 = 350 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) = √(15.450 × 15.450) = 15.45 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (15.450 / 0.3) $^{-3/4}$ = 4854.74 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.071/2) = 4177 kN/m	1,13
Kv2	Kv x (1.071/2 + 1.071/2) = 5199 kN/m	2~12
Kv3	Kv x (0.000/2 + 0.325/2) = 789 kN/m	32,35
Kv4	Kv x (0.325/2 + 0.325/2) = 1578 kN/m	33,34
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

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 × B) = √(15.450 × 15.450) = 15.450 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (15.450 / 0.3)$^{-3/4}$ = 9709.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 9709.820 = 3236.61 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(7.274 × 7.274) = 7.274 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (7.274 / 0.3)$^{-3/4}$ = 17083.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 17083.540 = 5694.51 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(7.274 × 7.274) = 7.274 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (7.274 / 0.3)$^{-3/4}$ = 17083.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 17083.540 = 5694.51 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(7.274 × 7.274) = 7.274 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (7.274 / 0.3)$^{-3/4}$ = 17083.54 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 17083.540 = 5694.51 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.020/2 + 1.020/2) = 17420 kN/m	15~20
Kss1	Kss x (1.020/2 + 1.020/2) = 5807 kN/m	
Kh2	Kh x (1.053/2 + 1.053/2) = 17996 kN/m	25~30
Kss2	Kss x (1.053/2 + 1.053/2) = 5999 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.071/2 + 1.071/2) = 10398 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.071/2 + 1.071/2) = 3466 kN/m	
Kv2	Kv x (0.000/2 + 0.325/2) = 1578 kN/m	32,35
Ksb2	Ksb x (0.000/2 + 0.325/2) = 526 kN/m	
Kv3	Kv x (0.325/2 + 0.325/2) = 3156 kN/m	33,34
Ksb3	Ksb x (0.325/2 + 0.325/2) = 1052 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.071/2) = 8354 kN/m	1,13
Ksb1	Kh x (1.053/2 + 1.053/2) = 17996 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)-좌측

- ASPHALT 포장하중	: 0.080 × 23.00	= 1.840	kN/m²
- 토사	: 5.994 × 19.00	= 113.886	kN/m²
	∴ Total We1	= 115.726	kN/m²

② 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)-우측

- ASPHALT 포장하중	: 0.080 × 23.00	= 1.840	kN/m²
- 토사	: 5.758 × 19.00	= 109.402	kN/m²
	∴ Total We1	= 111.242	kN/m²

③ 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)-좌측

- ASPHALT 포장하중	: 0.080 × 23.00	= 1.840	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.920 × 19.00	= 17.480	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 5.074 × 10.00	= 50.740	kN/m²
	∴ Total We2	= 70.060	kN/m²

④ 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)-우측

- ASPHALT 포장하중	: 0.080 × 23.00	= 1.840	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.920 × 19.00	= 17.480	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 4.838 × 10.00	= 48.380	kN/m²
	∴ Total We2	= 67.700	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 = 0.080 × 23.000 × 0.500 = 0.920 kN/m²

Wh2 = 0.920 + 0.273 × 19.000 × 0.500 = 3.517 kN/m²

Wh3 = 3.517 + 1.053 × 19.000 × 0.500 = 13.525 kN/m²

Wh4 = 13.525 + 1.053 × 19.000 × 0.500 = 23.532 kN/m²

Wh5 = 23.532 + 1.053 × 19.000 × 0.500 = 33.539 kN/m²

Wh6 = 33.539 + 1.053 × 19.000 × 0.500 = 43.547 kN/m²

Wh7 = 43.547 + 1.053 × 19.000 × 0.500 = 53.554 kN/m²

Wh8 = 53.554 + 0.217 × 19.000 × 0.500 = 55.619 kN/m²

Wh9 = 55.619 + 0.836 × 19.000 × 0.500 = 63.561 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.500 = 0.920 kN/m²

Wh2 = 0.920 + 0.240 × 19.000 × 0.500 = 3.197 kN/m²

Wh3 = 3.197 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 12.884 kN/m²

Wh4 = 12.884 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 22.571 kN/m²

Wh5 = 22.571 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 32.259 kN/m²

Wh6 = 32.259 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 41.946 kN/m²

Wh7 = 41.946 + 1.020 × 19.000 × 0.500 = 51.633 kN/m²

Wh8 = 51.633 + 0.420 × 19.000 × 0.500 = 55.620 kN/m²

Wh9 = 55.620 + 0.600 × 19.000 × 0.500 = 61.320 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.500 = 0.920 kN/m²

Wh2 = 0.920 + 0.273 × 19.000 × 0.500 = 3.517 kN/m²

Wh3 = 3.517 + 0.647 × 19.000 × 0.500 = 9.660 kN/m²

Wh4 = 9.660 + 0.407 × 10.000 × 0.500 = 11.695 kN/m²

Wh5 = 11.695 + 1.053 × 10.000 × 0.500 = 16.962 kN/m²

Wh6 = 16.962 + 1.053 × 10.000 × 0.500 = 22.229 kN/m²

Wh7 = 22.229 + 1.053 × 10.000 × 0.500 = 27.496 kN/m²

Wh8 = 27.496 + 1.053 × 10.000 × 0.500 = 32.763 kN/m²

Wh9 = 32.763 + 0.217 × 10.000 × 0.500 = 33.850 kN/m²

Wh10 = 33.850 + 0.836 × 10.000 × 0.500 = 38.030 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.500 = 0.920 kN/m²

Wh2 = 0.920 + 0.240 × 19.000 × 0.500 = 3.197 kN/m²

Wh3 = 3.197 + 0.680 × 19.000 × 0.500 = 9.660 kN/m²

Wh4 = 9.660 + 0.339 × 10.000 × 0.500 = 11.357 kN/m²

Wh5 = 11.357 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 16.456 kN/m²

Wh6 = 16.456 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 21.554 kN/m²

Wh7 = 21.554 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 26.653 kN/m²

Wh8 = 26.653 + 1.020 × 10.000 × 0.500 = 31.751 kN/m²

Wh9 = 31.751 + 0.420 × 10.000 × 0.500 = 33.850 kN/m²

Wh10 = 33.850 + 0.600 × 10.000 × 0.500 = 36.850 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1	= 0.407 × 10.000	= 4.069	kN/m²
Ww2	= 4.069 + 1.053 × 10.000	= 14.603	kN/m²
Ww3	= 14.603 + 1.053 × 10.000	= 25.137	kN/m²
Ww4	= 25.137 + 1.053 × 10.000	= 35.671	kN/m²
Ww5	= 35.671 + 1.053 × 10.000	= 46.206	kN/m²
Ww6	= 46.206 + 0.217 × 10.000	= 48.380	kN/m²
Ww7	= 48.380 + 0.836 × 10.000	= 56.740	kN/m²

- 우측 벽체

Ww8	= 0.339 × 10.000	= 3.394	kN/m²
Ww9	= 3.394 + 1.020 × 10.000	= 13.591	kN/m²
Ww10	= 13.591 + 1.020 × 10.000	= 23.789	kN/m²
Ww11	= 23.789 + 1.020 × 10.000	= 33.986	kN/m²
Ww12	= 33.986 + 1.020 × 10.000	= 44.183	kN/m²
Ww13	= 44.183 + 0.420 × 10.000	= 48.380	kN/m²
Ww14	= 48.380 + 0.600 × 10.000	= 54.380	kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww15 = (7.274 - 1.000) × 10.000 = 62.740 kN/m²

③ 부상방지턱에 작용하는 하중

- Ww16 = (6.074 - 1.000) × 10.000 = 50.740 kN/m²
- Ww17 = (5.838 - 1.000) × 10.000 = 48.380 kN/m²

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

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	:	5.174°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	8.755

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

= 0.473

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	5.174°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
Θ	=	tan-1(kh/(1-kv)).kv =	:	3.605

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

= 0.408

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.473 = 0.870 kN/m²

Wh2 = 0.870 + 0.273 × 19.000 × 0.473 = 3.327 kN/m²

Wh3 = 3.327 + 1.053 × 19.000 × 0.473 = 12.794 kN/m²

Wh4 = 12.794 + 1.053 × 19.000 × 0.473 = 22.261 kN/m²

Wh5 = 22.261 + 1.053 × 19.000 × 0.473 = 31.728 kN/m²

Wh6 = 31.728 + 1.053 × 19.000 × 0.473 = 41.195 kN/m²

Wh7 = 41.195 + 1.053 × 19.000 × 0.473 = 50.662 kN/m²

Wh8 = 50.662 + 0.217 × 19.000 × 0.473 = 52.616 kN/m²

Wh9 = 52.616 + 0.836 × 19.000 × 0.473 = 60.129 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.473 = 0.870 kN/m²

Wh2 = 0.870 + 0.240 × 19.000 × 0.473 = 3.025 kN/m²

Wh3 = 3.025 + 1.020 × 19.000 × 0.473 = 12.189 kN/m²

Wh4 = 12.189 + 1.020 × 19.000 × 0.473 = 21.353 kN/m²

Wh5 = 21.353 + 1.020 × 19.000 × 0.473 = 30.517 kN/m²

Wh6 = 30.517 + 1.020 × 19.000 × 0.473 = 39.681 kN/m²

Wh7 = 39.681 + 1.020 × 19.000 × 0.473 = 48.845 kN/m²

Wh8 = 48.845 + 0.420 × 19.000 × 0.473 = 52.617 kN/m²

Wh9 = 52.617 + 0.600 × 19.000 × 0.473 = 58.009 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.408 = 0.751 kN/m²

Wh2 = 0.751 + 0.273 × 19.000 × 0.408 = 2.870 kN/m²

Wh3 = 2.870 + 1.053 × 19.000 × 0.408 = 11.036 kN/m²

Wh4 = 11.036 + 1.053 × 19.000 × 0.408 = 19.202 kN/m²

Wh5 = 19.202 + 1.053 × 19.000 × 0.408 = 27.368 kN/m²

Wh6 = 27.368 + 1.053 × 19.000 × 0.408 = 35.534 kN/m²

Wh7 = 35.534 + 1.053 × 19.000 × 0.408 = 43.700 kN/m²

Wh8 = 43.700 + 0.217 × 19.000 × 0.408 = 45.385 kN/m²

Wh9 = 45.385 + 0.836 × 19.000 × 0.408 = 51.866 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.408 = 0.751 kN/m²

Wh2 = 0.751 + 0.240 × 19.000 × 0.408 = 2.609 kN/m²

Wh3 = 2.609 + 1.020 × 19.000 × 0.408 = 10.514 kN/m²

Wh4 = 10.514 + 1.020 × 19.000 × 0.408 = 18.418 kN/m²

Wh5 = 18.418 + 1.020 × 19.000 × 0.408 = 26.323 kN/m²

Wh6 = 26.323 + 1.020 × 19.000 × 0.408 = 34.228 kN/m²

Wh7 = 34.228 + 1.020 × 19.000 × 0.408 = 42.132 kN/m²

Wh8 = 42.132 + 0.420 × 19.000 × 0.408 = 45.386 kN/m²

Wh9 = 45.386 + 0.600 × 19.000 × 0.408 = 50.037 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.473 = 0.870 kN/m²

Wh2 = 0.870 + 0.273 × 19.000 × 0.473 = 3.327 kN/m²

Wh3 = 3.327 + 0.647 × 19.000 × 0.473 = 9.138 kN/m²

Wh4 = 9.138 + 0.407 × 10.000 × 0.473 = 11.063 kN/m²

Wh5 = 11.063 + 1.053 × 10.000 × 0.473 = 16.046 kN/m²

Wh6 = 16.046 + 1.053 × 10.000 × 0.473 = 21.028 kN/m²

Wh7 = 21.028 + 1.053 × 10.000 × 0.473 = 26.011 kN/m²

Wh8 = 26.011 + 1.053 × 10.000 × 0.473 = 30.993 kN/m²

Wh9 = 30.993 + 0.217 × 10.000 × 0.473 = 32.022 kN/m²

Wh10 = 32.022 + 0.836 × 10.000 × 0.473 = 35.976 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.473 = 0.870 kN/m²

Wh2 = 0.870 + 0.240 × 19.000 × 0.473 = 3.025 kN/m²

Wh3 = 3.025 + 0.680 × 19.000 × 0.473 = 9.138 kN/m²

Wh4 = 9.138 + 0.339 × 10.000 × 0.473 = 10.744 kN/m²

Wh5 = 10.744 + 1.020 × 10.000 × 0.473 = 15.567 kN/m²

Wh6 = 15.567 + 1.020 × 10.000 × 0.473 = 20.390 kN/m²

Wh7 = 20.390 + 1.020 × 10.000 × 0.473 = 25.213 kN/m²

Wh8 = 25.213 + 1.020 × 10.000 × 0.473 = 30.036 kN/m²

Wh9 = 30.036 + 0.420 × 10.000 × 0.473 = 32.022 kN/m²

Wh10 = 32.022 + 0.600 × 10.000 × 0.473 = 34.860 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.408 = 0.751 kN/m²

Wh2 = 0.751 + 0.273 × 19.000 × 0.408 = 2.870 kN/m²

Wh3 = 2.870 + 0.647 × 19.000 × 0.408 = 7.883 kN/m²

Wh4 = 7.883 + 0.407 × 10.000 × 0.408 = 9.543 kN/m²

Wh5 = 9.543 + 1.053 × 10.000 × 0.408 = 13.841 kN/m²

Wh6 = 13.841 + 1.053 × 10.000 × 0.408 = 18.138 kN/m²

Wh7 = 18.138 + 1.053 × 10.000 × 0.408 = 22.436 kN/m²

Wh8 = 22.436 + 1.053 × 10.000 × 0.408 = 26.734 kN/m²

Wh9 = 26.734 + 0.217 × 10.000 × 0.408 = 27.621 kN/m²

Wh10 = 27.621 + 0.836 × 10.000 × 0.408 = 31.032 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.408 = 0.751 kN/m²

Wh2 = 0.751 + 0.240 × 19.000 × 0.408 = 2.609 kN/m²

Wh3 = 2.609 + 0.680 × 19.000 × 0.408 = 7.883 kN/m²

Wh4 = 7.883 + 0.339 × 10.000 × 0.408 = 9.267 kN/m²

Wh5 = 9.267 + 1.020 × 10.000 × 0.408 = 13.428 kN/m²

Wh6 = 13.428 + 1.020 × 10.000 × 0.408 = 17.588 kN/m²

Wh7 = 17.588 + 1.020 × 10.000 × 0.408 = 21.748 kN/m²

Wh8 = 21.748 + 1.020 × 10.000 × 0.408 = 25.909 kN/m²

Wh9 = 25.909 + 0.420 × 10.000 × 0.408 = 27.621 kN/m²

Wh10 = 27.621 + 0.600 × 10.000 × 0.408 = 30.069 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

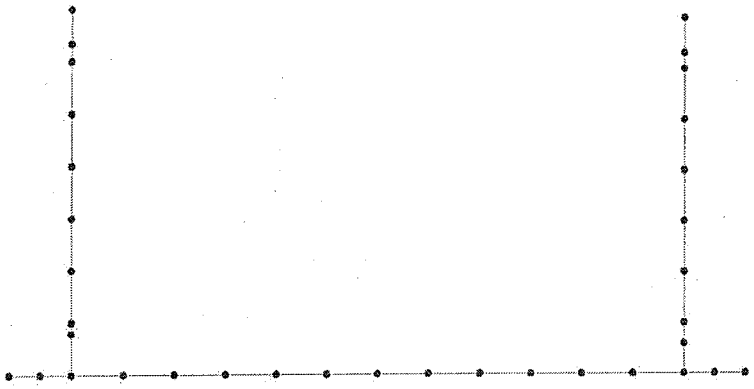
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.200×25.000×0.063 = 1.890	fb = 1.200×25.000×0.154 = 4.620

② 측벽

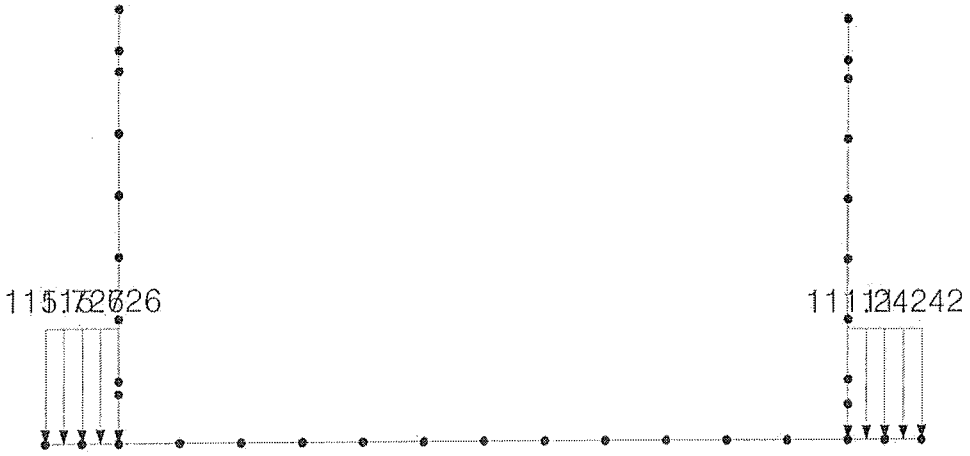
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.507×25.000×0.063 = 0.798	f2 = 0.507×25.000×0.154 = 1.950
f3 = 0.537×25.000×0.063 = 0.845	f3 = 0.537×25.000×0.154 = 2.066
f4 = 0.633×25.000×0.063 = 0.997	f4 = 0.633×25.000×0.154 = 2.436
f5 = 0.729×25.000×0.063 = 1.148	f5 = 0.729×25.000×0.154 = 2.806
f6 = 0.825×25.000×0.063 = 1.299	f6 = 0.825×25.000×0.154 = 3.176
f7 = 0.921×25.000×0.063 = 1.450	f7 = 0.921×25.000×0.154 = 3.546
f8 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f8 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f9 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f9 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850
f10 = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	f10 = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

10. 하 중 재 하 (상시)

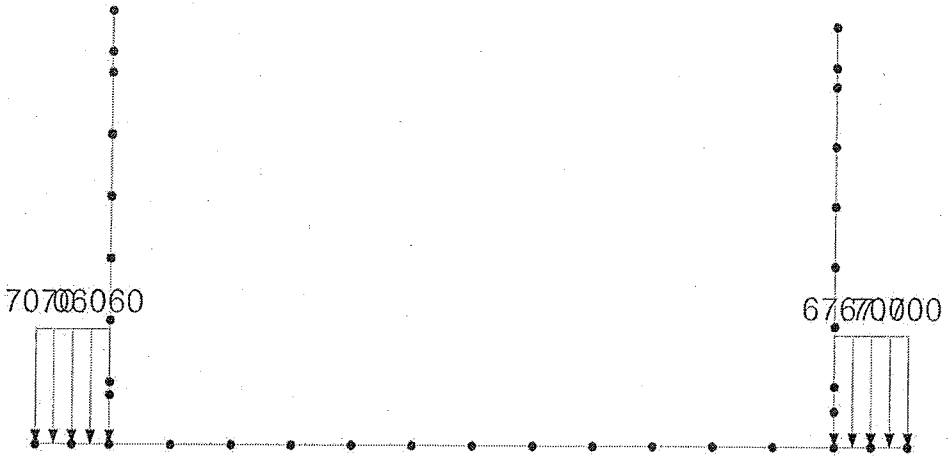
1) CASE1 - 구체자중(SW)



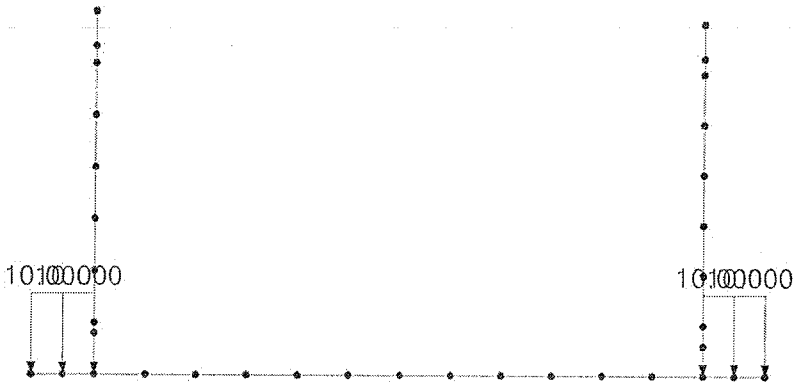
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



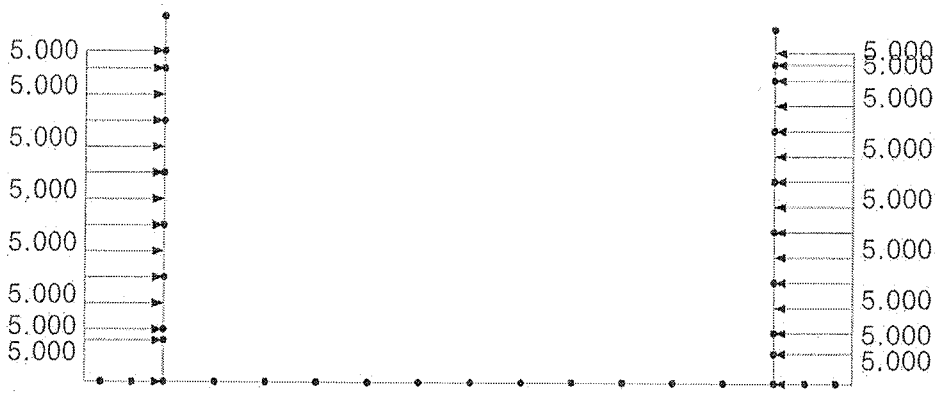
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



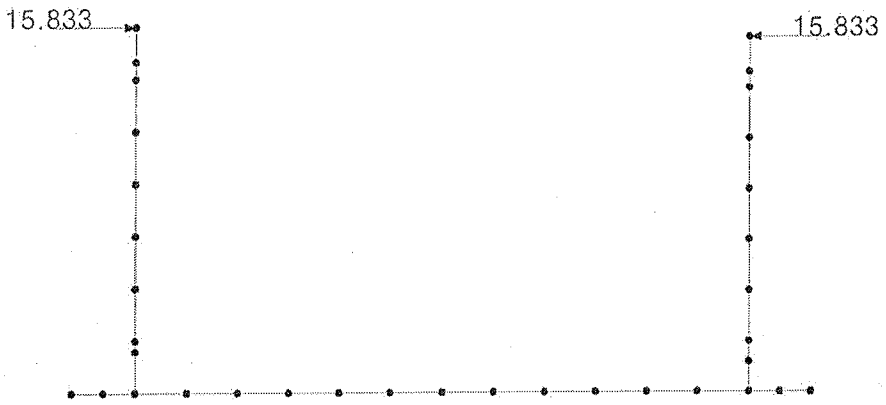
4) CASE4 - 상재활하중(LIVEA)



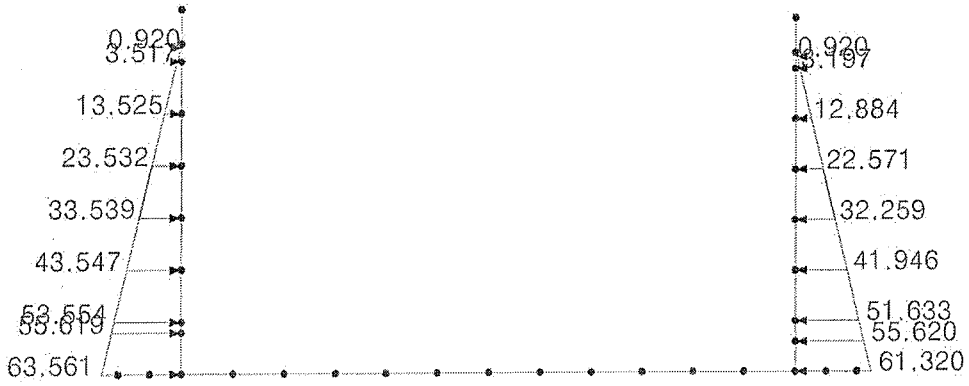
5) CASE5 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



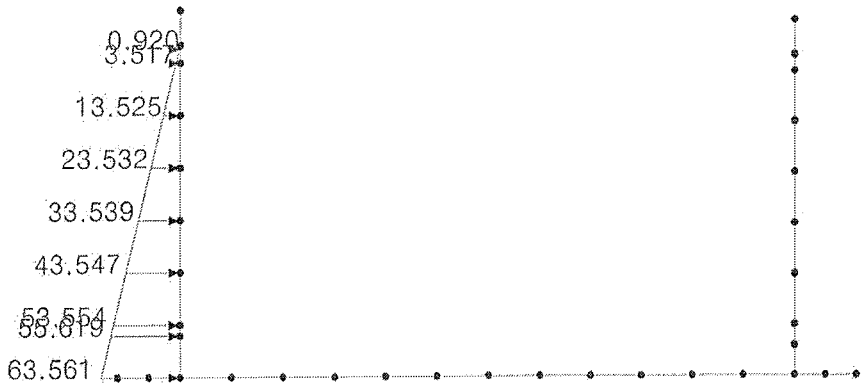
6) CASE6 - 충돌하중(CL)



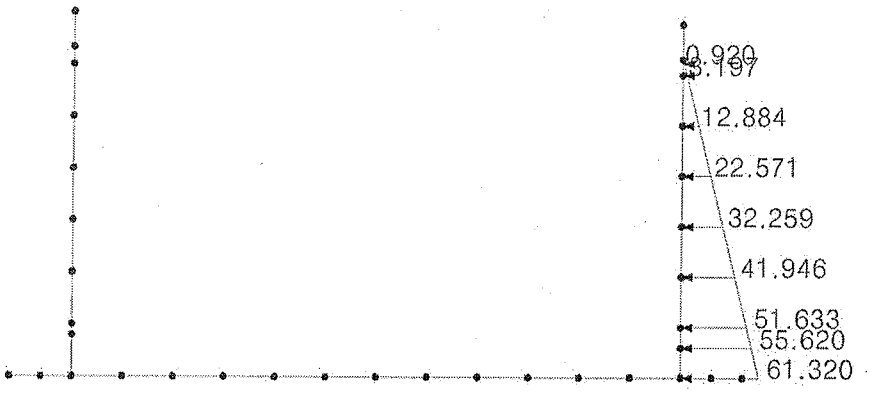
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



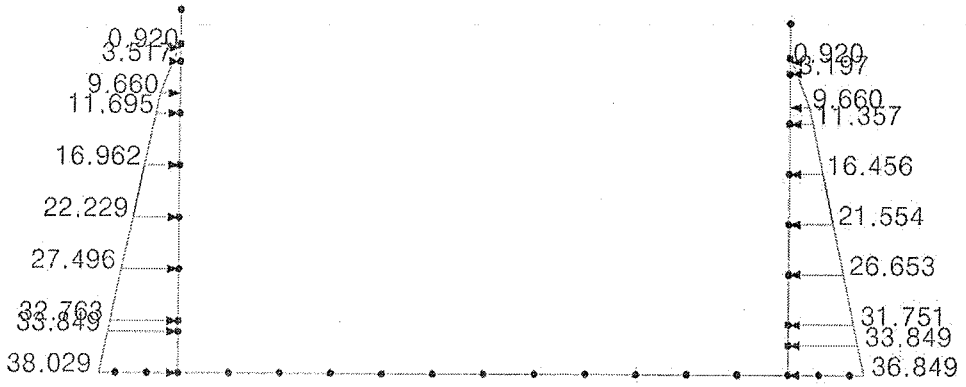
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



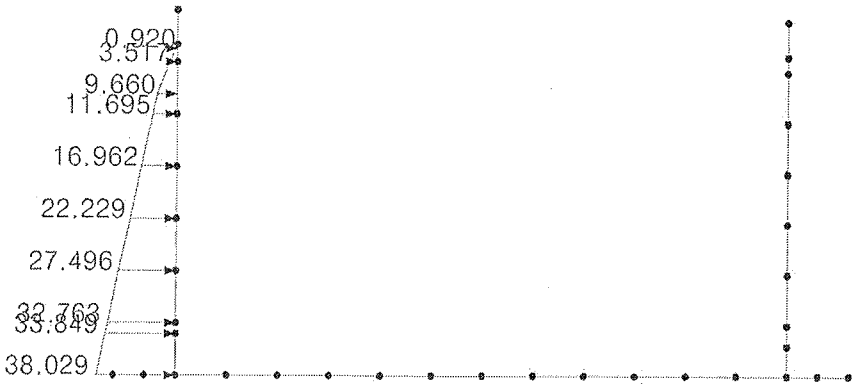
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



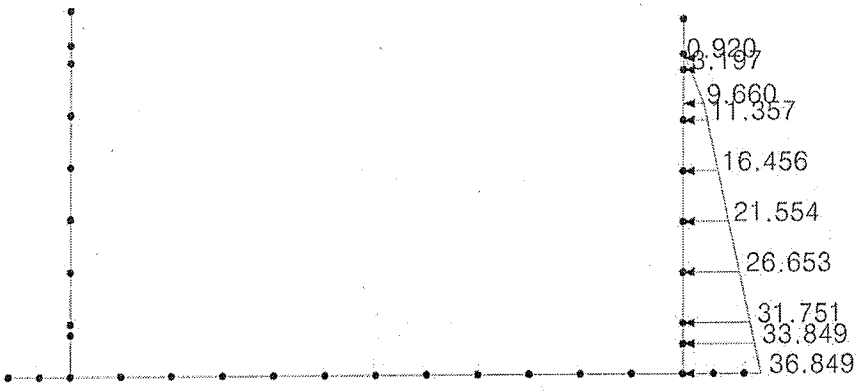
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



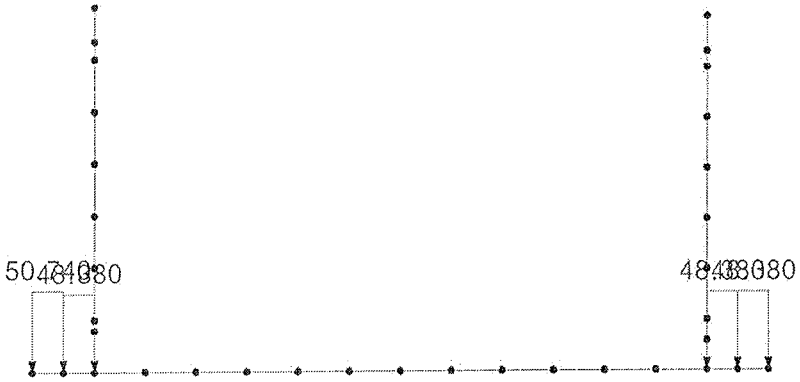
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



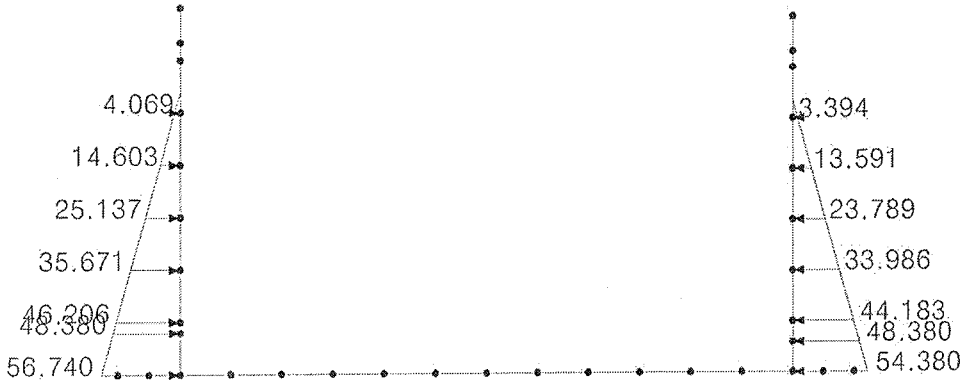
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



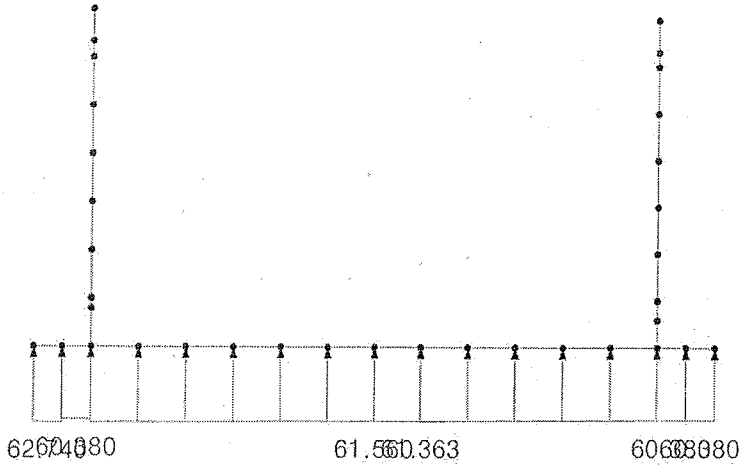
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



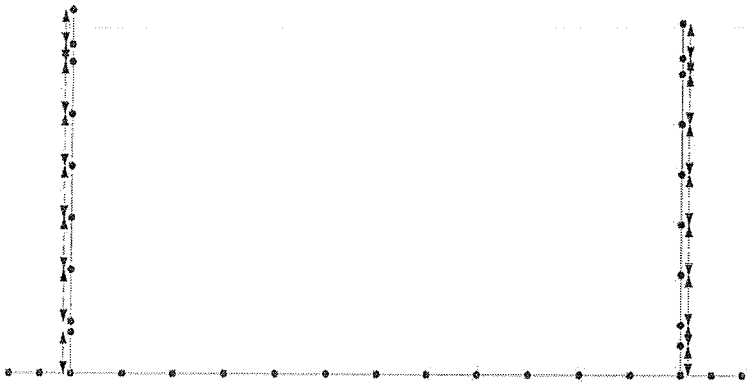
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

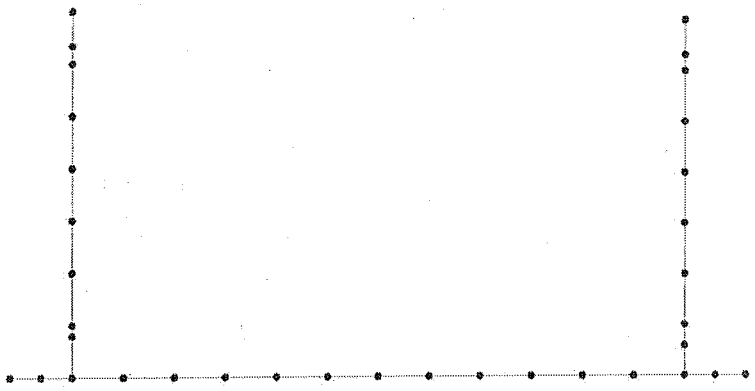


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

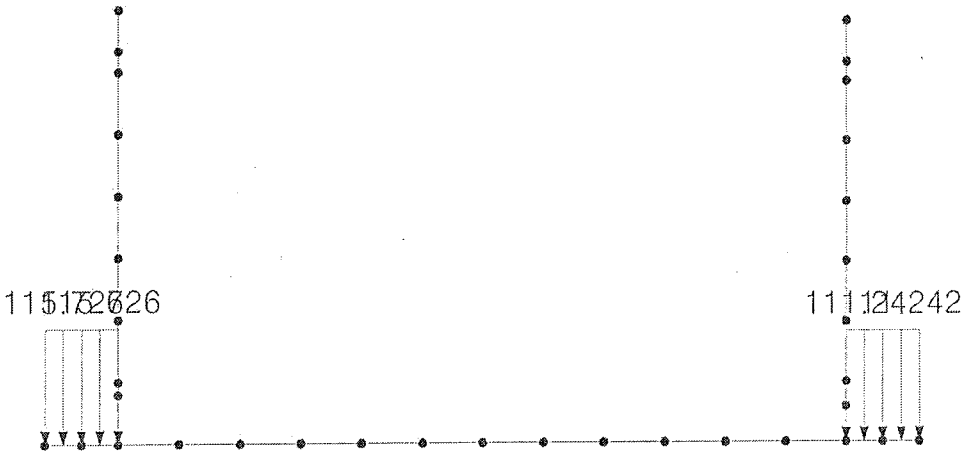


11. 하중 재하 (기능수행)

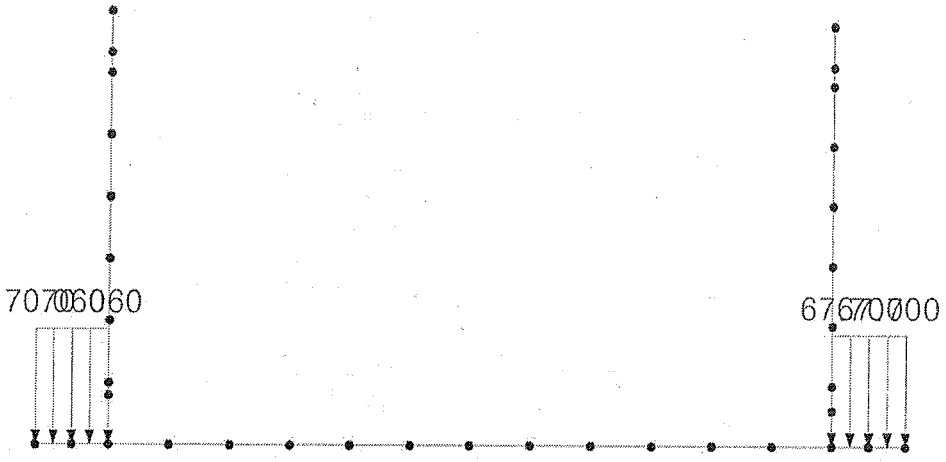
1) CASE1 - 구체자중(SW)



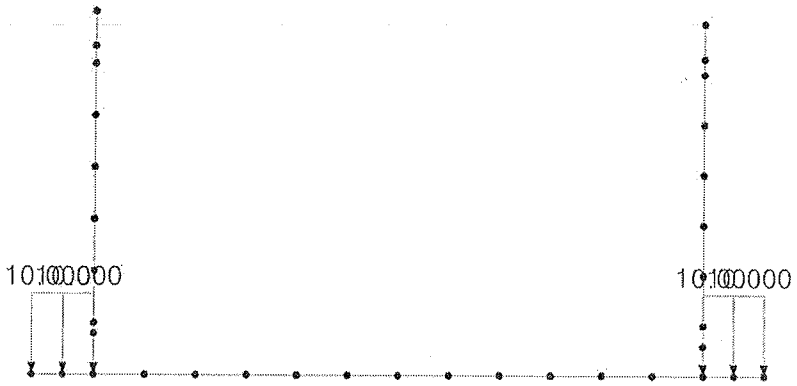
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



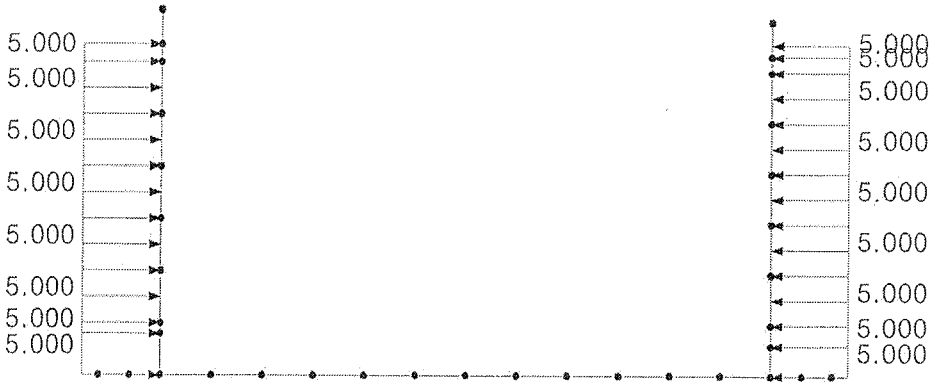
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



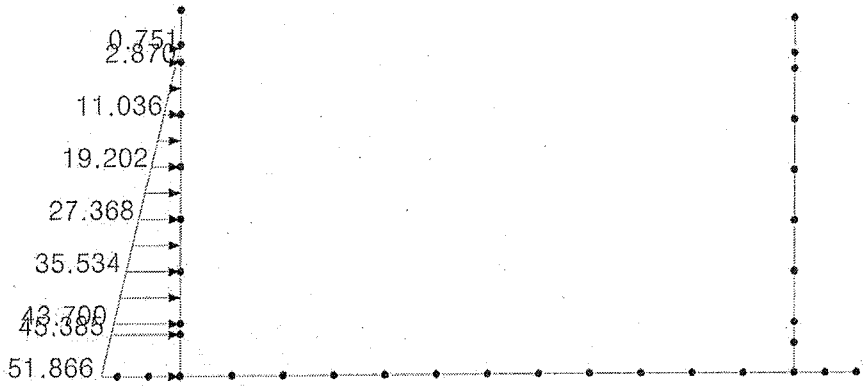
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



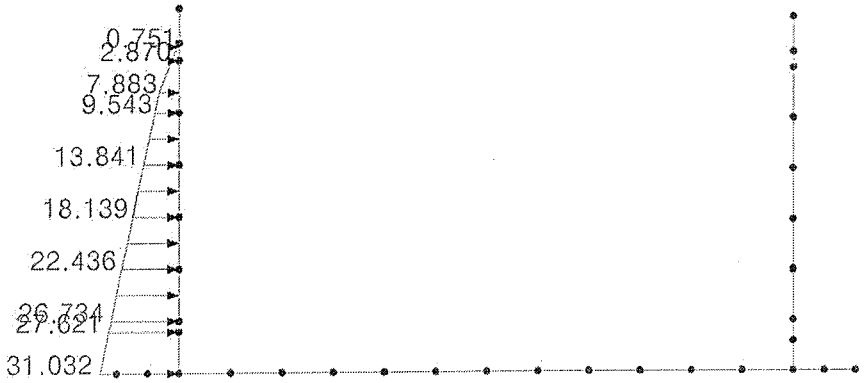
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



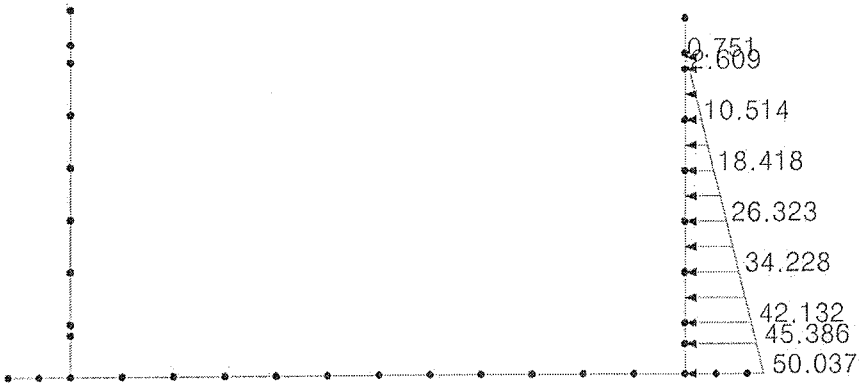
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



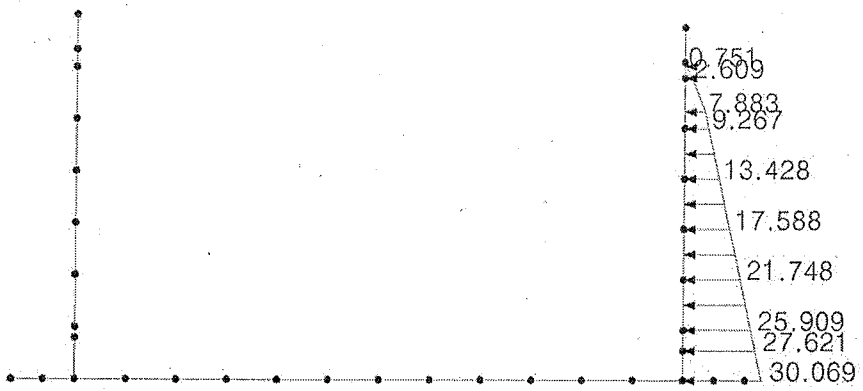
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



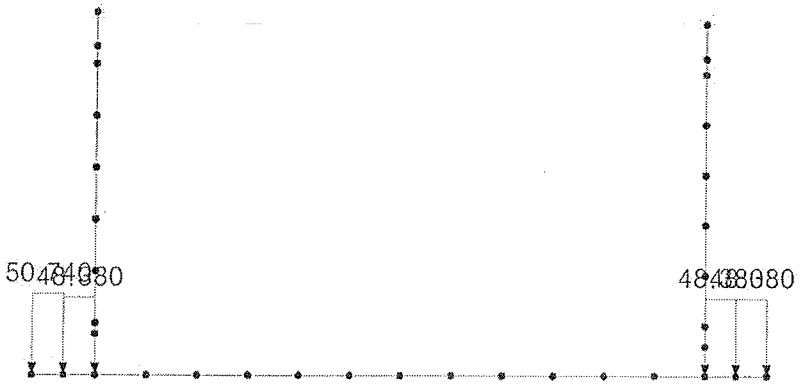
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



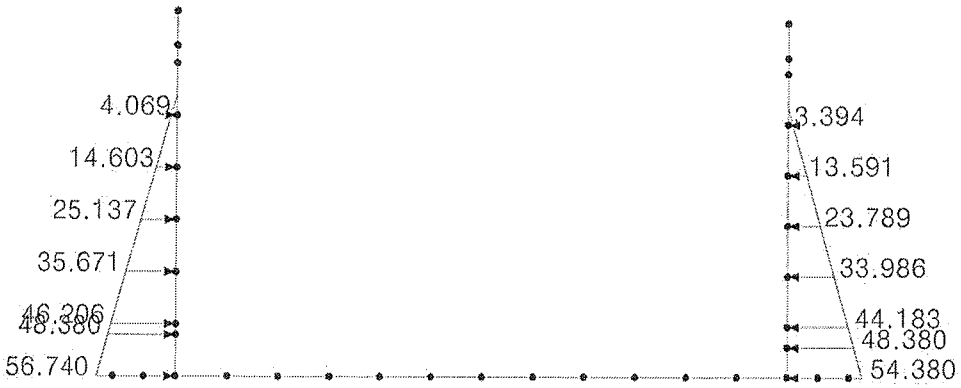
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



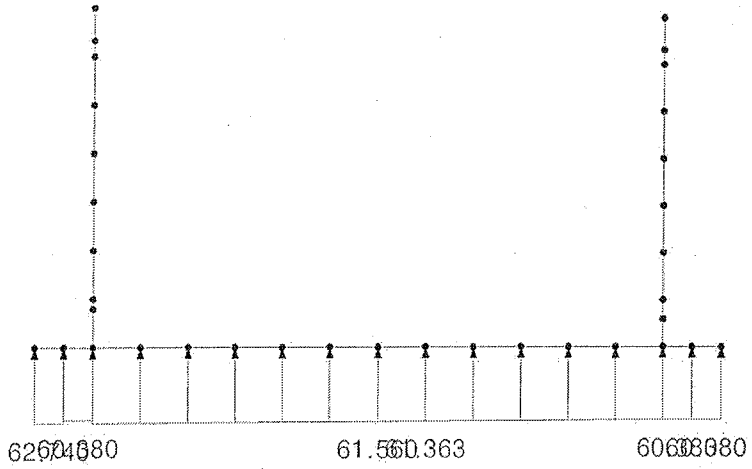
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



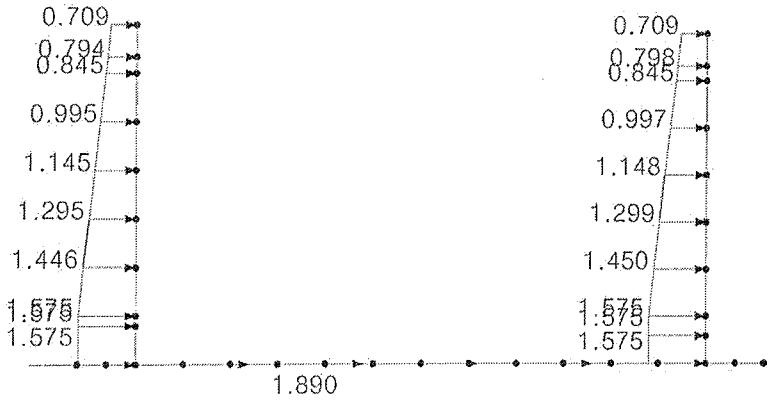
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



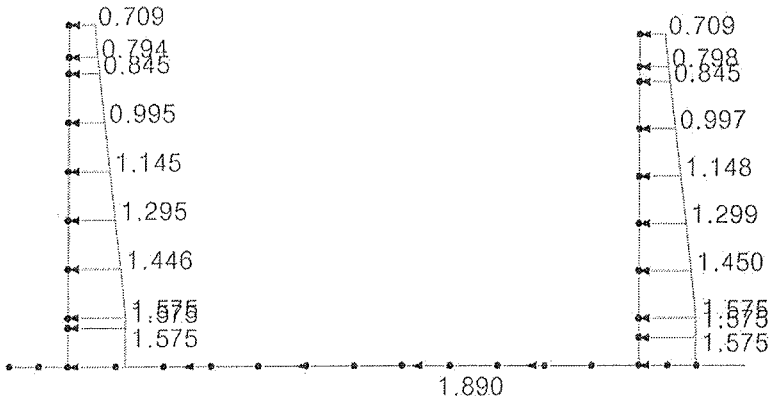
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

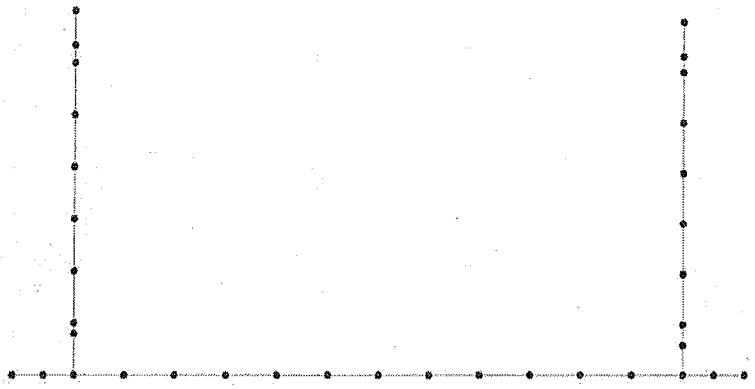


14) CASE14 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

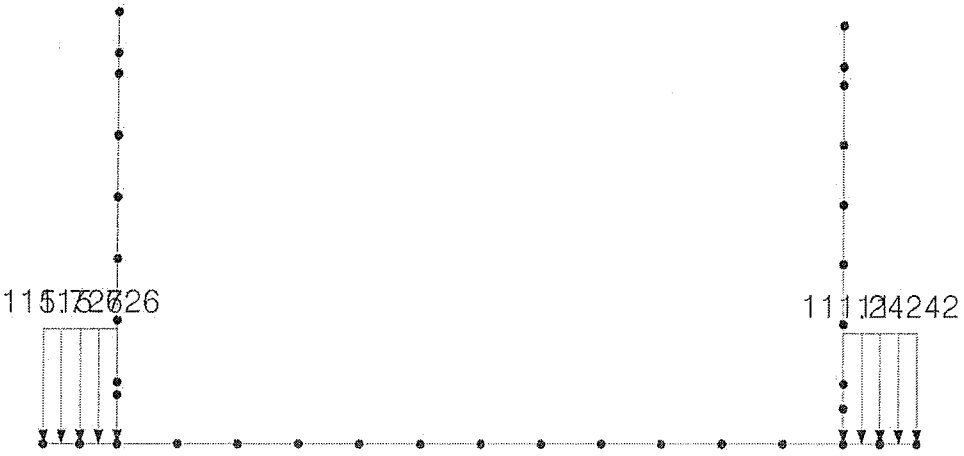


12. 하중 재하 (붕괴방지)

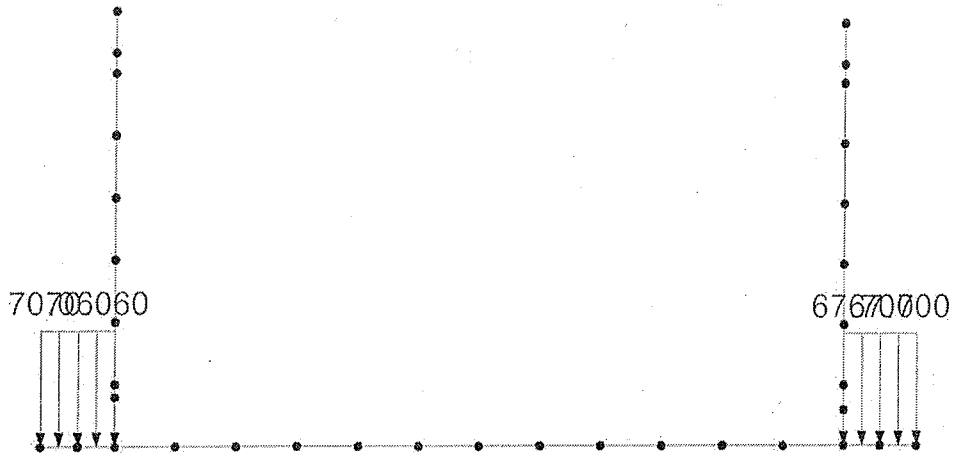
1) CASE1 - 구체자중(SW)



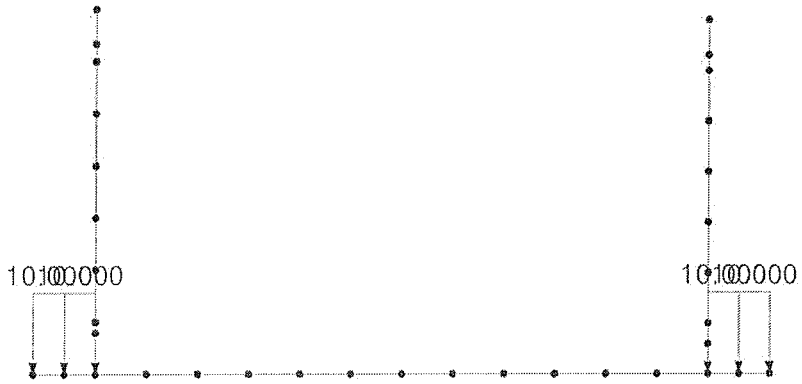
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



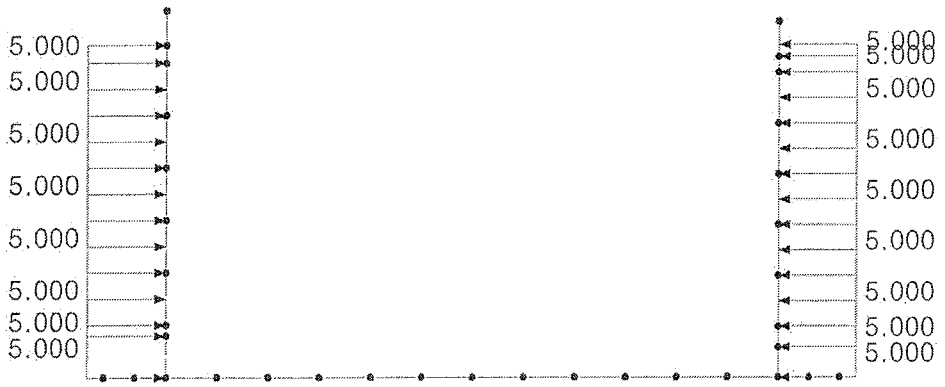
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



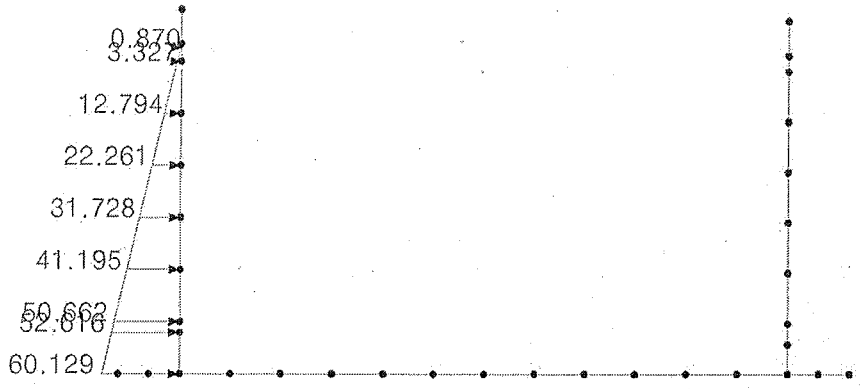
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



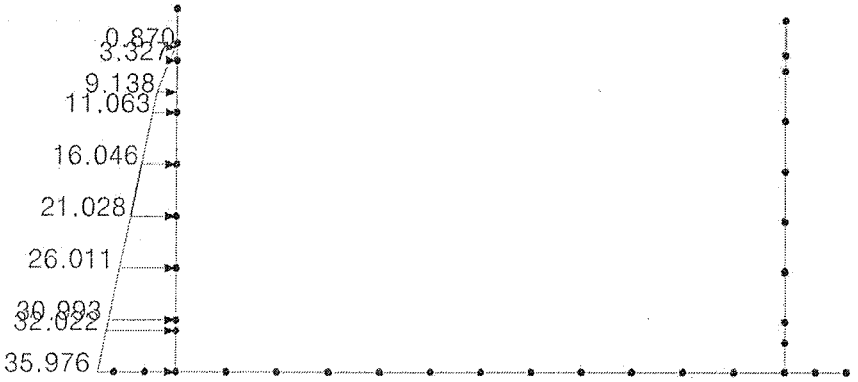
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



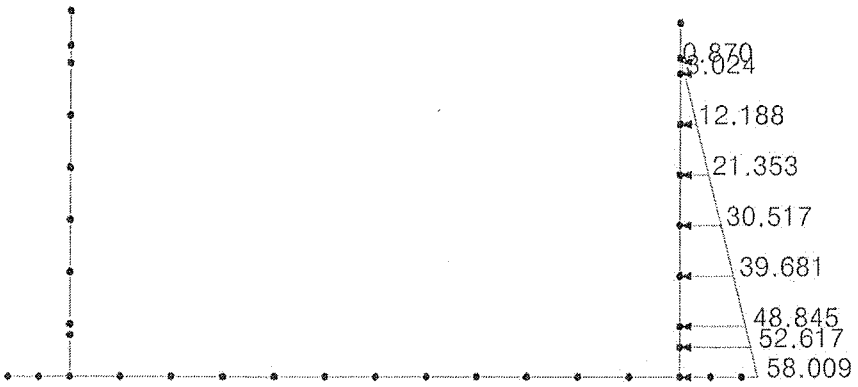
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



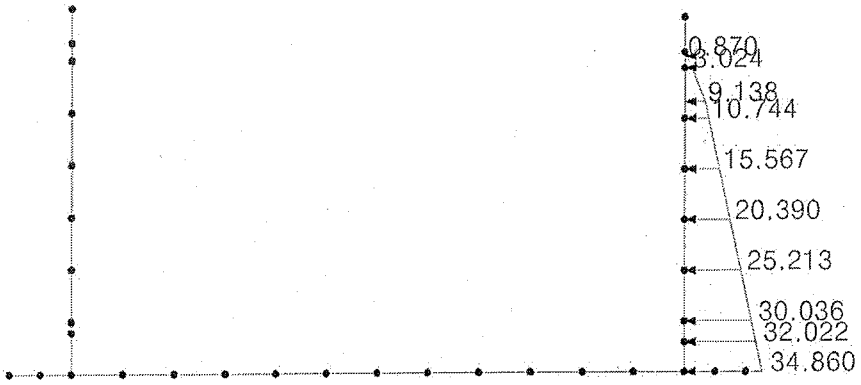
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



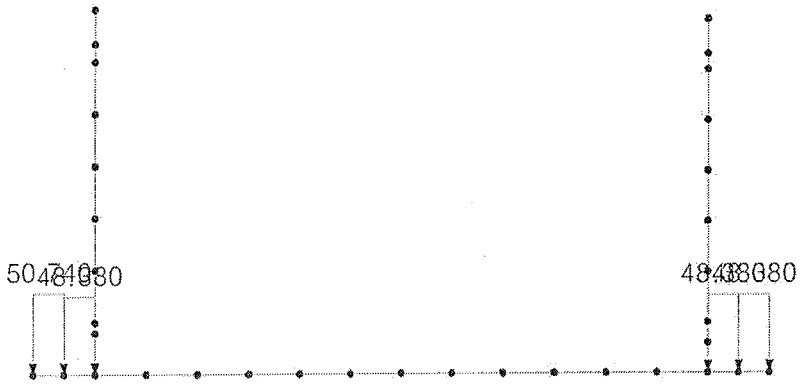
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



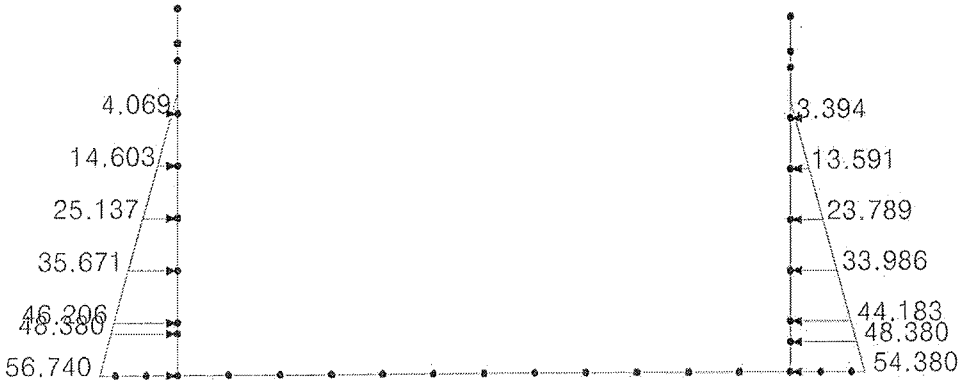
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



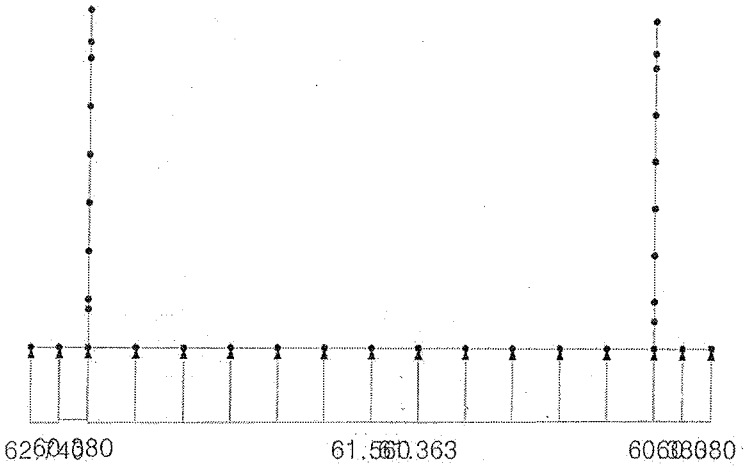
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



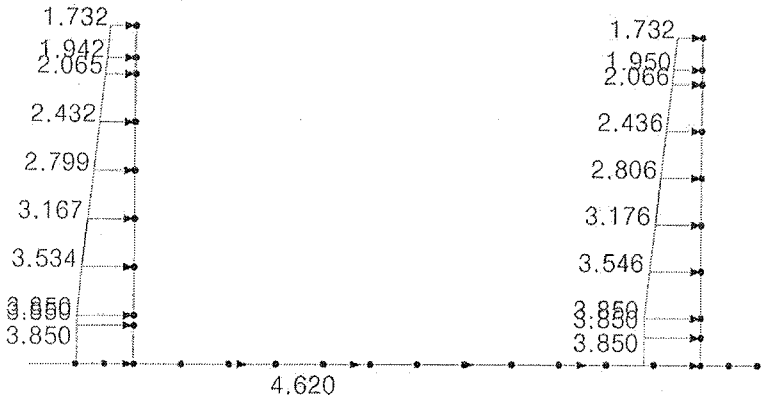
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



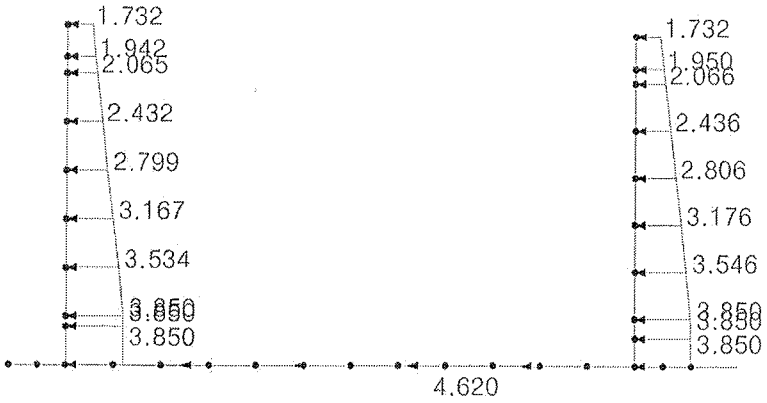
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



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	●

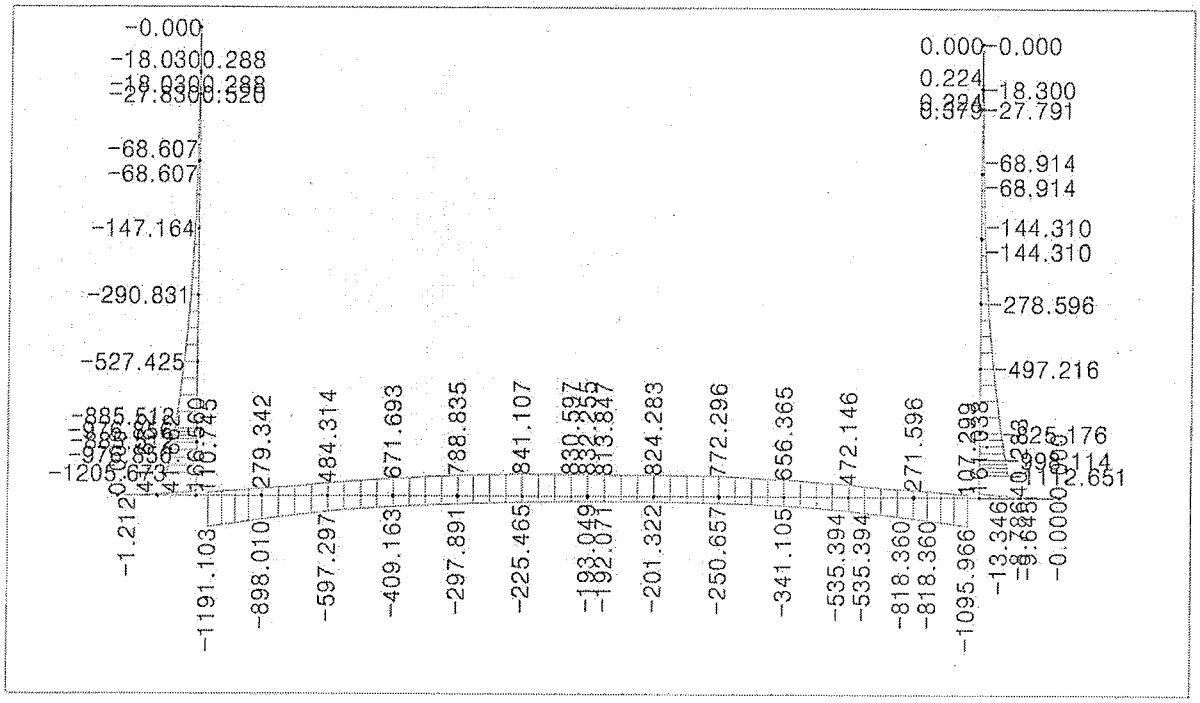
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

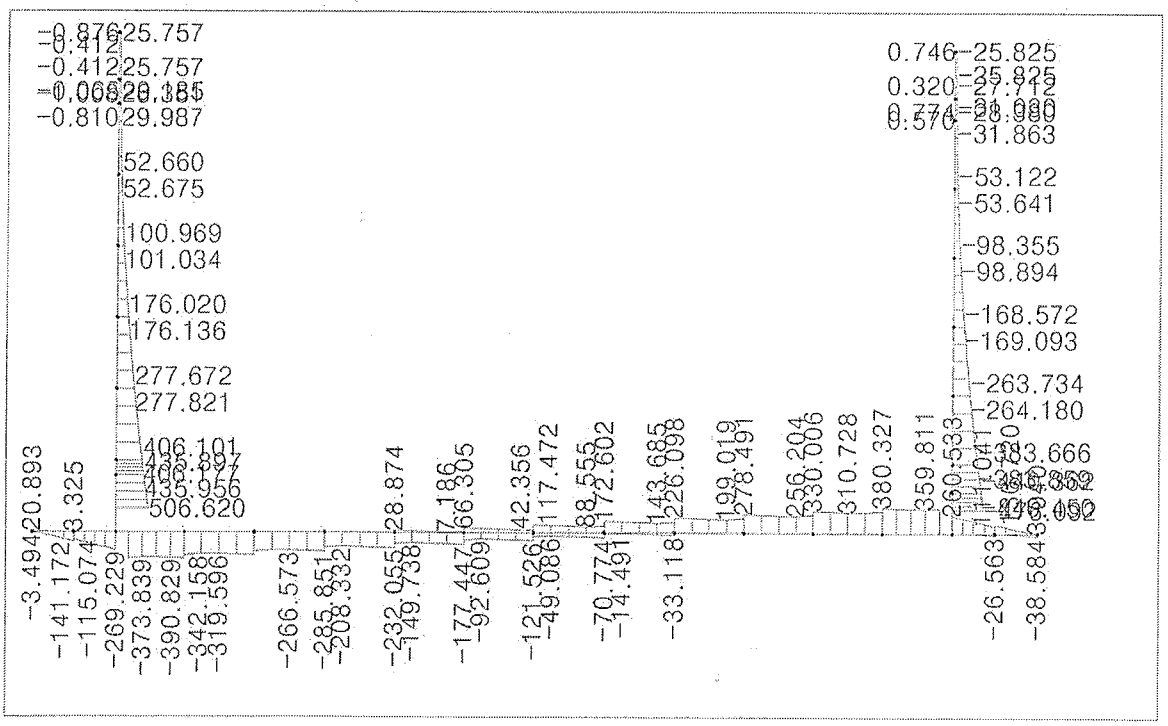
14. 단면력정리

14.1 상시

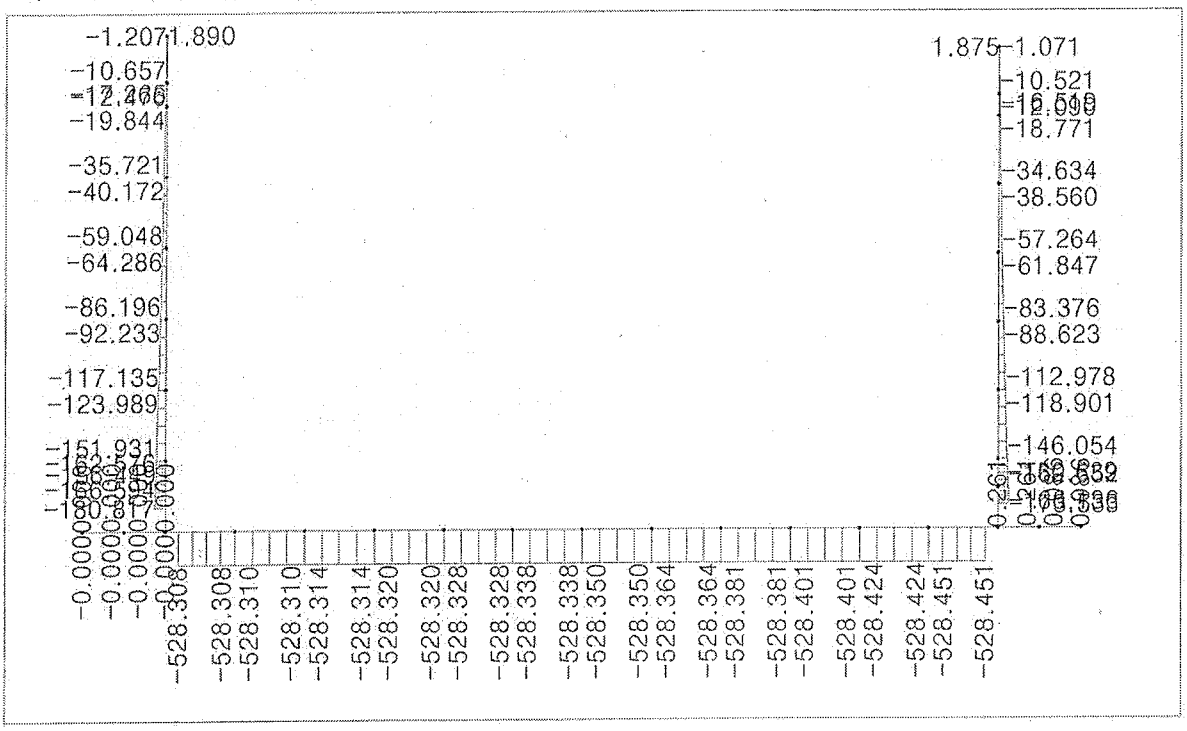
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



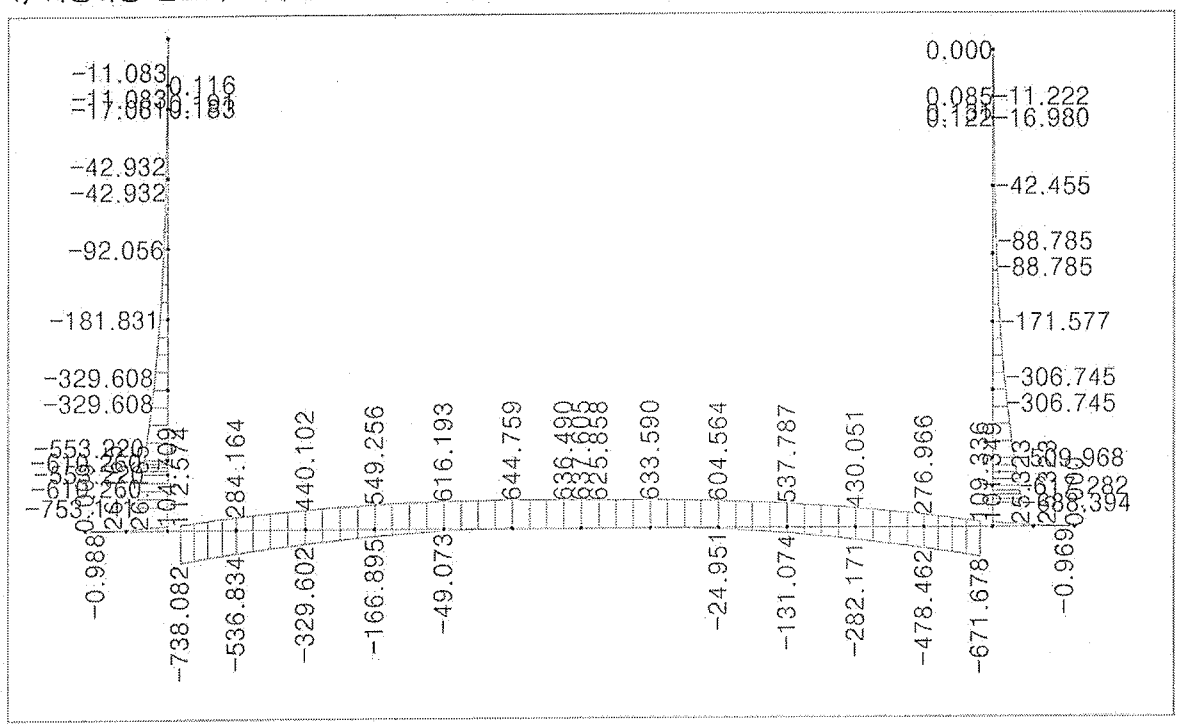
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

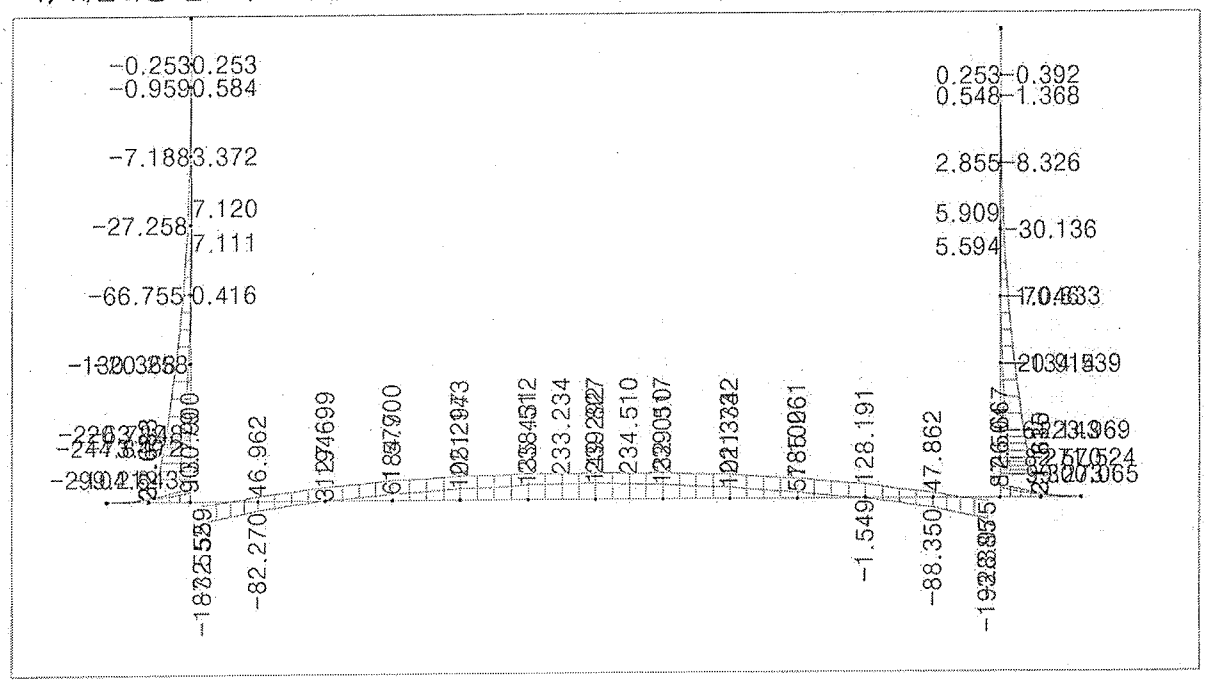


5) 단면력 정리

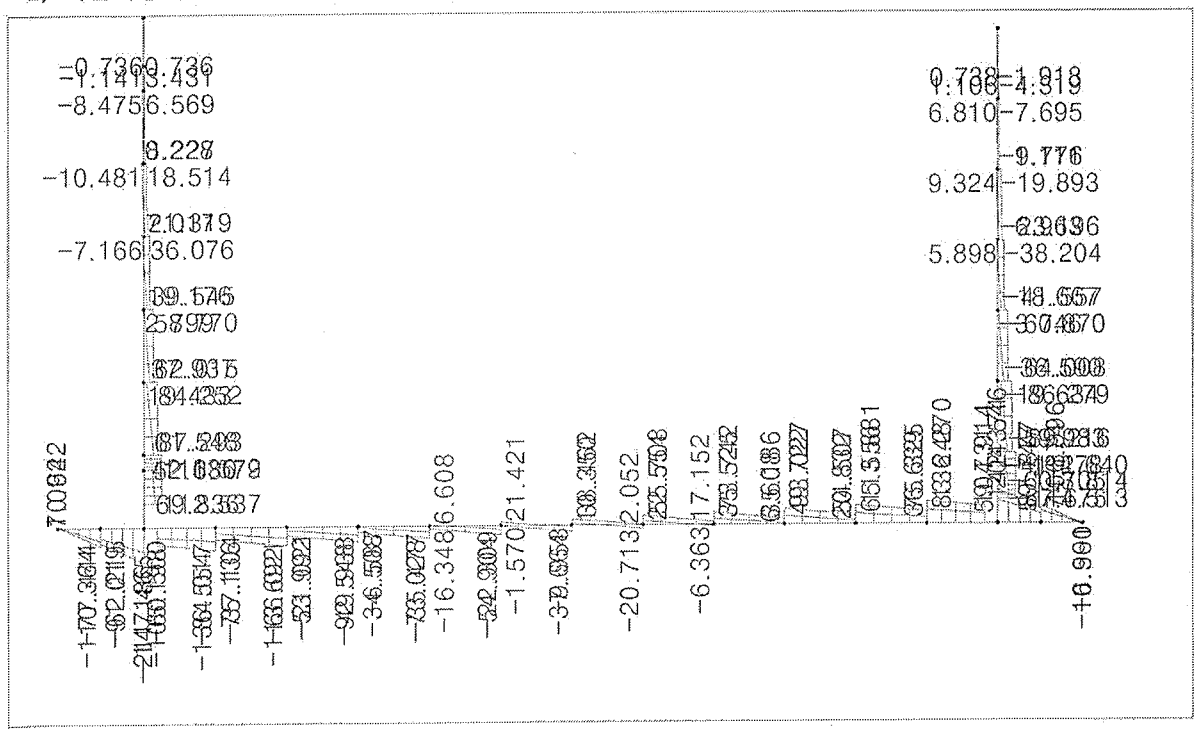
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	1191.10	319.72	528.31	738.08	1000.00	1200.00	
		중앙부	2	841.11	177.45	528.33	644.76	1000.00	1200.00	
		우측	3	1095.97	310.78	528.45	671.68	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	527.43	277.82	117.14	329.61	1000.00	859.57	
		하부	5	1205.67	387.47	180.82	753.14	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	497.22	264.18	118.90	306.75	1000.00	868.54	
		하부	7	1112.65	361.47	173.53	688.39	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	8	166.56	269.23	0.00	104.71	1000.00	1200.00	
		우측	9	161.04	260.53	0.26	101.35	1000.00	1200.00	

14.2 지진시(기능수행)

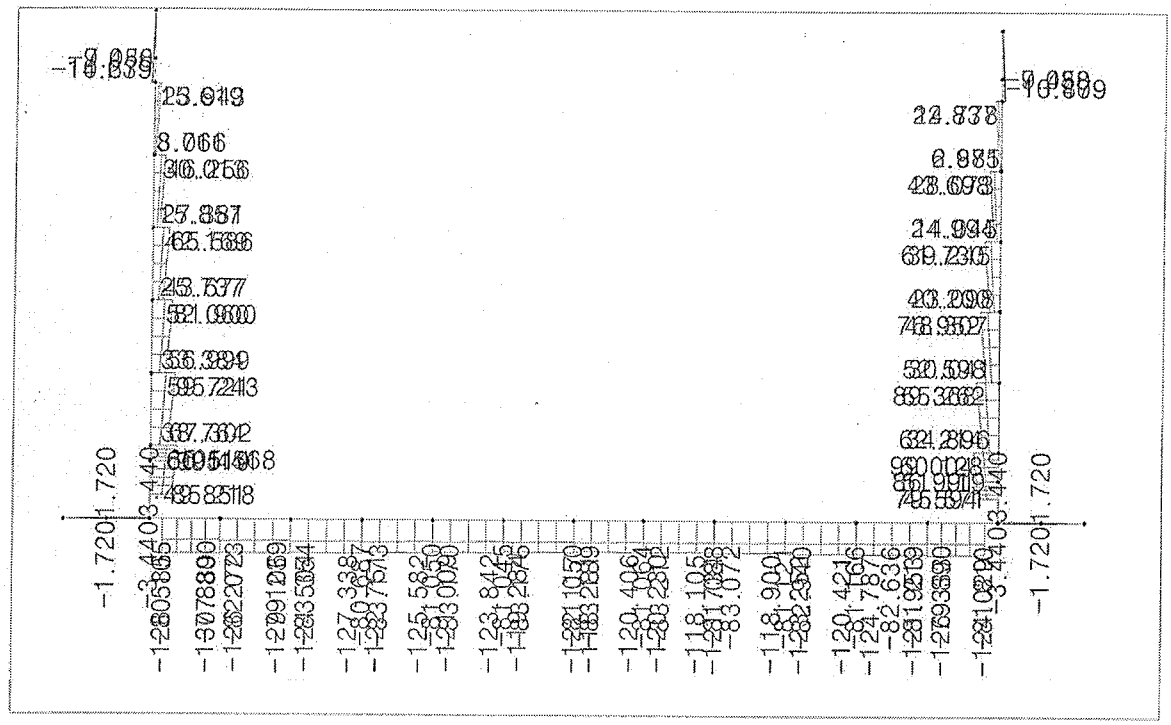
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

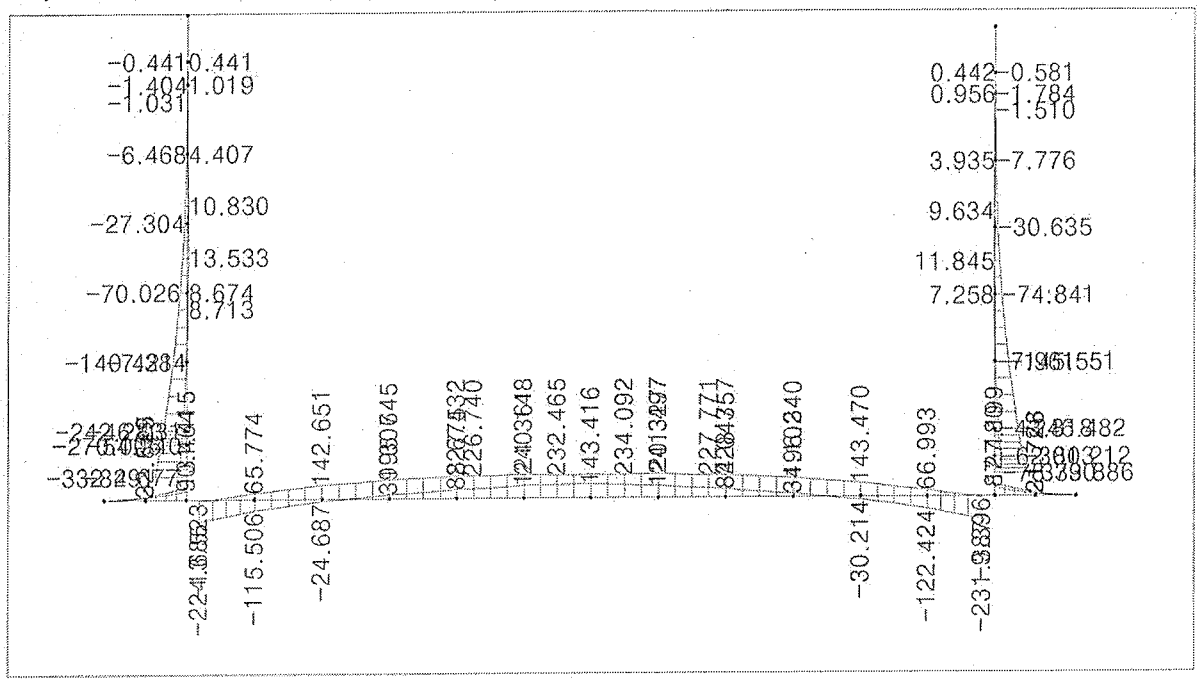


4) 단면력 정리

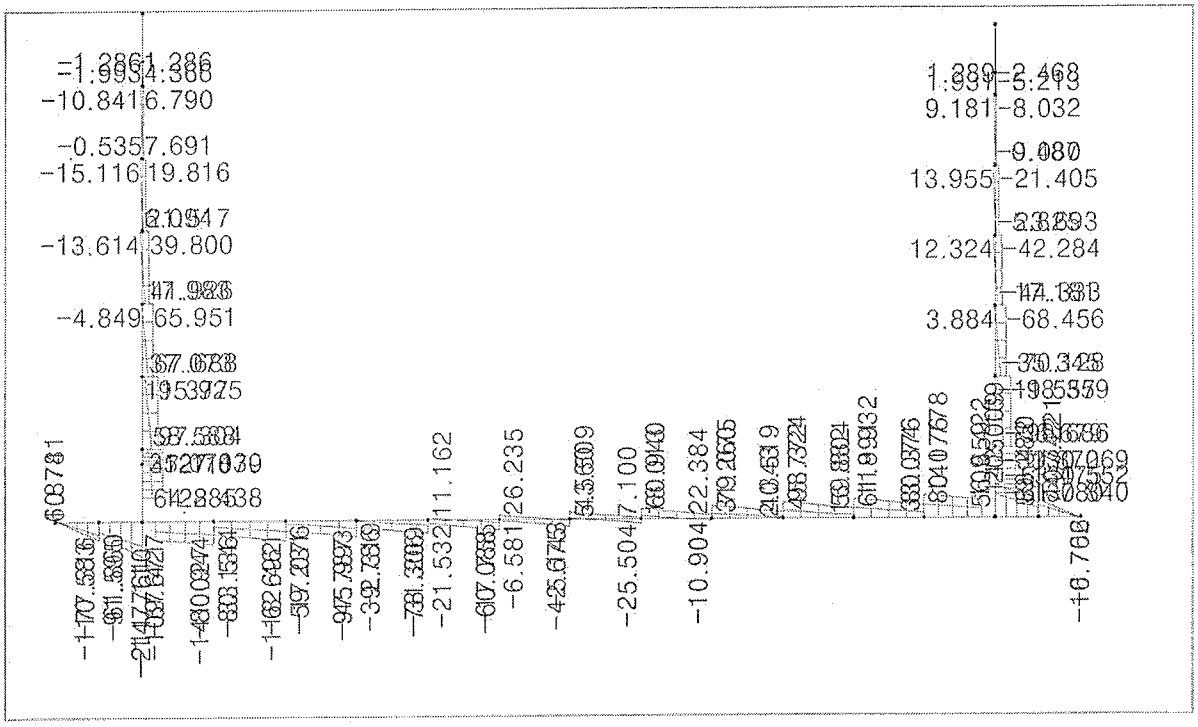
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	187.55	94.19	128.59	1000.00	1200.00	
		중앙부	2	238.51	54.90	123.84	1000.00	1200.00	
		우측	3	193.39	94.38	124.03	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	130.37	84.25	57.00	1000.00	859.57	
		하부	5	299.21	86.89	85.22	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	134.54	86.28	89.37	1000.00	868.54	
		하부	7	300.07	88.72	79.59	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	8	130.90	211.19	3.44	1000.00	1200.00	
		우측	9	126.67	204.55	3.44	1000.00	1200.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

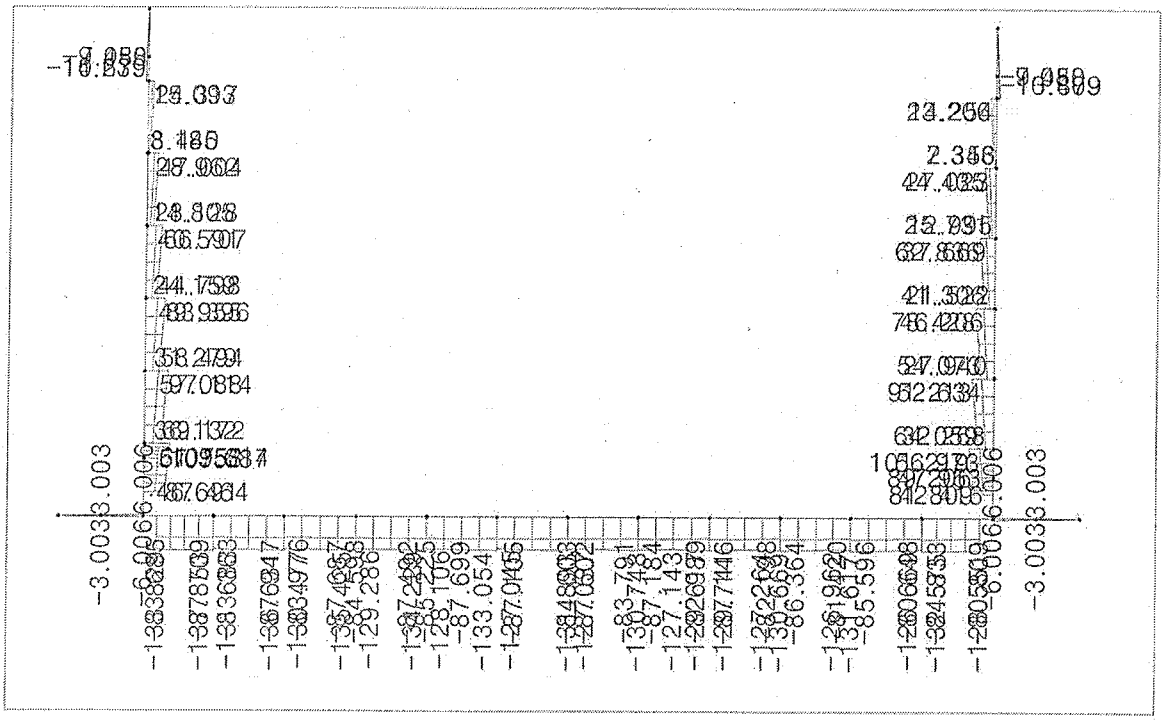
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	224.69	99.19	133.83	1000.00	1200.00	
		중앙부	2	240.15	60.09	133.05	1000.00	1200.00	
		우측	3	231.39	99.43	128.55	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	140.42	95.93	58.49	1000.00	859.57	
		하부	5	332.29	97.14	87.46	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	145.55	98.36	91.21	1000.00	868.54	
		하부	7	333.89	99.48	81.81	1000.00	1000.00	
부상 방지턱		좌측	8	131.42	211.76	6.01	1000.00	1200.00	
		우측	9	127.20	205.14	6.01	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	1경간	좌측	1	-1191.10	-	-224.69	-187.55	-1191.10	
		중앙부	2	841.11	-	240.15	238.51	841.11	
		우측	3	-1095.97	-	-231.39	-193.39	-1095.97	
좌측 벽체	1층	중앙부	4	-527.43	-	-140.42	-130.37	-527.43	
		하부	5	-1205.67	-	-332.29	-299.21	-1205.67	
우측 벽체	1층	중앙부	6	-497.22	-	-145.55	-134.54	-497.22	
		하부	7	-1112.65	-	-333.89	-300.07	-1112.65	
부상 방지턱		좌측	8	166.56	-	131.42	130.90	166.56	
		우측	9	161.04	-	127.20	126.67	161.04	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	1	-319.72	-	-99.19	-94.19	-319.72	
		중앙부	2	-177.45	-	-60.09	-54.90	-177.45	
		우측	3	310.78	-	99.43	94.38	310.78	
좌측 벽체	1층	중앙부	4	277.82	-	95.93	84.25	277.82	
		하부	5	387.47	-	97.14	86.89	387.47	
우측 벽체	1층	중앙부	6	-264.18	-	-98.36	-86.28	-264.18	
		하부	7	-361.47	-	-99.48	-88.72	-361.47	
부상 방지턱		좌측	8	-269.23	-	-211.76	-211.19	-269.23	
		우측	9	260.53	-	205.14	204.55	260.53	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1경간	좌측	1	-528.31	-	-133.83	-128.59	-528.31	
		중앙부	2	-528.33	-	-133.05	-123.84	-528.33	
		우측	3	-528.45	-	-128.55	-124.03	-528.45	
좌측 벽체	1층	중앙부	4	-117.14	-	58.49	57.00	-117.14	
		하부	5	-180.82	-	87.46	85.22	-180.82	
우측 벽체	1층	중앙부	6	-118.90	-	91.21	89.37	-118.90	
		하부	7	-173.53	-	81.81	79.59	-173.53	
부상 방지턱		좌측	8	0.00	-	-6.01	-3.44	-6.01	
		우측	9	0.26	-	-6.01	-3.44	-6.01	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-738.08	-	-	-	-738.08	
		중앙부	2	644.76	-	-	-	644.76	
		우측	3	-671.68	-	-	-	-671.68	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-329.61	-	-	-	-329.61	
		하부	5	-753.14	-	-	-	-753.14	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-306.75	-	-	-	-306.75	
		하부	7	-688.39	-	-	-	-688.39	
부상 방지턱		좌측	8	104.71	-	-	-	104.71	
		우측	9	101.35	-	-	-	101.35	

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	1191.10	1656.46	3269.45	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.39
		좌측(배수구단면)	1	1000	855	1009.48	1572.63	3605.06	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.28
		중앙부	2	1000	1120	841.11	1150.85	2248.11	H22 - 8.0EA	3096.80	1.37
		우측	3	1000	1100	1095.97	1656.46	3001.78	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.51
		우측(배수구단면)	3	1000	831	924.23	1236.07	3391.79	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.36
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	760	527.43	1124.44	2092.51	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.13
		하부	5	1000	900	1205.67	1343.90	4103.13	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.11
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	769	497.22	1138.45	1945.77	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	2.29
		하부	7	1000	900	1112.65	1343.90	3774.03	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.21
부상방지턱		좌측	8	1000	1120	166.56	300.64	438.89	H16 - 4.0EA	794.40	1.80
		우측	9	1000	1120	161.04	300.64	424.30	H16 - 4.0EA	794.40	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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	714.5	319.7	853.84	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		좌측(배수구단면)	1	555.3	378.4	988.65	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	2	727.5	177.4	869.37	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	3	714.5	310.8	853.84	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	3	539.8	368.6	960.90	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	493.4	277.8	589.59	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	5	584.6	387.5	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	499.2	264.2	596.55	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		하부	7	584.6	361.5	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
부상방지턱		좌측	8	727.5	269.2	727.46	-	-	-	-	-	O.K
		우측	9	727.5	260.5	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	1191.10	319.72

* 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 (1100.00 - 94.249) / 94.249 = 0.03201

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3269.452 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.406]

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 = 0.00418

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 (1100.00 - a/2) = 1656.455 kN.m

≥ Mu (= 1191.103 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.391]

* 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 (= 319.722 kN) , 전단보강 불필요.

【 단철근보 : 하부슬래브 좌측(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	955.0	855.0	100.0	1009.5	378.4

* 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 (855.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01877

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3605.057\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.594]

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 = 0.00672

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 (855.00 - a/2) = 1572.638 kN.m

≥ Mu (= 1009.482 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.558]

* 전단에 대한 검토 (d = 855.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 855.00 = 555.339 kN

≥ Vu (= 378.442 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1200.00	1120.00	80.00	841.11	177.45

* 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 (1120.00 - 63.500) / 63.500 = 0.04991

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2248.114 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.378]

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 = 0.00277

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) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (1120.00 - a/2) = 1150.846 kN.m

≥ Mu (= 841.107 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.368]

* 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 (= 177.447 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	1095.97	310.78

* 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 (1100.00 - 94.249) / 94.249 = 0.03201

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3001.776 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.531]

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 = 0.00418

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 (1100.00 - a/2) = 1656.455 kN.m

≥ Mu (= 1095.966 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.511]

* 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 (= 310.776 kN) , 전단보강 불필요.

【 단철근보 : 하부슬래브 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	931.0	831.0	100.0	924.2	368.5

* 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 (831.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01816

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3391.787 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.694]

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 = 0.00692

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 (831.00 - a/2) = 1525.748 kN.m

≥ Mu (= 924.229 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.651]

* 전단에 대한 검토 (d = 831.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 831.00 = 539.750 kN

≥ Vu (= 368.549 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	859.57	759.57	100.00	527.43	277.82

* 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 (759.57 - 94.249) / 94.249 = 0.02118

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2092.507 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.197]

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 = 0.00605

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 (759.57 - a/2) = 1124.441 kN.m

≥ Mu (= 527.425 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.132]

* 전단에 대한 검토 (d = 759.57 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 759.57 = 493.356 kN

≥ Vu (= 277.821 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	1000.00	900.00	100.00	1205.67	387.47

* 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 (900.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02565

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4103.125 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.120]

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 = 0.00511

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 (900.00 - a/2) = 1343.900 kN.m

≥ Mu (= 1205.673 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.115]

* 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 (= 387.469 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	868.54	768.54	100.00	497.22	264.18

* 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 (768.54 - 94.249) / 94.249 = 0.02146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1945.771 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.362]

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 = 0.00598

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 (768.54 - a/2) = 1138.450 kN.m

≥ Mu (= 497.216 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.290]

* 전단에 대한 검토 (d = 768.54 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 768.54 = 499.178 kN

≥ Vu (= 264.180 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	1112.65	361.47

* 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 (900.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02565

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3774.031 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.218]

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 = 0.00511

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 (900.00 - a/2) = 1343.900 kN.m

≥ Mu (= 1112.651 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.208]

* 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 (= 361.472 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	166.56	269.23

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 438.895\ mm^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.810]

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 (= 166.560 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.805]

* 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 (= 269.229 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	161.04	260.53

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 424.296 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.872]

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 (= 161.038 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.867]

* 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 (= 260.533 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 : 1경간(좌측)-배수구단면

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

= 1000 × 855 × 0.0020 = 1710.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1710.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 855 × 1000 = 1282.50 ㎟ (≤1800)

∴ 1282.50 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 1200 × 0.0020 = 2400.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

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 × 831 × 0.0020 = 1662.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1662.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 831 × 1000 = 1246.50 ㎟ (≤1800)

∴ 1246.50 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 836 × 0.0020 = 1671.94 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1671.941 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 836 x 1000 = 1254.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1254.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 959 × 0.0020 = 1918.51 ㎟

∴ 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 959 x 1000 = 1438.9 ㎟ (≤1800)
∴ 1438.9 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 893 × 0.0020 = 1786.18 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1786.180 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 893 x 1000 = 1339.6 ㎟ (≤1800)
∴ 1339.6 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

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'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]

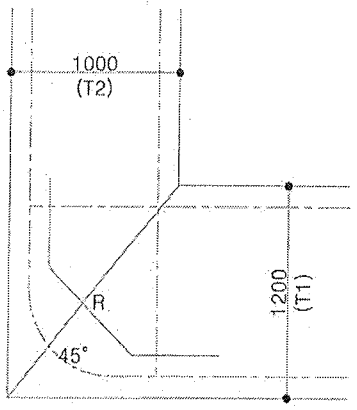
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 753.141 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 753.141 kN.m

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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 753.14 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 1.543 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 753.14 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 5357.214 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5357.214 mm² - 2026.800 mm²

= 3330.414 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 4EA , H22 - 4EA

∴ Total As = 3575.200 mm² > Req'd As (= 3330.414 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0013825 + \sqrt{(2 \times 0.0097 + (0.0097)^2)} = 0.130$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.130 / 3 = 0.957$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 112574440.000 / (1548.400 \times 1120.000 \times 0.957)$

  $= 67.849$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 67.849 \times 1548.400 = 105057.723$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0008635 + \sqrt{(2 \times 0.0060 + (0.0060)^2)} = 0.104$

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

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 112574440.000 / (794.400 \times 920.000 \times 0.965)$

  $= 159.568$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 159.568 \times 794.400 = 126760.868$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

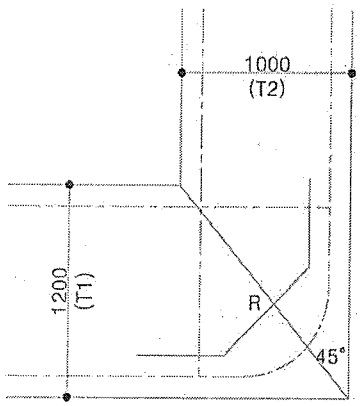
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(105057.723^2 + 126760.868^2)} / 180.0$

  $As = 914.652$ ㎟

  사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 688.394 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 688.394 kN.m

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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 688.39 \times 10^6}{1562.050^2 \times 1000} = 1.411 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 688.39 \times 10^6}{1562.050 \times 180} = 4896.655 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 4896.655 mm² - 2026.800 mm²

= 2869.855 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2869.855 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0013825 + \sqrt{(2 \times 0.0097 + (0.0097)^2)} = 0.130$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.130 / 3 = 0.957$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 109336319.000 / (1548.400 \times 1120.000 \times 0.957)$

  $= 65.898$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 65.898 \times 1548.400 = 102035.814$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0008635 + \sqrt{(2 \times 0.0060 + (0.0060)^2)} = 0.104$

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

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 109336319.000 / (794.400 \times 920.000 \times 0.965)$

  $= 154.978$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 154.978 \times 794.400 = 123114.685$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(102035.814^2 + 123114.685^2)} / 180.0$

  $As = 888.342$ ㎟

  사용철근량 : H19 @ 500, 2EA = 1146.000 ㎟ ∴ 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	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	287.157	O.K	2.297
		좌측(배수구 단면)	2	955	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	249.500	O.K	1.996
		중앙부	3	1120	H22 - 8.0EA	125	225.944	O.K	1.808
		우측	4	1100	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	336.678	O.K	2.693
		우측(배수구 단면)	5	931	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	287.800	O.K	2.302
좌측벽체	1층	중앙부	6	760	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	550.386	O.K	4.403
		하부	7	900	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	185.056	O.K	1.480
우측벽체	1층	중앙부	8	769	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	617.412	O.K	4.939
		하부	9	900	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	222.566	O.K	1.781
부상방지턱		좌측	10	1120	H16 - 4.0EA	250	468.004	O.K	1.872
		우측	11	1120	H16 - 4.0EA	250	489.485	O.K	1.958

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 738.082 x 1000000 / [4596.400 x (1100.000 - 235.817/3)]
= 157.215 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x4596.400)]
= 235.817 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 / 157.21) - 2.5 x 85.50 = 287.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.21) = 400.73 mm
Sa는 작은 값인 287.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 287.16 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 614.787 x 1000000 / [4596.400 x (855.000 - 204.583/3)]
= 169.996 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x855.0/(7x4596.400)]
= 204.583 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 170.00) - 2.5 x 85.50 = 249.50 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 170.00) = 370.60 mm
Sa는 작은 값인 249.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 249.50 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 644.759 x 1000000 / [3096.800 x (1120.000 - 199.744/3)]
= 197.644 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x3096.800)]
= 199.744 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 / 197.64) - 2.5 x 69.00 = 225.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 197.64) = 318.76 mm

Sa는 작은 값인 225.94 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 225.94 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 671.678 x 1000000 / [4596.400 x (1100.000 - 235.817/3)]
= 143.070 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1100.0/(7x4596.400)]
= 235.817 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 / 143.07) - 2.5 x 85.50 = 336.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 143.07) = 440.34 mm

Sa는 작은 값인 336.68 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 336.68 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 551.318 x 1000000 / [4596.400 x (831.000 - 201.298/3)]
= 157.017 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x831.0/(7x4596.400)]
= 201.298 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.02) - 2.5 x 85.50 = 287.79 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.02) = 401.23 mm
Sa는 작은 값인 287.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 287.79 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 329.608 x 1000000 / [4596.400 x (759.571 - 191.238/3)]
= 103.058 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x759.6/(7x4596.400)]
= 191.238 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 / 103.06) - 2.5 x 85.50 = 550.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.06) = 611.31 mm
Sa는 작은 값인 550.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 550.39 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 753.141 x 1000000 / [4596.400 x (900.000 - 210.621/3)]
= 197.464 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4596.400)]
= 210.621 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 / 197.46) - 2.5 x 85.50 = 185.06 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 197.46) = 319.04 mm
Sa는 작은 값인 185.06 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 185.06 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 306.745 x 1000000 / [4596.400 x (768.535 - 192.525/3)]
= 94.747 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x768.5/(7x4596.400)]
= 192.525 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 / 94.75) - 2.5 x 85.50 = 617.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 94.75) = 664.93 mm
Sa는 작은 값인 617.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 617.41 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 688.394 x 1000000 / [4596.400 x (900.000 - 210.621/3)]
= 180.488 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x4596.400)]
= 210.621 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 / 180.49) - 2.5 x 85.50 = 222.57 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 180.49) = 349.05 mm

Sa는 작은 값인 222.57 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 222.57 mm) ∴ O.K

8) 부상방지턱 좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 104.709 x 1000000 / [794.400 x (1120.000 - 106.185/3)]
= 121.527 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 / 121.53) - 2.5 x 72.00 = 468.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 121.53) = 518.40 mm

Sa는 작은 값인 468.00 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 468.00 mm) ∴ O.K

9) 부상방지턱 우측

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 101.349 \times 1000000 / [794.400 \times (1120.000 - 106.185/3)]$

$= 117.628$ MPa

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

$= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x1120.0/(7x794.400)]}$

$= 106.185$ 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)

S_{min} : $375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 117.63) - 2.5 \times 72.00 = 489.49$ mm

$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 117.63) = 535.59$ mm

Sa는 작은 값인 489.49 mm 를 적용

$S = 1000.00 / 4.0$ EA $= 250.00 \leq Sa (= 489.49$ mm) $\therefore$ O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

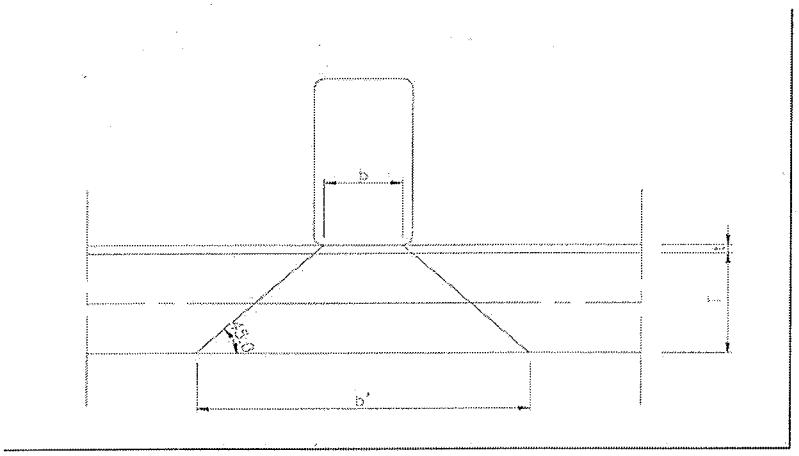
1) 고정하중

- 구체자중 = (695.155 + 266.870) / 15.450 = 62.267 kN/m²

- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

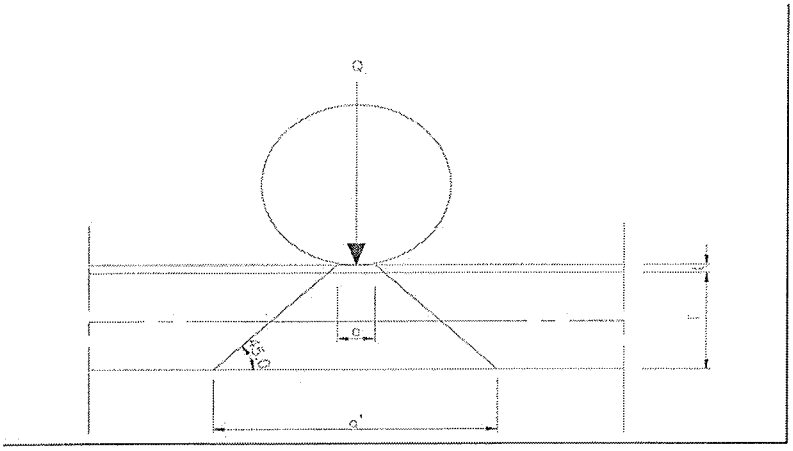


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

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

$Qmax = 62.27 + 1.84 + 11.37$

$= 75.474 \ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 584.60 \ kN/m^2 \geq Qmax = 75.474 \ kN/m^2$ ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	13.450	×	1.200	×	25.000				=	403.500	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	6.656	×	25.000	×	2		=	149.760	kN/m
	:	0.550	×	5.956	×	25.000	/	2	× 2	=	81.895	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.250	×	0.080	×	23.000				=	18.860	kN/m
- 전단키	:	0.800	×	1.000	×	25.000	×	2		=	40.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.800	×	1.000	×	19.000	×	2		=	30.400	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.800	×	4.956	×	10.000	×	2		=	79.296	kN/m
- 수직수압	:	0.800	×	4.956	×	10.000	×	2		=	79.296	kN/m
									∴ Σ	=	893.007	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 3.458$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 4.956 \times 19.000 + 4.956^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 78.972$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 78.972 = 82.430$ kN/m

(3) 저항력

$R = 893.007 + 82.430 = 975.437$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 15.050 \times 6.156 \times 10.000$

$= 926.478$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 975.437 / 926.478$

$= 1.053 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -13.7 m (보링주상도 NBB-6 참조)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	13.450	×	1.200	×	25.000				=	403.500	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	6.656	×	25.000	×	2		=	149.760	kN/m
	:	0.550	×	5.956	×	25.000	/	2	× 2	=	81.895	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.250	×	0.080	×	23.000				=	18.860	kN/m
- 전단키	:	0.800	×	1.000	×	25.000	×	2		=	40.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.800	×	13.700	×	19.000	×	2		=	416.480	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.800	×	-7.744	×	10.000	×	2		=	-123.904	kN/m
- 수직수압	:	0.800	×	-7.744	×	10.000	×	2		=	-123.904	kN/m
									∴ Σ	=	872.687	kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 13.700^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 648.979$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 13.700 \times -7.744 \times 19.000 + -7.744^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -624.542$ kN/m

∴ $\Sigma = 648.979 + -624.542 = 24.437$ kN/m

(3) 저항력

$R = 872.687 + 24.437 = 897.124$ 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

$$H = \frac{443.500}{15.050 \times 10.000 \times 1.100} = 2.679 \text{ m}$$

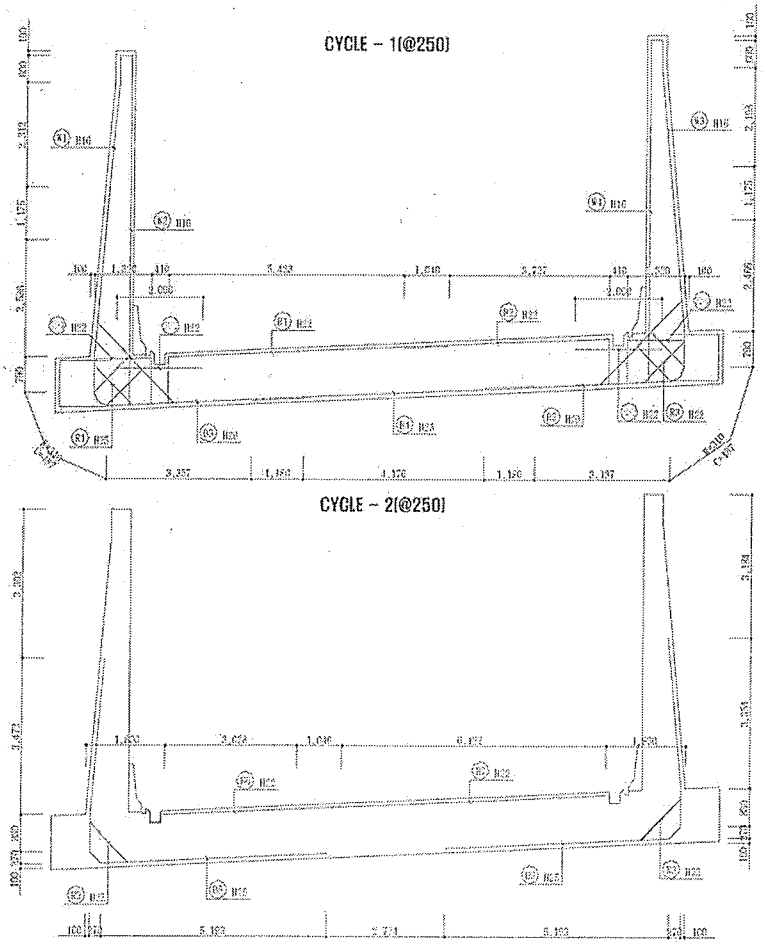
∴ 구조물 저면으로 부터 2.679 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{685.155}{15.050 \times 10.000 \times 1.100} = 4.139 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.139 m 이하유지

20. 주철근 조립도

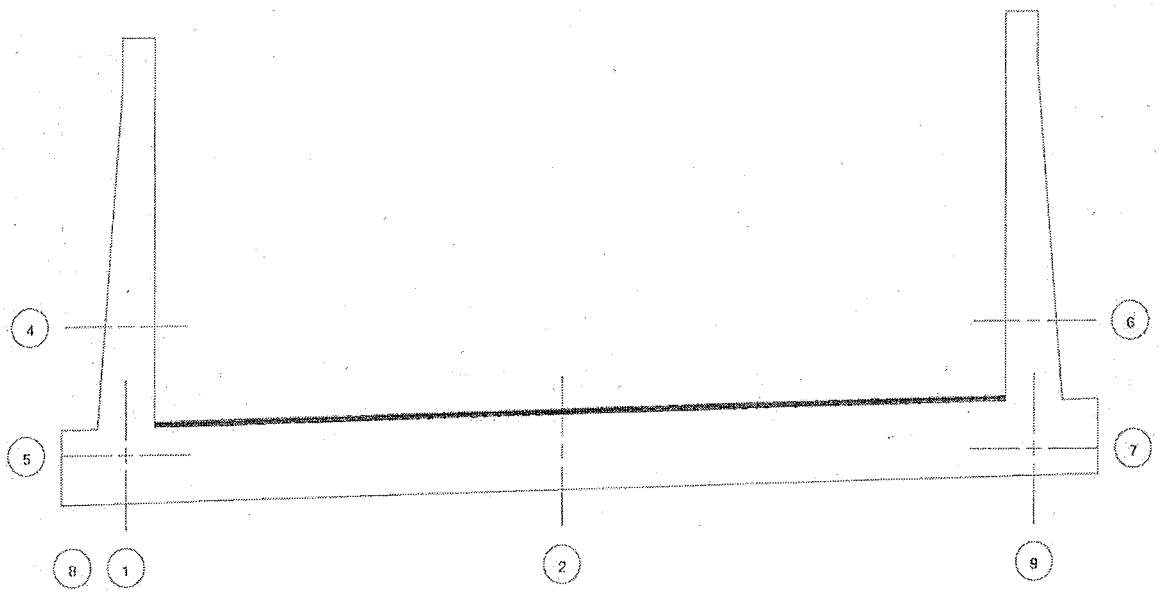


U2

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	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	900	578.10	802.98	1925.12	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.39
		좌측(배수구 단면)	2	1000	741	448.03	565.71	2116.7	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.4	1.26
		중앙부	3	1000	920	425.95	595.80	1379.78	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	1.40
		우측	4	1000	900	571.67	802.98	1903.27	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.40
		우측(배수구 단면)	5	1000	728	448.03	553.80	2163.3	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.4	1.24
좌측벽체	1층	중앙부	6	1000	604	255.47	532.26	1266.12	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	2.08
		하부	7	1000	700	568.37	619.76	2463.67	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.09
우측벽체	1층	중앙부	8	1000	607	253.62	534.91	1250.58	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	2.11
		하부	9	1000	700	562.25	619.76	2436.29	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.10
부상방지턱		좌측	10	1000	920	62.19	246.62	199.20	H16 - 4.0EA	794.40	3.97
		우측	11	1000	920	61.89	246.62	198.23	H16 - 4.0EA	794.40	3.98

■ 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	1500.0	1986.0	O.K
		좌측(배수구단면)	2	1482.0	1986.0	O.K	1111.5	1986.0	O.K
		중앙부	3	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		우측	4	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		우측(배수구단면)	5	1456.0	1986.0	O.K	1092.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	6	1388.1	1986.0	O.K	1041.0	1986.0	O.K
		하부	7	1545.5	1986.0	O.K	1159.1	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	8	1435.8	1986.0	O.K	1076.8	1986.0	O.K
		하부	9	1592.9	1986.0	O.K	1194.7	1986.0	O.K
부상 방지턱		좌측	10	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		우측	11	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	584.6	197.8	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		좌측(배수구단면)	2	416.3	155.5	741.20	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	3	597.6	56.6	714.12	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	4	584.6	196.7	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	5	407.9	155.5	726.17	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	6	392.6	158.8	545.80	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	454.7	216.2	632.04	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	8	394.5	157.7	548.41	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	454.7	214.1	632.04	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
부상 방지턱		좌측	10	597.6	151.6	597.56	-	-	-	-	-	O.K
		우측	11	597.6	150.9	597.56	-	-	-	-	-	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	900	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	279.712	O.K	2.238
		좌측(배수구 단면)	2	741	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	246.810	O.K	1.974
		중앙부	3	920	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	208.270	O.K	1.666
		우측	4	900	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	285.890	O.K	2.287
		우측(배수구 단면)	5	728	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	208.270	O.K	1.666
좌측벽체	1층	중앙부	4	604	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	528.276	O.K	4.226
		하부	5	700	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	169.556	O.K	1.356
우측벽체	1층	중앙부	6	607	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	538.423	O.K	4.307
		하부	7	700	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	174.180	O.K	1.393
부상방지턱		좌측	8	920	H16 - 4.0EA	250	1133.418	O.K	4.534
		우측	9	920	H16 - 4.0EA	250	1138.728	O.K	4.555

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp A U type (내공 : 11.85M × 5.197M, 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)

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

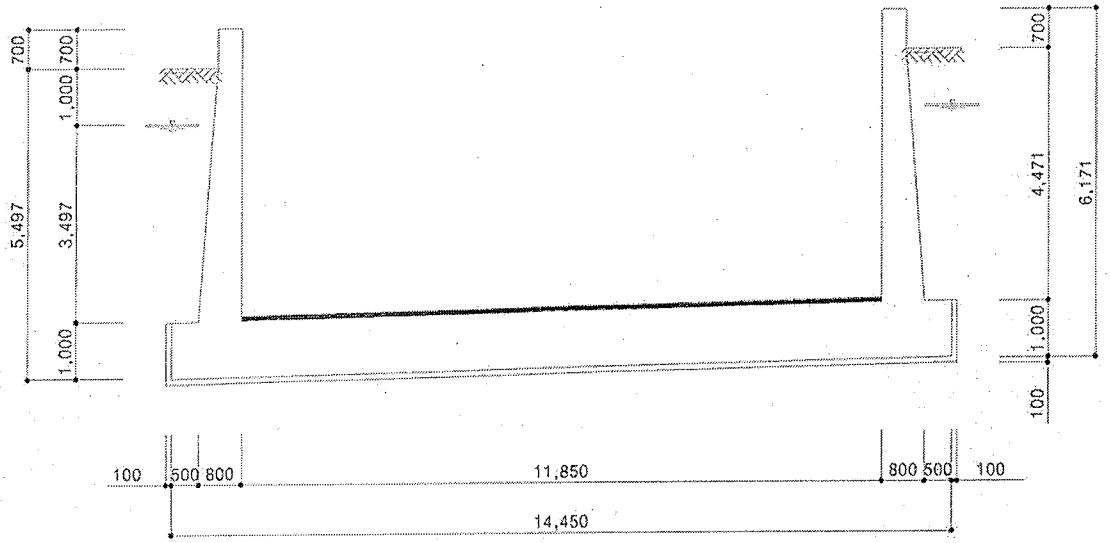
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
3,497
5,497
1,000
700
4,471
6,171
1,000
100
100
500
800
11,850
800
500
100
14,450

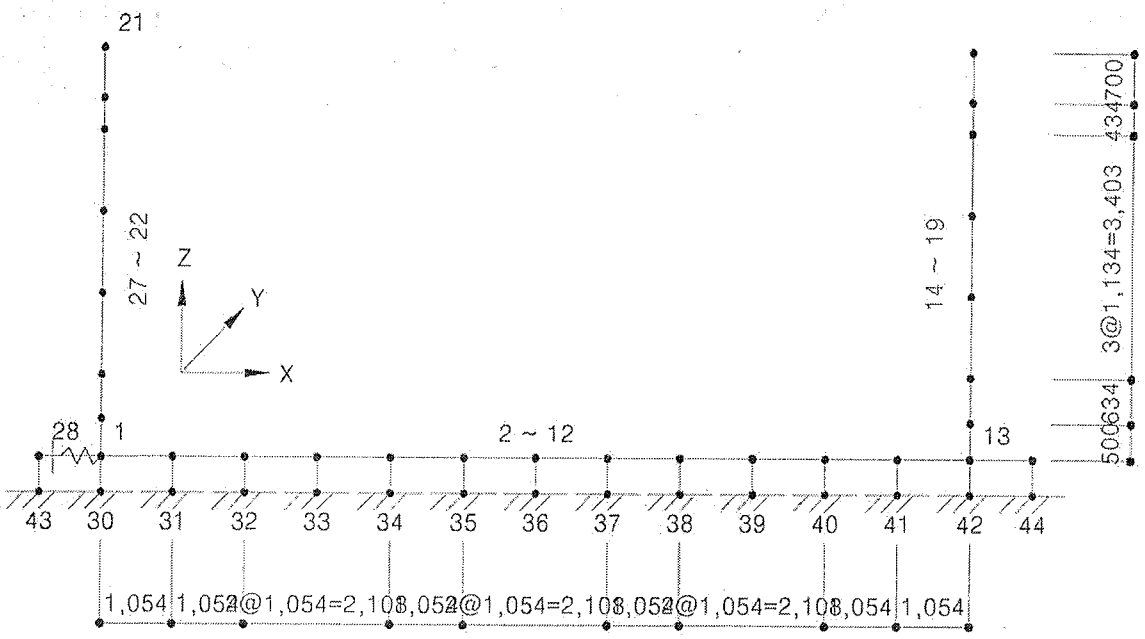
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

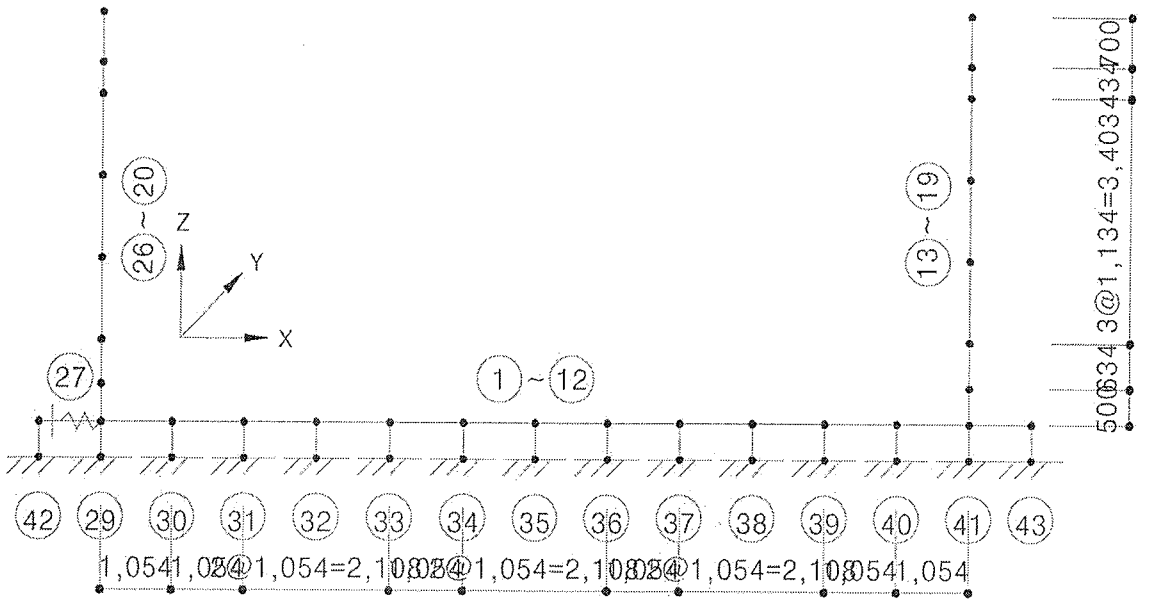
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~12.27~28
8	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	19~20

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	13
3	0.788 × 1.000	= 0.788	0.04080	14
4	0.739 × 1.000	= 0.739	0.03360	15
5	0.651 × 1.000	= 0.651	0.02294	16
6	0.562 × 1.000	= 0.562	0.01481	17
7	0.474 × 1.000	= 0.474	0.00887	18
9	0.472 × 1.000	= 0.472	0.00878	23
10	0.561 × 1.000	= 0.561	0.01471	24
11	0.650 × 1.000	= 0.650	0.02285	25
12	0.738 × 1.000	= 0.738	0.03355	26
13	0.786 × 1.000	= 0.786	0.04048	27

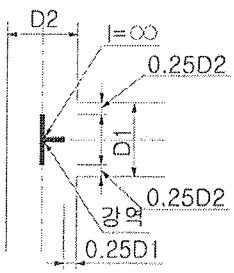
NO	Section(Tapper)	부 재
14	SEC 2 ~ 3	13
15	SEC 3 ~ 4	14
16	SEC 4 ~ 5	15
17	SEC 5 ~ 6	16
18	SEC 6 ~ 7	17
19	SEC 7 ~ 8	18
20	SEC 8 ~ 9	21
21	SEC 9 ~ 10	22
22	SEC 10 ~ 11	23
23	SEC 11 ~ 12	24
24	SEC 12 ~ 13	25
25	SEC 13 ~ 2	26

3) 단면좌표

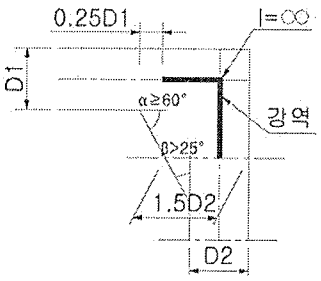
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.900	0.500	23	0.900	5.058
2	1.954	0.500	24	0.900	3.918
3	3.008	0.500	25	0.900	2.779
4	4.063	0.500	26	0.900	1.639
5	5.117	0.500	27	0.900	1.026
6	6.171	0.500	28	0.000	0.500
7	7.225	0.500	29	14.450	0.500
8	8.279	0.500	30	0.900	0.000
9	9.333	0.500	31	1.954	0.000
10	10.388	0.500	32	3.008	0.000
11	11.442	0.500	33	4.063	0.000
12	12.496	0.500	34	5.117	0.000
13	13.550	0.500	35	6.171	0.000
14	13.550	1.000	36	7.225	0.000
15	13.550	1.634	37	8.279	0.000
16	13.550	2.768	38	9.333	0.000
17	13.550	3.903	39	10.388	0.000
18	13.550	5.037	40	11.442	0.000
19	13.550	5.471	41	12.496	0.000
20	13.550	6.171	42	13.550	0.000
21	0.900	6.197	43	0.000	0.000
22	0.900	5.497	44	14.450	0.000

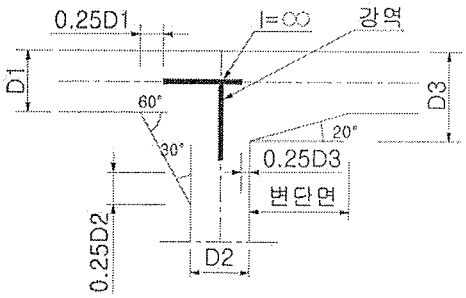
4) 강역설정



(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 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

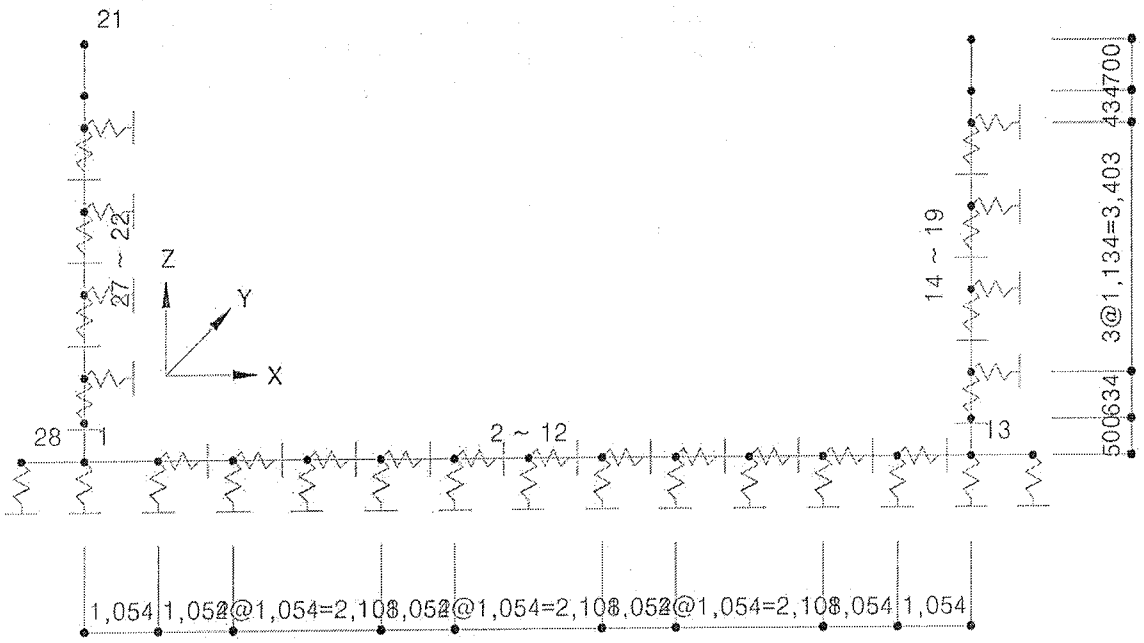
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

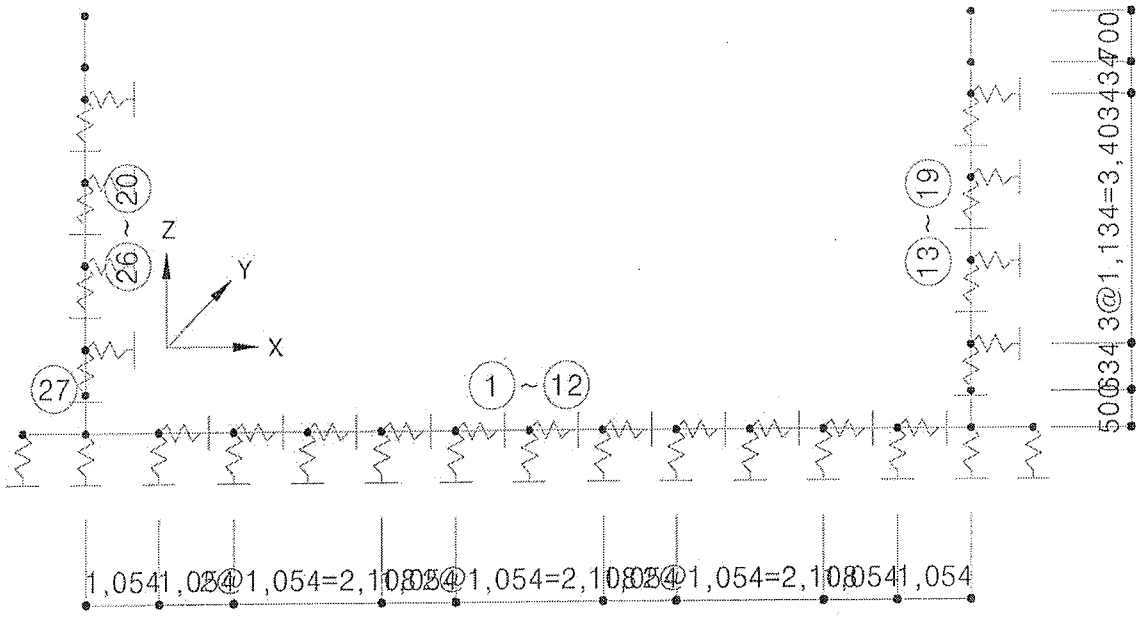
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~12,27~28
8	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	19~20

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	13
3	0.788 × 1.000	= 0.788	0.04080	14
4	0.739 × 1.000	= 0.739	0.03360	15
5	0.651 × 1.000	= 0.651	0.02294	16
6	0.562 × 1.000	= 0.562	0.01481	17
7	0.474 × 1.000	= 0.474	0.00887	18
9	0.472 × 1.000	= 0.472	0.00878	23
10	0.561 × 1.000	= 0.561	0.01471	24
11	0.650 × 1.000	= 0.650	0.02285	25
12	0.738 × 1.000	= 0.738	0.03355	26
13	0.786 × 1.000	= 0.786	0.04048	27

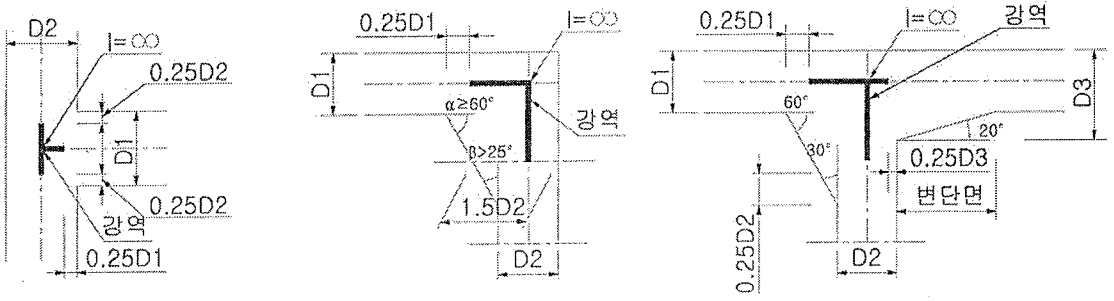
NO	Section(Tapper)	부 재
14	SEC 2 ~ 3	13
15	SEC 3 ~ 4	14
16	SEC 4 ~ 5	15
17	SEC 5 ~ 6	16
18	SEC 6 ~ 7	17
19	SEC 7 ~ 8	18
20	SEC 8 ~ 9	21
21	SEC 9 ~ 10	22
22	SEC 10 ~ 11	23
23	SEC 11 ~ 12	24
24	SEC 12 ~ 13	25
25	SEC 13 ~ 2	26

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.900	0.000	16	13.550	2.268
2	1.954	0.000	17	13.550	3.403
3	3.008	0.000	18	13.550	4.537
4	4.063	0.000	19	13.550	4.971
5	5.117	0.000	20	13.550	5.671
6	6.171	0.000	21	0.900	5.697
7	7.225	0.000	22	0.900	4.997
8	8.279	0.000	23	0.900	4.558
9	9.333	0.000	24	0.900	3.418
10	10.388	0.000	25	0.900	2.279
11	11.442	0.000	26	0.900	1.139
12	12.496	0.000	27	0.900	0.526
13	13.550	0.000	28	0.000	0.000
14	13.550	0.500	29	14.450	0.000
15	13.550	1.134			

8) 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 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1000 = 150 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 800 = 300 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B = √(14.450 × 14.450) = 14.45 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (14.450 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5104.60 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.054/2) = 4988 kN/m	1,13
Kv2	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 5381 kN/m	2~12
Kv3	Kv x (0.000/2 + 0.450/2) = 1149 kN/m	28,29
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

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 × B) = √(14.450 × 14.450) = 14.450 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (14.450 / 0.3)$^{-3/4}$ = 10209.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 10209.560 = 3403.19 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(5.497 × 5.497) = 5.497 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (5.497 / 0.3)$^{-3/4}$ = 21077.22 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 21077.220 = 7025.74 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(5.497 × 5.497) = 5.497 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (5.497 / 0.3)$^{-3/4}$ = 21077.22 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 21077.220 = 7025.74 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(5.497 × 5.497) = 5.497 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (5.497 / 0.3)$^{-3/4}$ = 21077.22 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 21077.220 = 7025.74 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.134/2 + 1.134/2) = 23906 kN/m	15~18
Kss1	Kss x (1.134/2 + 1.134/2) = 7969 kN/m	
Kh2	Kh x (1.139/2 + 1.139/2) = 24015 kN/m	23~26
Kss2	Kss x (1.139/2 + 1.139/2) = 8005 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.054/2 + 1.054/2) = 10763 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.054/2 + 1.054/2) = 3588 kN/m	
Kv2	Kv x (0.000/2 + 0.450/2) = 2297 kN/m	28,29
Ksb2	Ksb x (0.000/2 + 0.450/2) = 766 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.900/2 + 1.054/2) = 9976 kN/m	1,13
Ksb1	Kh x (1.139/2 + 1.139/2) = 24015 kN/m	

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)-좌측

- ASPHALT 포장하중	: 0.080 × 23.00	= 1.840	kN/m²
- 토사	: 4.417 × 19.00	= 83.923	kN/m²
	∴ Total We1	= 85.763	kN/m²

② 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 없을 경우)-우측

- ASPHALT 포장하중	: 0.080 × 23.00	= 1.840	kN/m²
- 토사	: 4.391 × 19.00	= 83.429	kN/m²
	∴ Total We1	= 85.269	kN/m²

③ 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)-좌측

- ASPHALT 포장하중	: 0.080 × 23.00	= 1.840	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.920 × 19.00	= 17.480	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.497 × 10.00	= 34.970	kN/m²
	∴ Total We2	= 54.290	kN/m²

④ 부상방지턱에 작용하는 고정하중 (지하수가 있을경우)-우측

- ASPHALT 포장하중	: 0.080 × 23.00	= 1.840	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.920 × 19.00	= 17.480	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 3.471 × 10.00	= 34.710	kN/m²
	∴ Total We2	= 54.030	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 = 0.080 × 23.000 × 0.500 = 0.920 kN/m²

Wh2 = 0.920 + 0.359 × 19.000 × 0.500 = 4.334 kN/m²

Wh3 = 4.334 + 1.139 × 19.000 × 0.500 = 15.159 kN/m²

Wh4 = 15.159 + 1.139 × 19.000 × 0.500 = 25.983 kN/m²

Wh5 = 25.983 + 1.139 × 19.000 × 0.500 = 36.807 kN/m²

Wh6 = 36.807 + 0.613 × 19.000 × 0.500 = 42.635 kN/m²

Wh7 = 42.635 + 0.526 × 19.000 × 0.500 = 47.632 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.500 = 0.920 kN/m²

Wh2 = 0.920 + 0.354 × 19.000 × 0.500 = 4.285 kN/m²

Wh3 = 4.285 + 1.134 × 19.000 × 0.500 = 15.060 kN/m²

Wh4 = 15.060 + 1.134 × 19.000 × 0.500 = 25.835 kN/m²

Wh5 = 25.835 + 1.134 × 19.000 × 0.500 = 36.610 kN/m²

Wh6 = 36.610 + 0.634 × 19.000 × 0.500 = 42.635 kN/m²

Wh7 = 42.635 + 0.500 × 19.000 × 0.500 = 47.385 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.500 = 0.920 kN/m²

Wh2 = 0.920 + 0.359 × 19.000 × 0.500 = 4.334 kN/m²

Wh3 = 4.334 + 0.561 × 19.000 × 0.500 = 9.660 kN/m²

Wh4 = 9.660 + 0.579 × 10.000 × 0.500 = 12.554 kN/m²

Wh5 = 12.554 + 1.139 × 10.000 × 0.500 = 18.251 kN/m²

Wh6 = 18.251 + 1.139 × 10.000 × 0.500 = 23.948 kN/m²

Wh7 = 23.948 + 0.613 × 10.000 × 0.500 = 27.015 kN/m²

Wh8 = 27.015 + 0.526 × 10.000 × 0.500 = 29.645 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.500 = 0.920 kN/m²

Wh2 = 0.920 + 0.354 × 19.000 × 0.500 = 4.285 kN/m²

Wh3 = 4.285 + 0.566 × 19.000 × 0.500 = 9.660 kN/m²

Wh4 = 9.660 + 0.568 × 10.000 × 0.500 = 12.502 kN/m²

Wh5 = 12.502 + 1.134 × 10.000 × 0.500 = 18.173 kN/m²

Wh6 = 18.173 + 1.134 × 10.000 × 0.500 = 23.844 kN/m²

Wh7 = 23.844 + 0.634 × 10.000 × 0.500 = 27.015 kN/m²

Wh8 = 27.015 + 0.500 × 10.000 × 0.500 = 29.515 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.579 × 10.000 = 5.788 kN/m²

Ww2 = 5.788 + 1.139 × 10.000 = 17.182 kN/m²

Ww3 = 17.182 + 1.139 × 10.000 = 28.576 kN/m²

Ww4 = 28.576 + 0.613 × 10.000 = 34.710 kN/m²

Ww5 = 34.710 + 0.526 × 10.000 = 39.970 kN/m²

- 우측 벽체

Ww6 = 0.568 × 10.000 = 5.684 kN/m²

Ww7 = 5.684 + 1.134 × 10.000 = 17.026 kN/m²

Ww8 = 17.026 + 1.134 × 10.000 = 28.368 kN/m²

Ww9 = 28.368 + 0.634 × 10.000 = 34.710 kN/m²

Ww10 = 34.710 + 0.500 × 10.000 = 39.710 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww11 = (5.497 - 1.000) × 10.000 = 44.970 kN/m²

③ 부상방지턱에 작용하는 하중

- Ww12 = (4.497 - 1.000) × 10.000 = 34.970 kN/m²

- Ww13 = (4.471 - 1.000) × 10.000 = 34.710 kN/m²

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

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

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

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	:	4.450°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

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

= 0.471

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	4.450°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

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

= 0.407

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.467 = 0.859 kN/m²

Wh2 = 0.859 + 0.359 × 19.000 × 0.467 = 4.048 kN/m²

Wh3 = 4.048 + 1.139 × 19.000 × 0.467 = 14.158 kN/m²

Wh4 = 14.158 + 1.139 × 19.000 × 0.467 = 24.268 kN/m²

Wh5 = 24.268 + 1.139 × 19.000 × 0.467 = 34.378 kN/m²

Wh6 = 34.378 + 0.613 × 19.000 × 0.467 = 39.821 kN/m²

Wh7 = 39.821 + 0.526 × 19.000 × 0.467 = 44.488 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.467 = 0.859 kN/m²

Wh2 = 0.859 + 0.354 × 19.000 × 0.467 = 4.002 kN/m²

Wh3 = 4.002 + 1.134 × 19.000 × 0.467 = 14.066 kN/m²

Wh4 = 14.066 + 1.134 × 19.000 × 0.467 = 24.130 kN/m²

Wh5 = 24.130 + 1.134 × 19.000 × 0.467 = 34.193 kN/m²

Wh6 = 34.193 + 0.634 × 19.000 × 0.467 = 39.821 kN/m²

Wh7 = 39.821 + 0.500 × 19.000 × 0.467 = 44.257 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.403 = 0.742 kN/m²

Wh2 = 0.742 + 0.359 × 19.000 × 0.403 = 3.493 kN/m²

Wh3 = 3.493 + 1.139 × 19.000 × 0.403 = 12.218 kN/m²

Wh4 = 12.218 + 1.139 × 19.000 × 0.403 = 20.942 kN/m²

Wh5 = 20.942 + 1.139 × 19.000 × 0.403 = 29.667 kN/m²

Wh6 = 29.667 + 0.613 × 19.000 × 0.403 = 34.363 kN/m²

Wh7 = 34.363 + 0.526 × 19.000 × 0.403 = 38.391 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.403 = 0.742 kN/m²

Wh2 = 0.742 + 0.354 × 19.000 × 0.403 = 3.454 kN/m²

Wh3 = 3.454 + 1.134 × 19.000 × 0.403 = 12.138 kN/m²

Wh4 = 12.138 + 1.134 × 19.000 × 0.403 = 20.823 kN/m²

Wh5 = 20.823 + 1.134 × 19.000 × 0.403 = 29.507 kN/m²

Wh6 = 29.507 + 0.634 × 19.000 × 0.403 = 34.363 kN/m²

Wh7 = 34.363 + 0.500 × 19.000 × 0.403 = 38.192 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.467 = 0.859 kN/m²

Wh2 = 0.859 + 0.359 × 19.000 × 0.467 = 4.048 kN/m²

Wh3 = 4.048 + 0.561 × 19.000 × 0.467 = 9.022 kN/m²

Wh4 = 9.022 + 0.579 × 10.000 × 0.467 = 11.725 kN/m²

Wh5 = 11.725 + 1.139 × 10.000 × 0.467 = 17.046 kN/m²

Wh6 = 17.046 + 1.139 × 10.000 × 0.467 = 22.367 kN/m²

Wh7 = 22.367 + 0.613 × 10.000 × 0.467 = 25.232 kN/m²

Wh8 = 25.232 + 0.526 × 10.000 × 0.467 = 27.688 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.467 = 0.859 kN/m²

Wh2 = 0.859 + 0.354 × 19.000 × 0.467 = 4.002 kN/m²

Wh3 = 4.002 + 0.566 × 19.000 × 0.467 = 9.022 kN/m²

Wh4 = 9.022 + 0.568 × 10.000 × 0.467 = 11.677 kN/m²

Wh5 = 11.677 + 1.134 × 10.000 × 0.467 = 16.974 kN/m²

Wh6 = 16.974 + 1.134 × 10.000 × 0.467 = 22.270 kN/m²

Wh7 = 22.270 + 0.634 × 10.000 × 0.467 = 25.232 kN/m²

Wh8 = 25.232 + 0.500 × 10.000 × 0.467 = 27.567 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.403 = 0.742 kN/m²

Wh2 = 0.742 + 0.359 × 19.000 × 0.403 = 3.493 kN/m²

Wh3 = 3.493 + 0.561 × 19.000 × 0.403 = 7.786 kN/m²

Wh4 = 7.786 + 0.579 × 10.000 × 0.403 = 10.119 kN/m²

Wh5 = 10.119 + 1.139 × 10.000 × 0.403 = 14.710 kN/m²

Wh6 = 14.710 + 1.139 × 10.000 × 0.403 = 19.302 kN/m²

Wh7 = 19.302 + 0.613 × 10.000 × 0.403 = 21.774 kN/m²

Wh8 = 21.774 + 0.526 × 10.000 × 0.403 = 23.894 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.403 = 0.742 kN/m²

Wh2 = 0.742 + 0.354 × 19.000 × 0.403 = 3.454 kN/m²

Wh3 = 3.454 + 0.566 × 19.000 × 0.403 = 7.786 kN/m²

Wh4 = 7.786 + 0.568 × 10.000 × 0.403 = 10.077 kN/m²

Wh5 = 10.077 + 1.134 × 10.000 × 0.403 = 14.647 kN/m²

Wh6 = 14.647 + 1.134 × 10.000 × 0.403 = 19.218 kN/m²

Wh7 = 19.218 + 0.634 × 10.000 × 0.403 = 21.774 kN/m²

Wh8 = 21.774 + 0.500 × 10.000 × 0.403 = 23.789 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

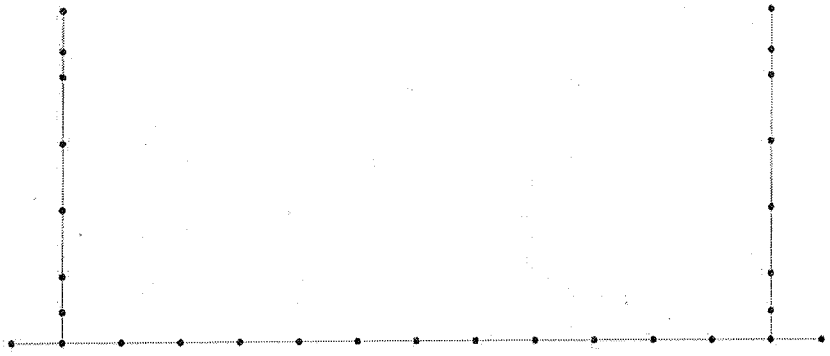
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.000×25.000×0.063 = 1.575	fb = 1.000×25.000×0.154 = 3.850

② 측벽

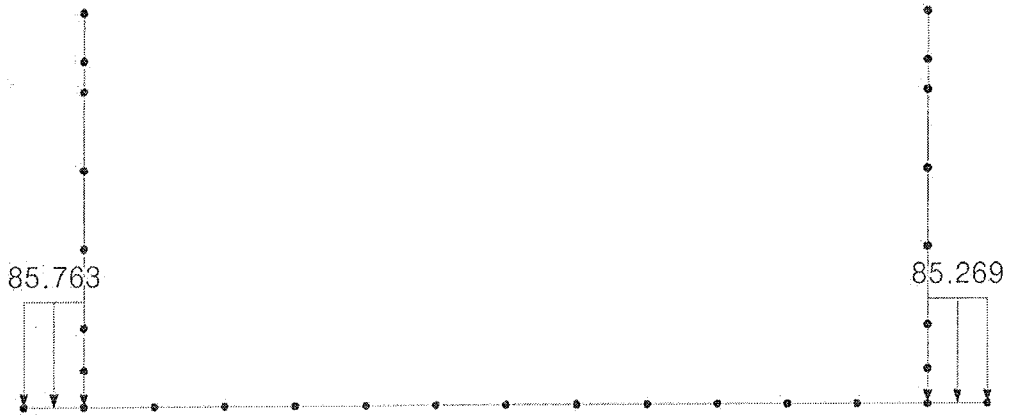
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.489×25.000×0.063 = 0.770	f2 = 0.489×25.000×0.154 = 1.883
f3 = 0.523×25.000×0.063 = 0.824	f3 = 0.523×25.000×0.154 = 2.014
f4 = 0.612×25.000×0.063 = 0.964	f4 = 0.612×25.000×0.154 = 2.356
f5 = 0.701×25.000×0.063 = 1.104	f5 = 0.701×25.000×0.154 = 2.698
f6 = 0.789×25.000×0.063 = 1.243	f6 = 0.789×25.000×0.154 = 3.040
f7 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f7 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080
f8 = 0.800×25.000×0.063 = 1.260	f8 = 0.800×25.000×0.154 = 3.080

10. 하 중 재 하 (상시)

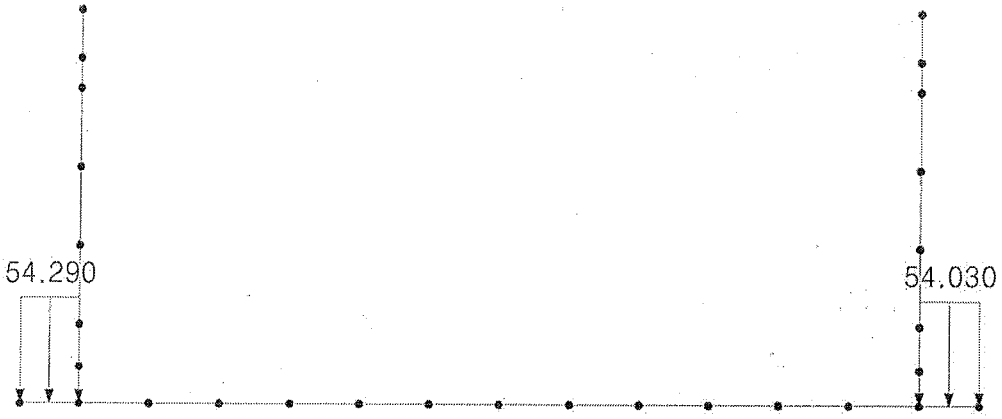
1) CASE1 - 구체자중(SW)



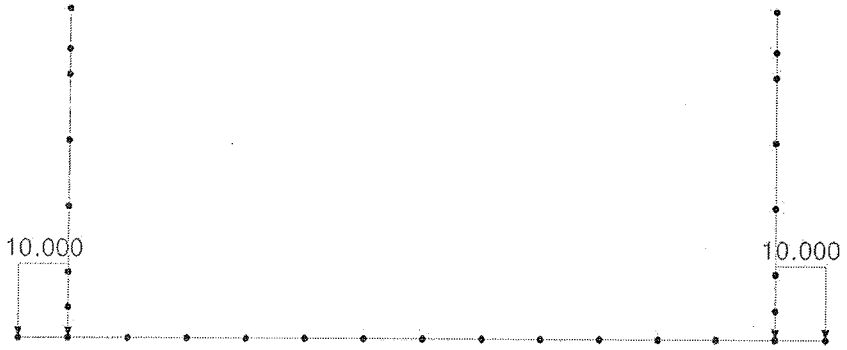
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



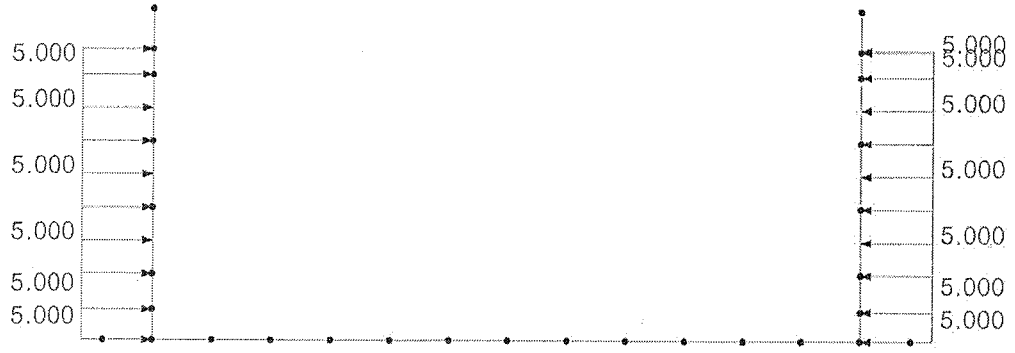
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



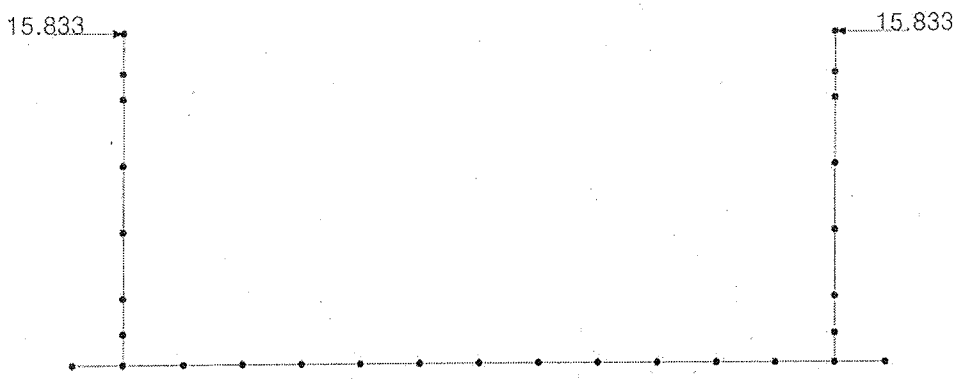
4) CASE4 - 상재활하중(LIVEA)



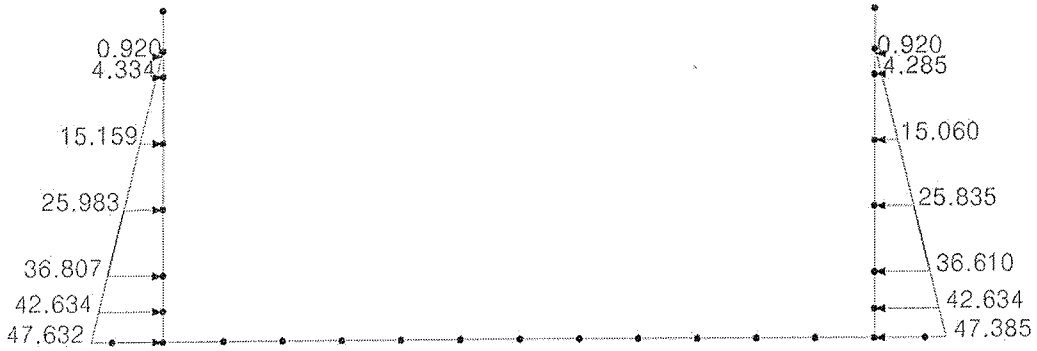
5) CASE5 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



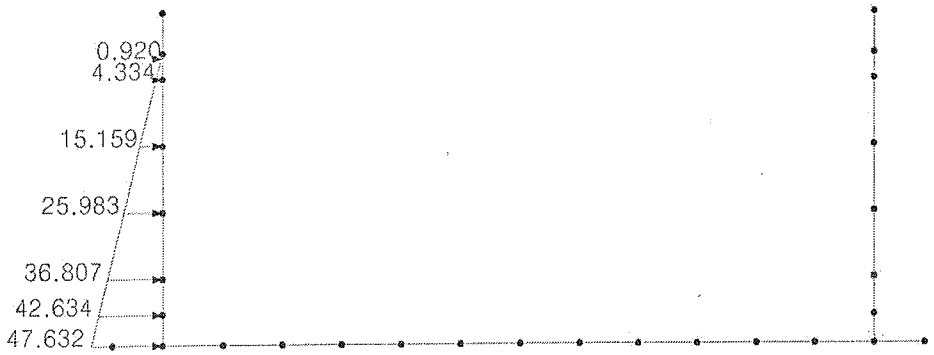
6) CASE6 - 충돌하중(CL)



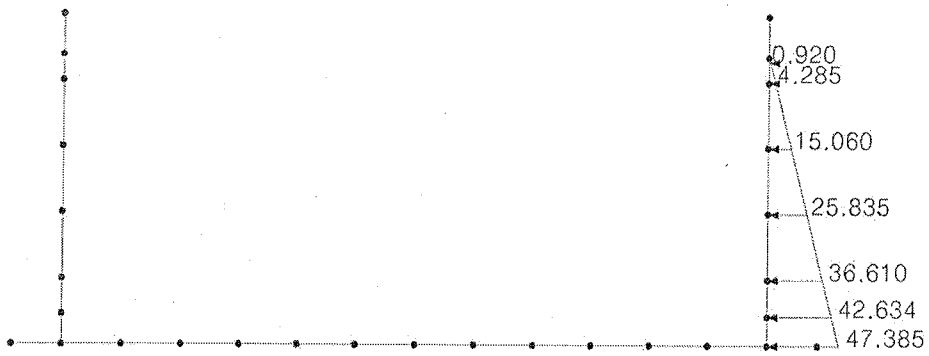
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



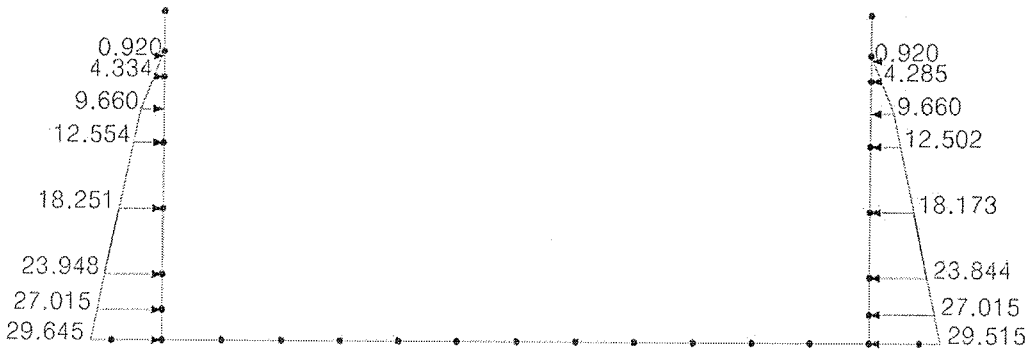
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



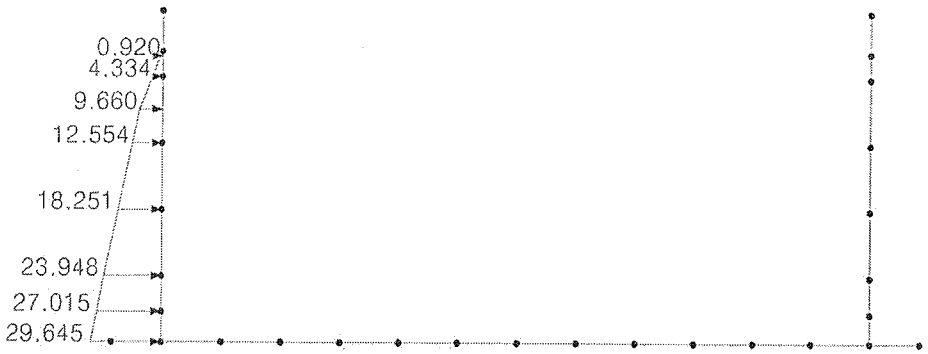
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



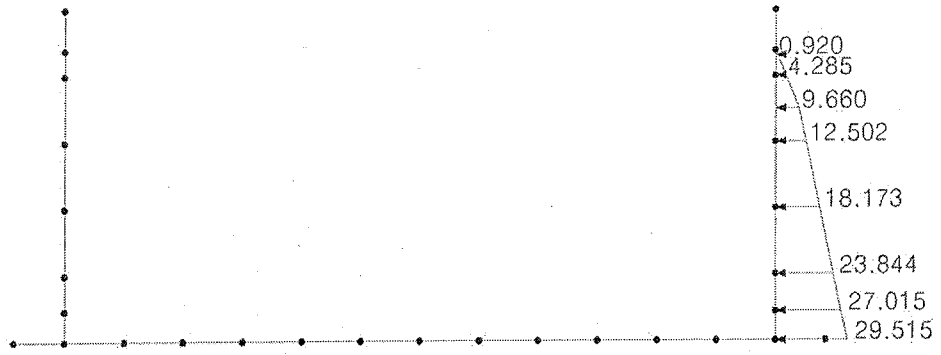
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



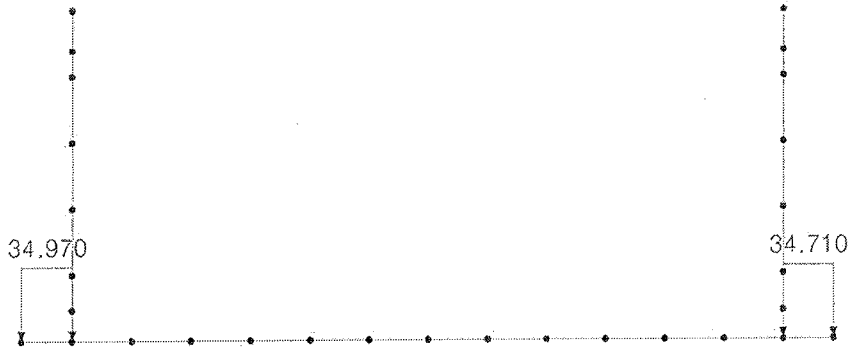
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



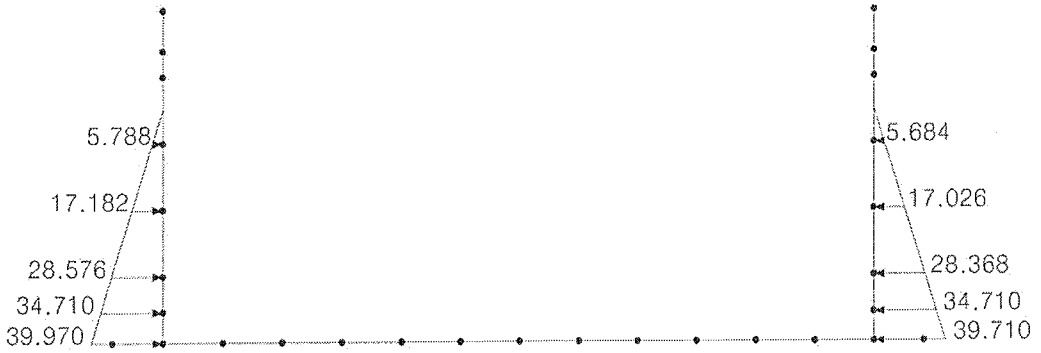
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



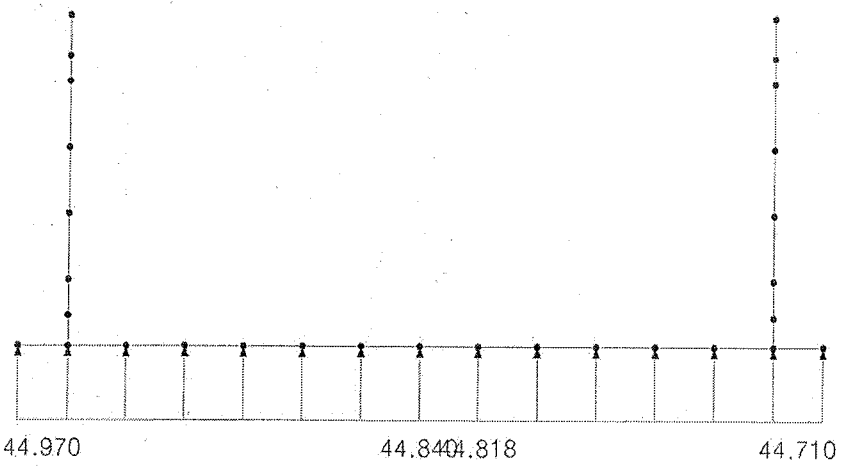
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



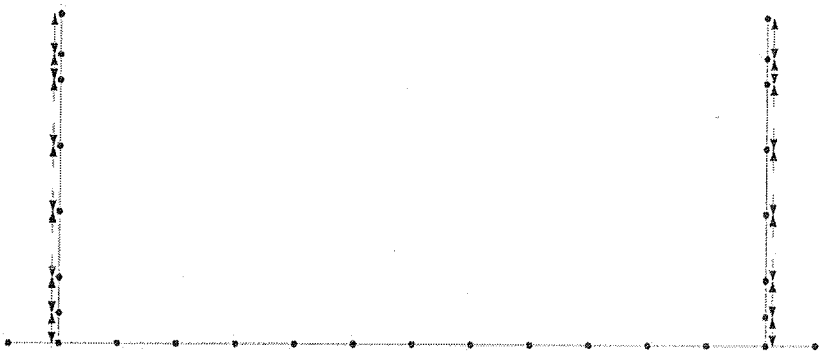
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)

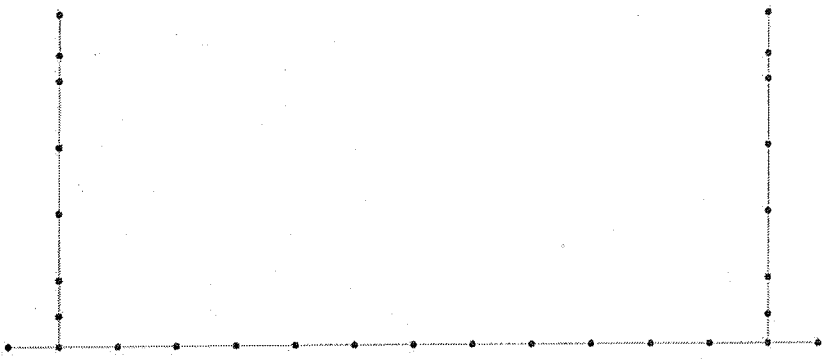


16) CASE16 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

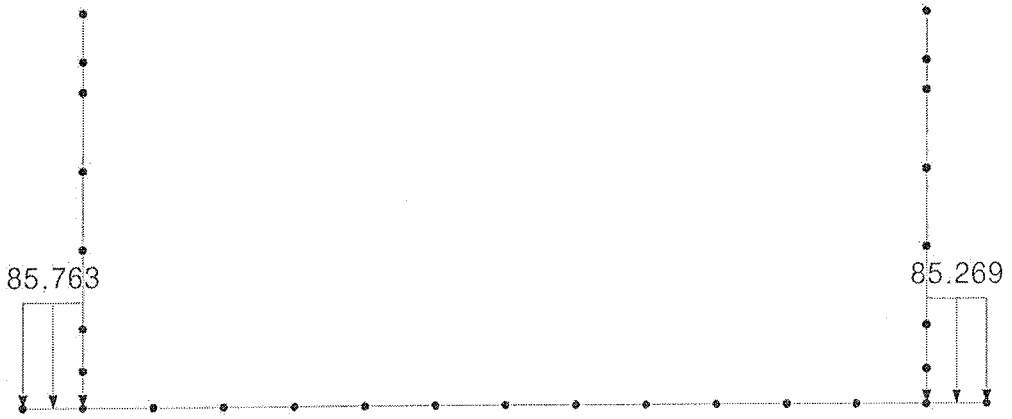


11. 하중 재하 (기능수행)

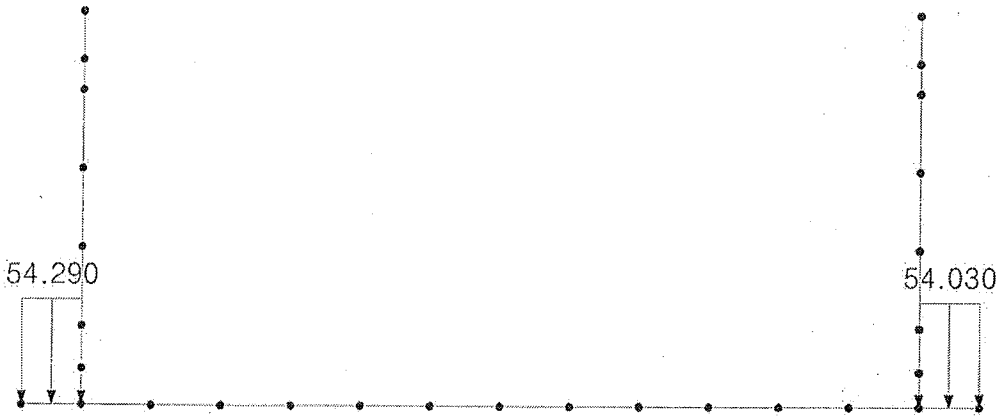
1) CASE1 - 구체자중(SW)



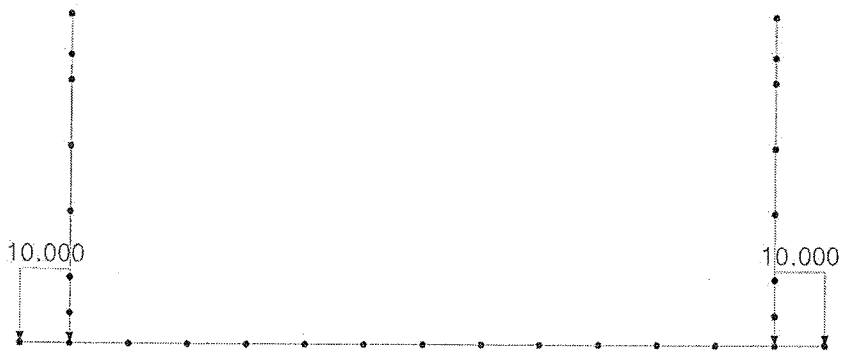
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



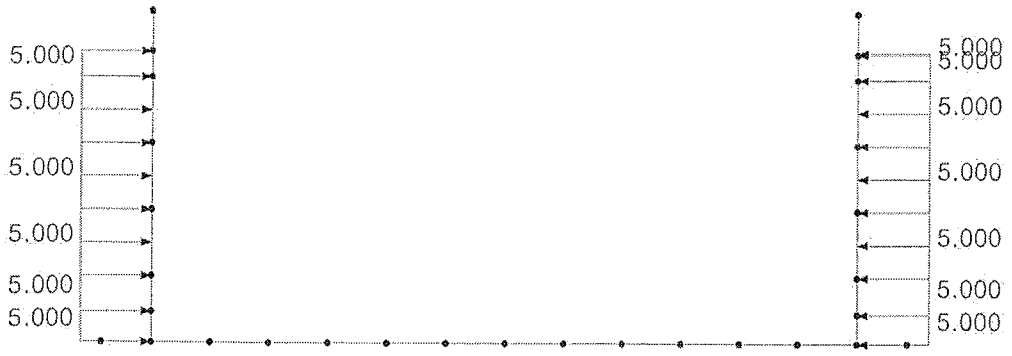
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



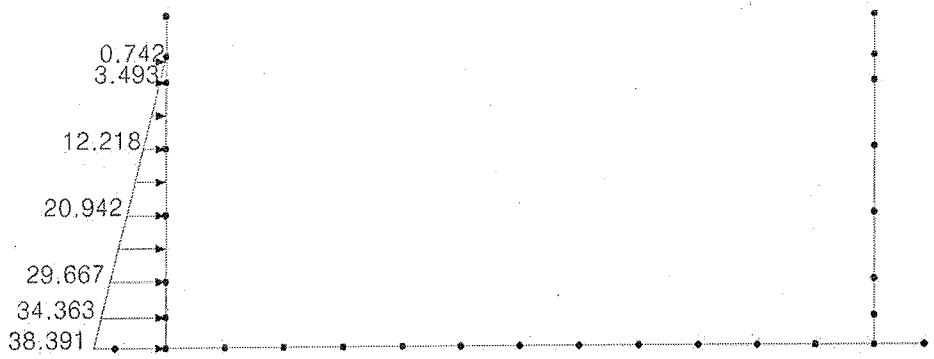
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



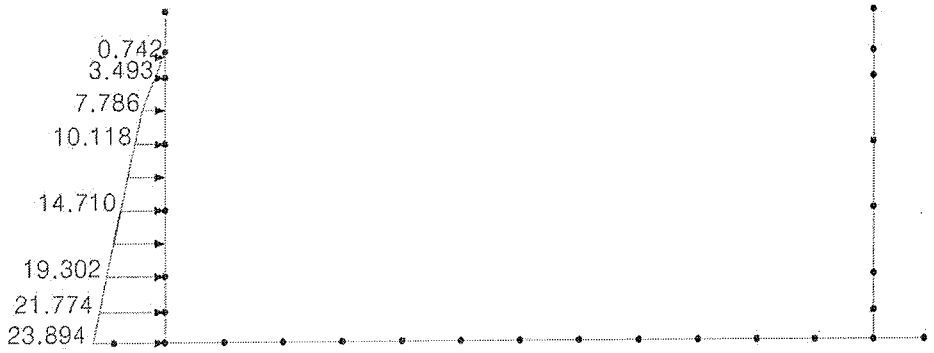
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



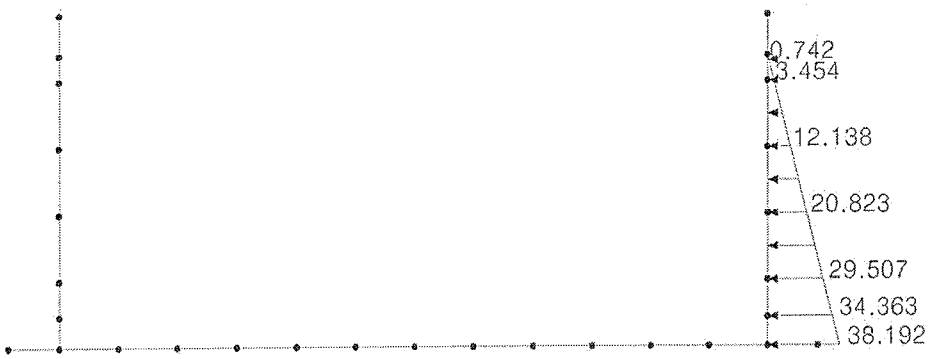
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



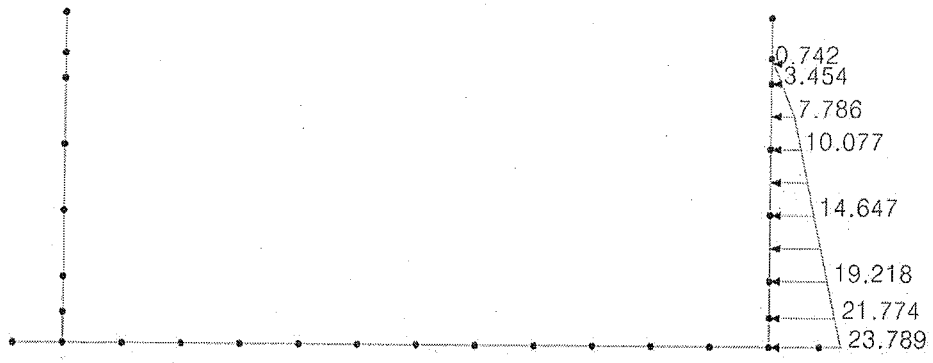
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



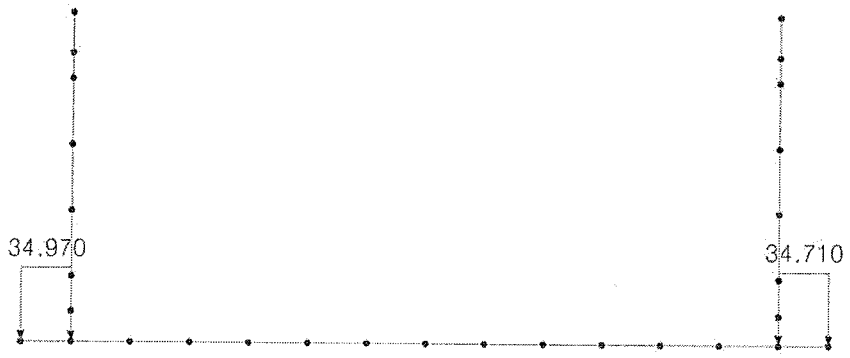
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



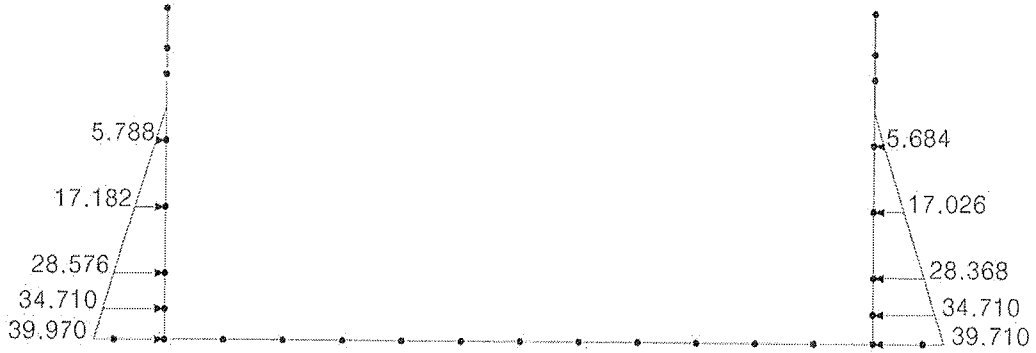
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



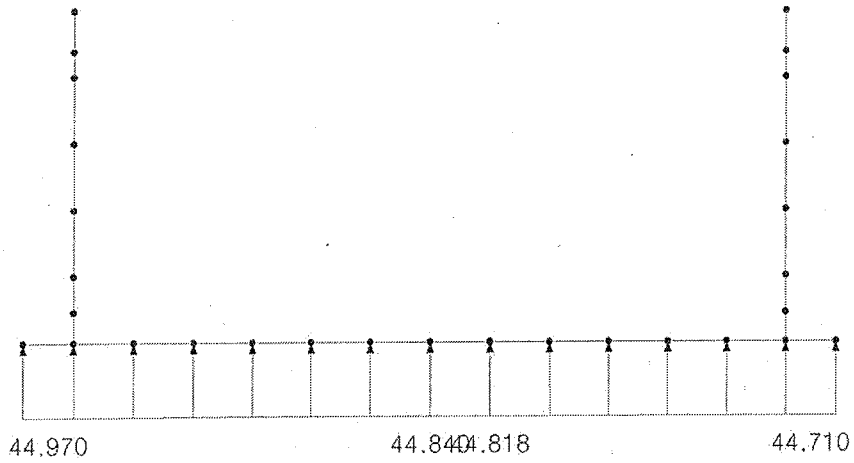
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



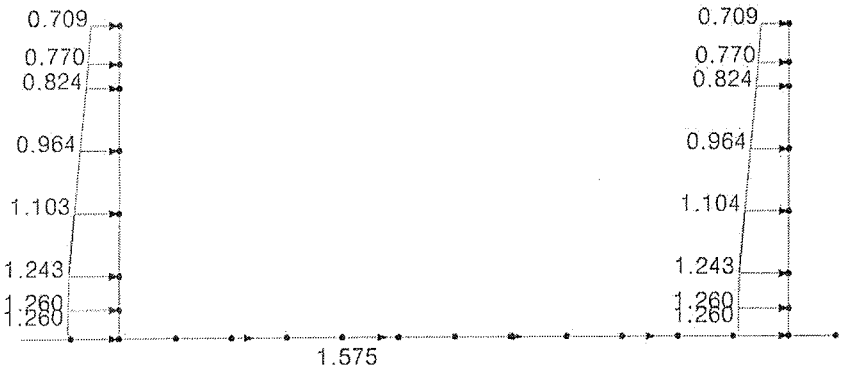
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



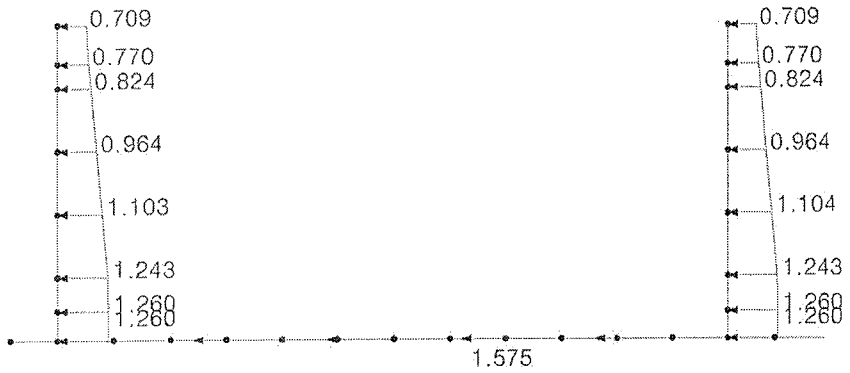
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



13) CASE13 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

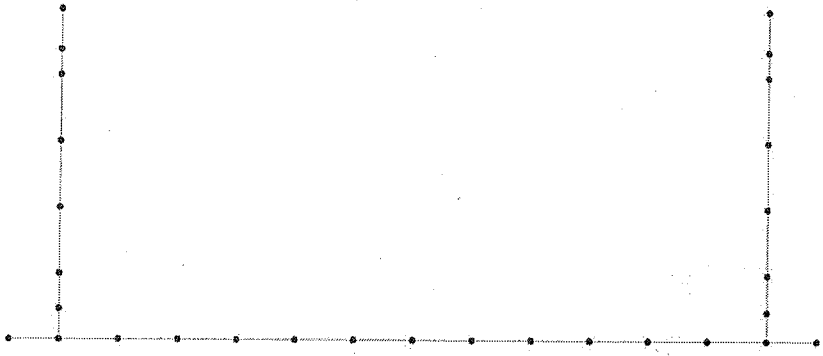


14) CASE14 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

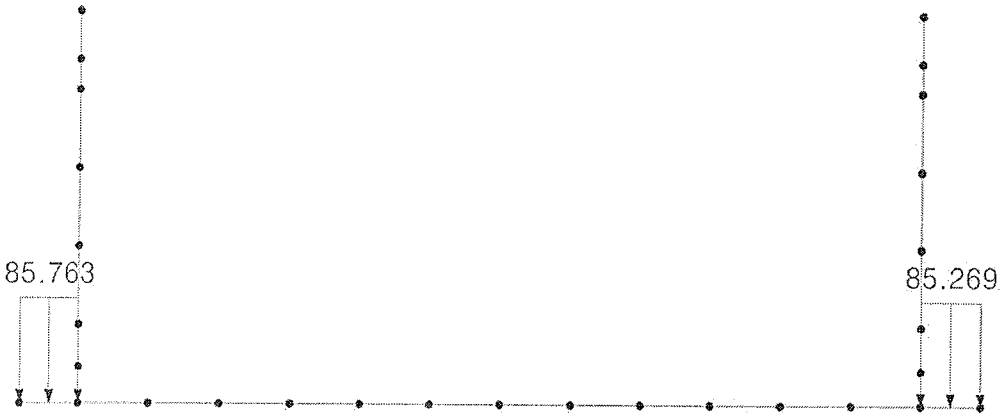


12. 하중 재하 (붕괴방지)

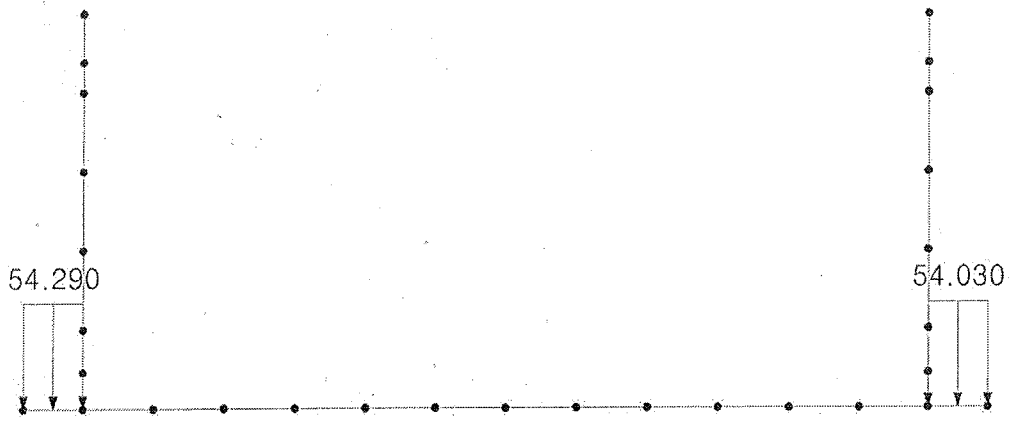
1) CASE1 - 구체자중(SW)



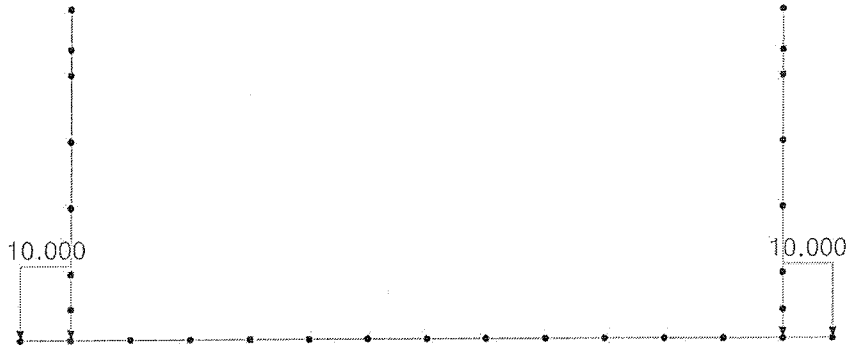
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



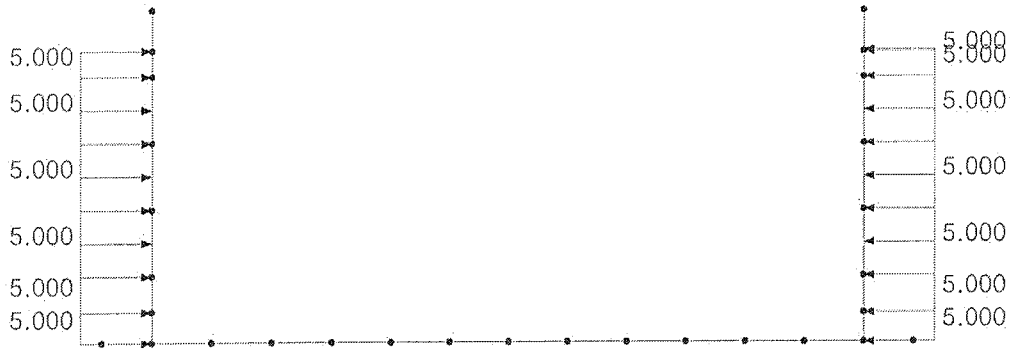
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



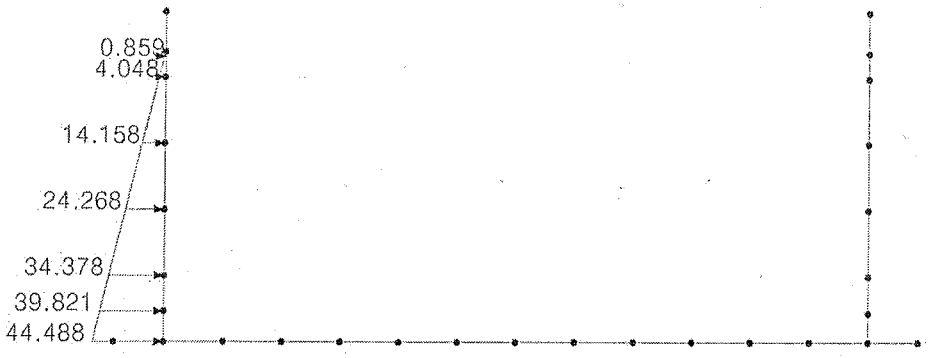
4) CASE4 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



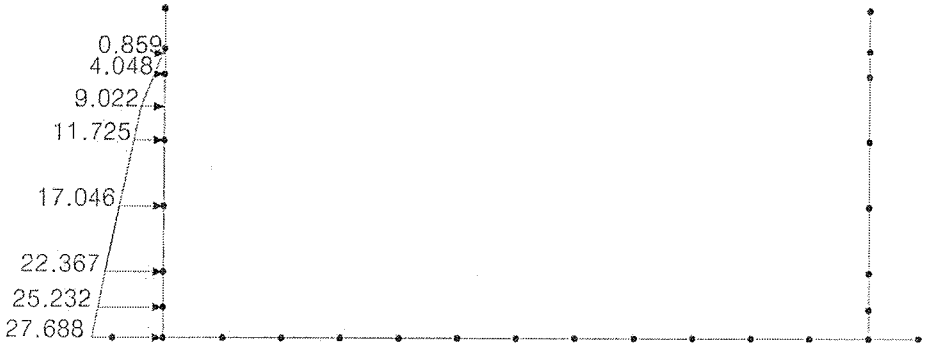
5) CASE5 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



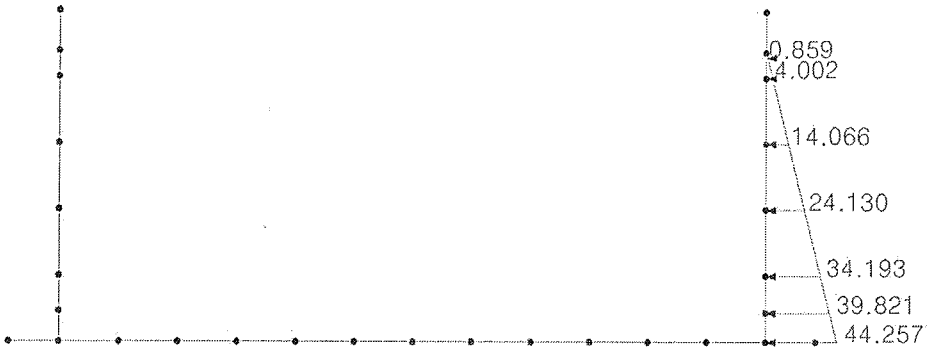
6) CASE6 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



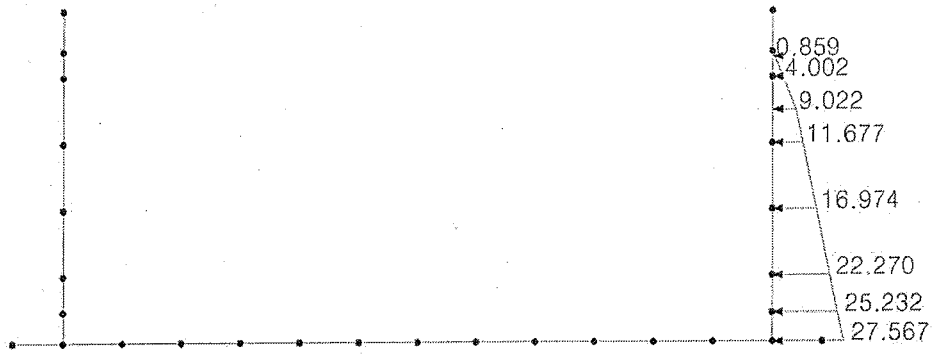
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



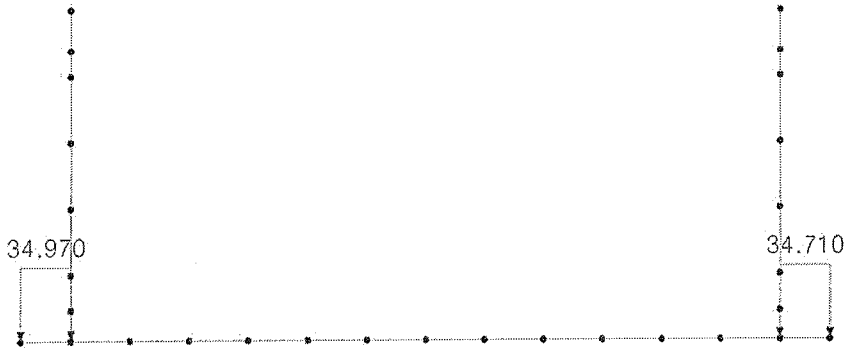
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



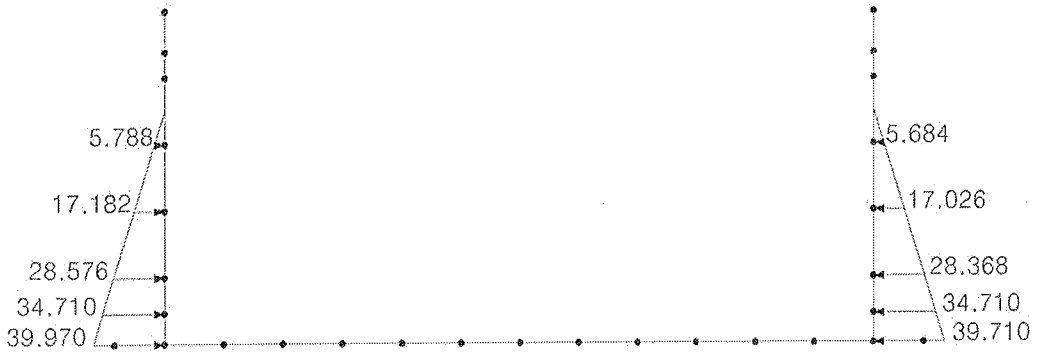
9) CASE9 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



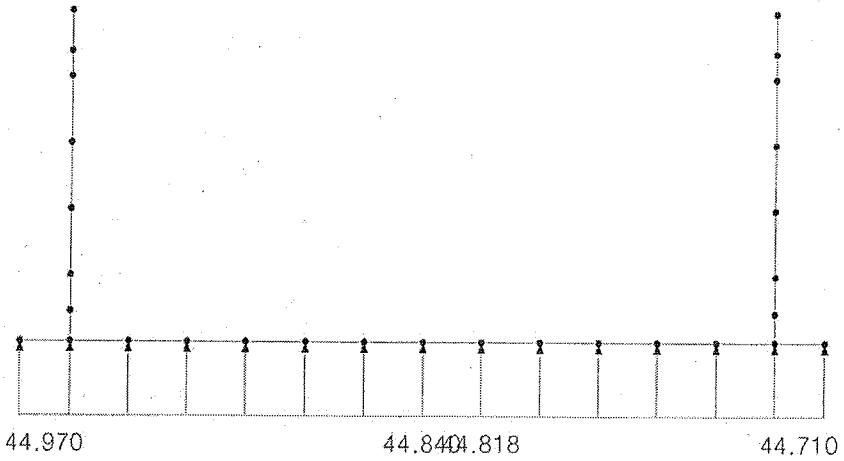
10) CASE10 - 연직수압(WATERV)



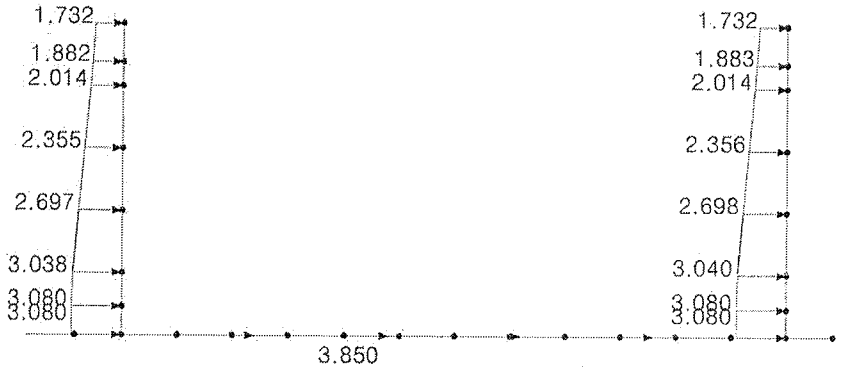
11) CASE11 - 수평수압(WATERH)



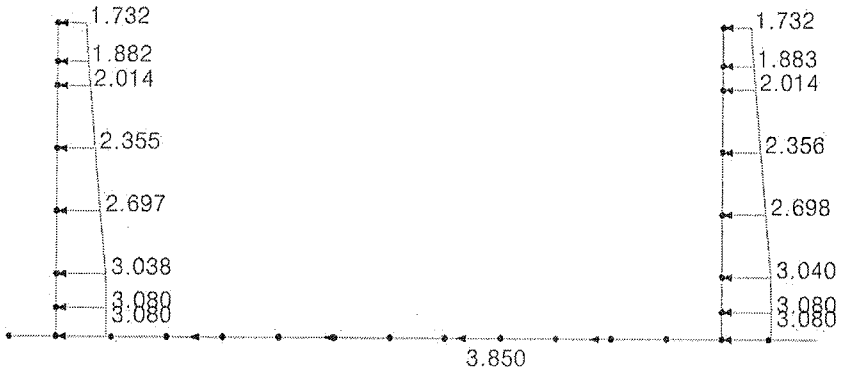
12) CASE12 - 부력(BUOYANCY)



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	●

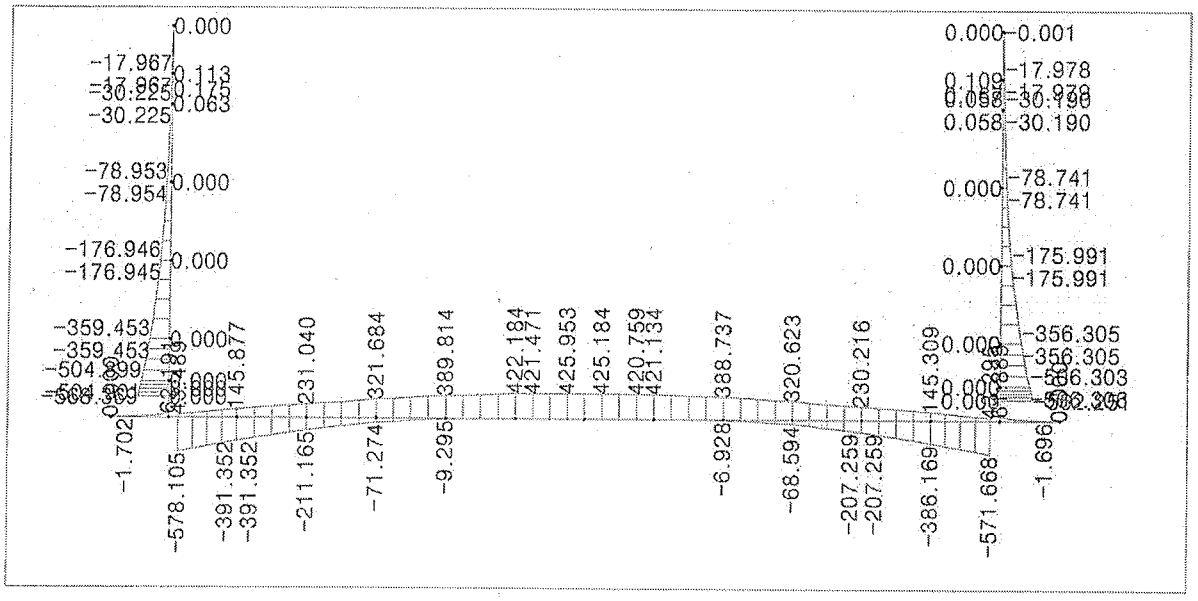
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

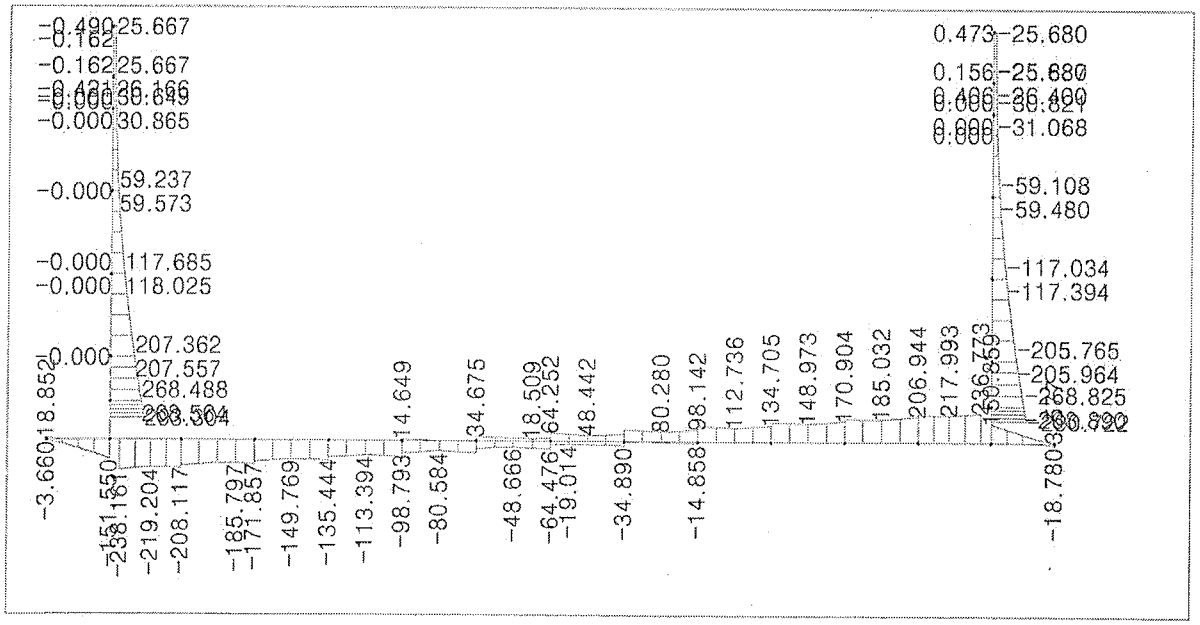
14. 단면력정리

14.1 상시

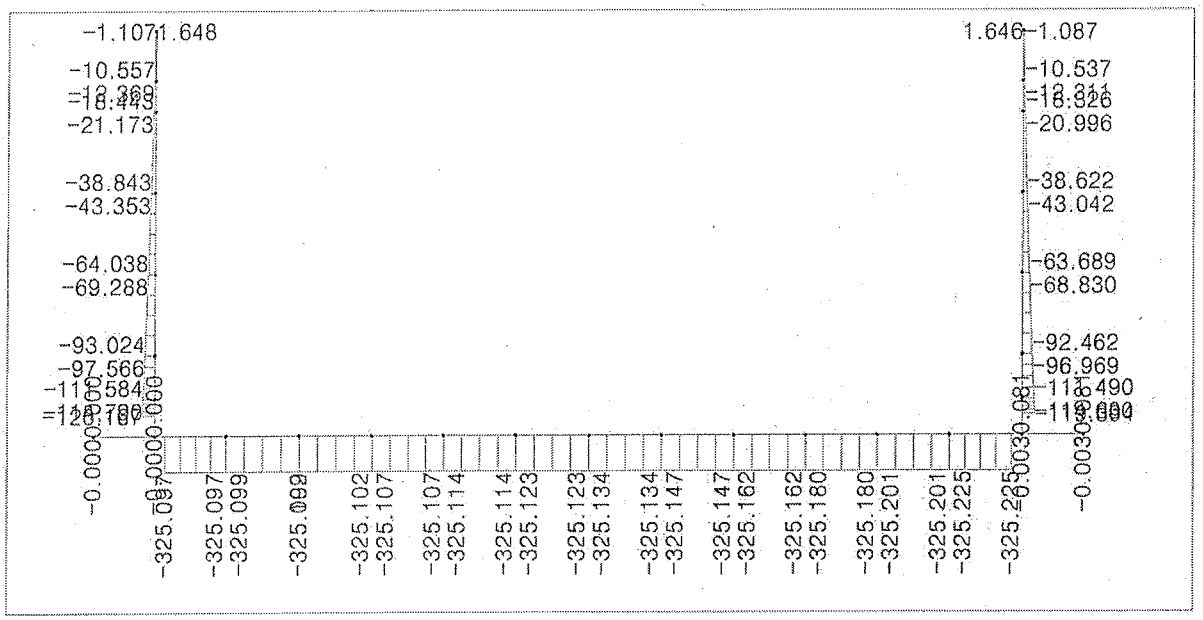
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



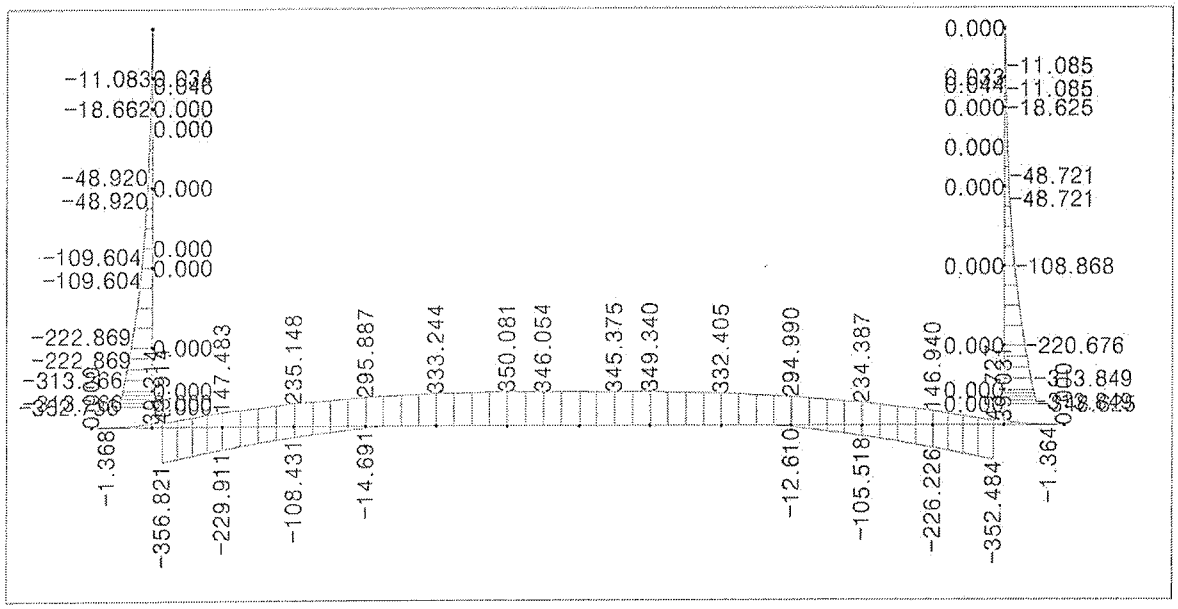
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

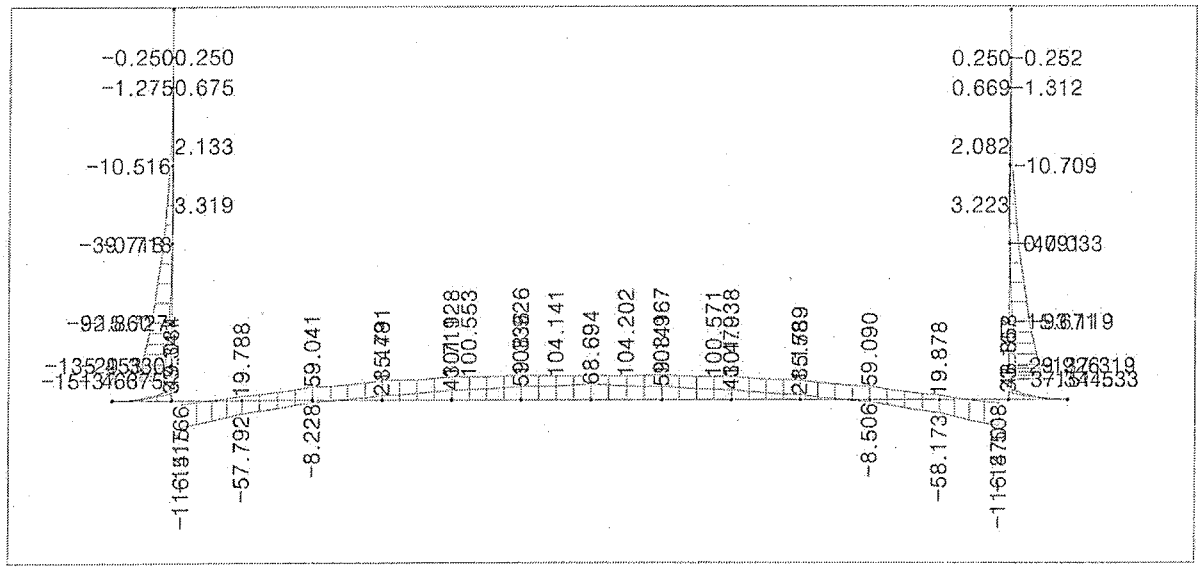


5) 단면력 정리

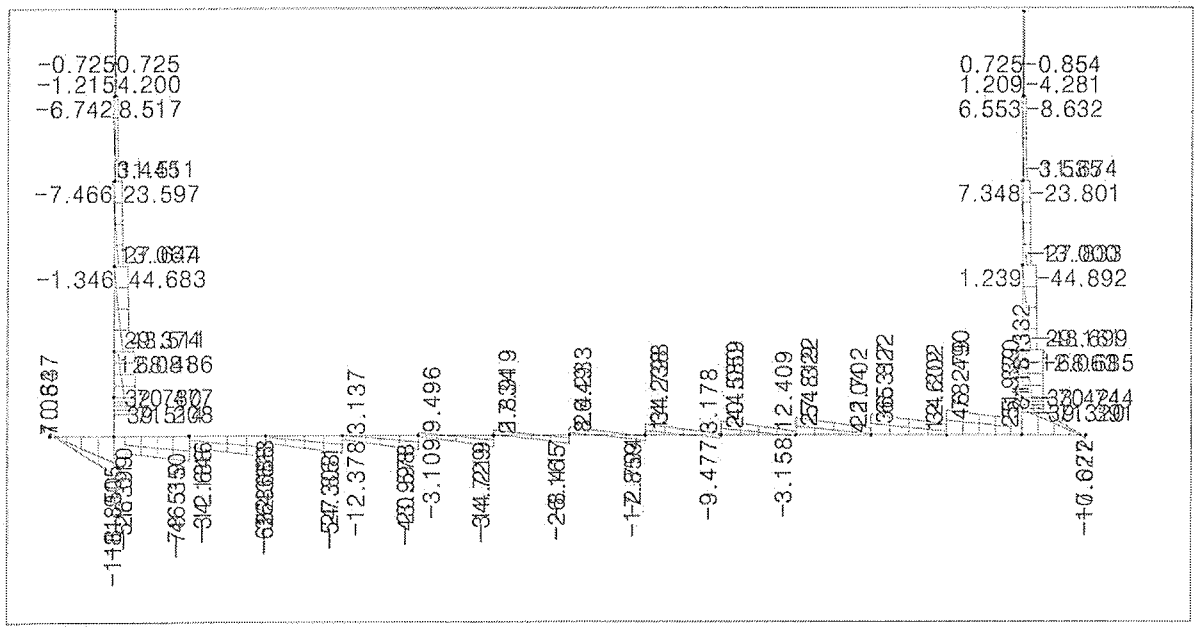
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	578.11	197.82	325.10	356.82	1000.00	1000.00	
		중앙부	2	425.95	56.57	325.12	346.38	1000.00	1000.00	
		우측	3	571.67	196.73	325.23	352.48	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	255.47	158.80	80.78	158.28	1000.00	704.49	
		하부	5	568.37	216.17	120.17	352.74	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	253.62	157.72	80.27	156.94	1000.00	707.38	
		하부	7	562.25	214.06	119.39	348.63	1000.00	800.00	
부상 방지턱		좌측	8	62.19	151.55	0.00	39.21	1000.00	1000.00	
		우측	9	61.89	150.86	0.08	39.03	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

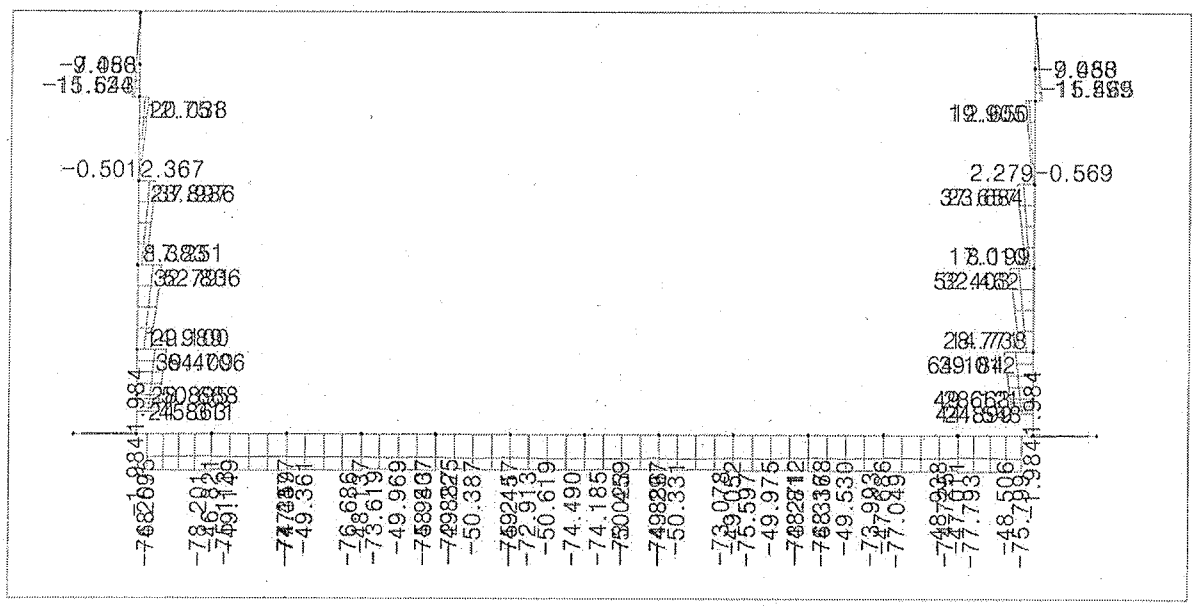
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

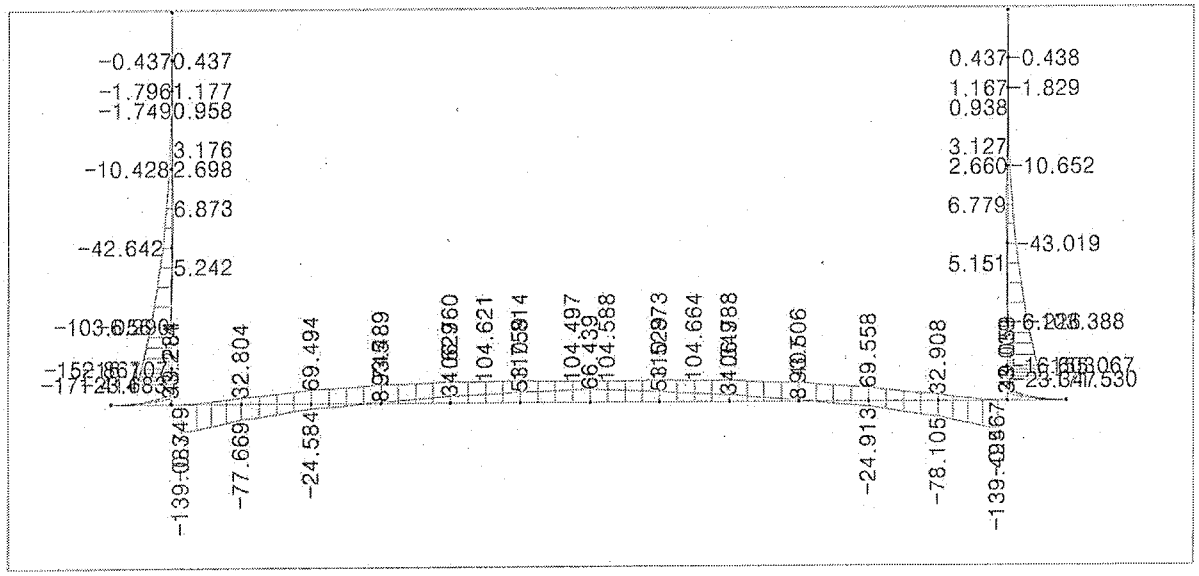


4) 단면력 정리

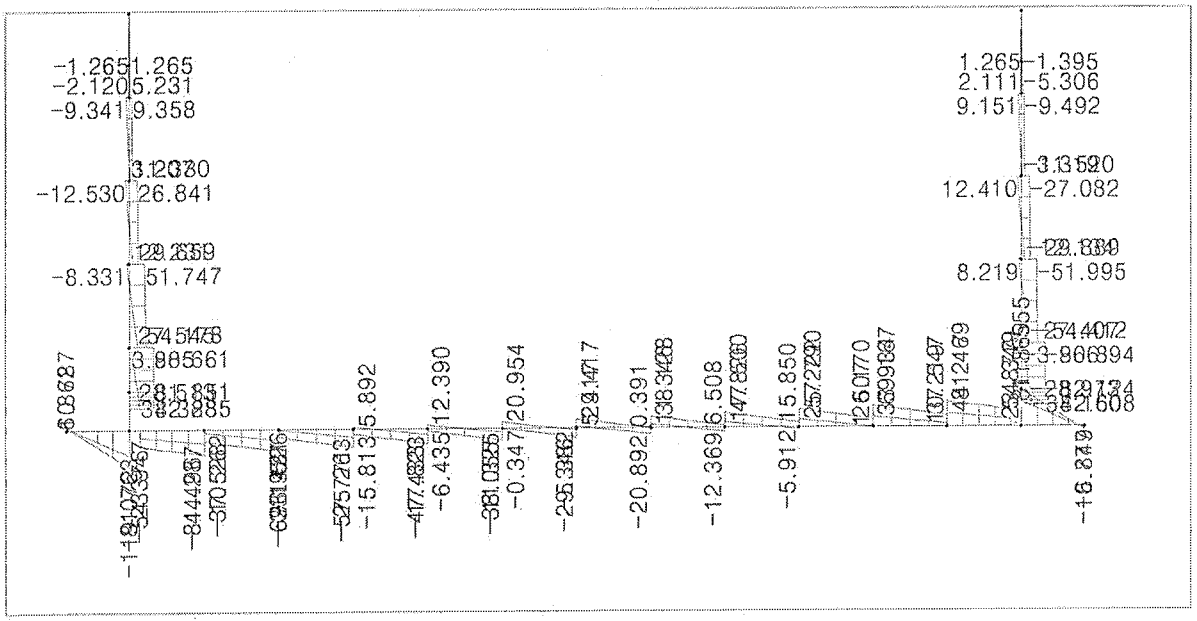
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	116.52	41.56	76.21	1000.00	1000.00	
		중앙부	2	104.87	18.26	73.91	1000.00	1000.00	
		우측	3	116.87	41.58	75.80	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	65.74	46.63	41.35	1000.00	704.49	
		하부	5	151.46	68.79	45.31	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	66.04	46.82	40.96	1000.00	707.38	
		하부	7	151.53	68.97	44.90	1000.00	800.00	
부상 방지턱		좌측	8	49.08	118.85	1.99	1000.00	1000.00	
		우측	9	48.86	118.33	1.99	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

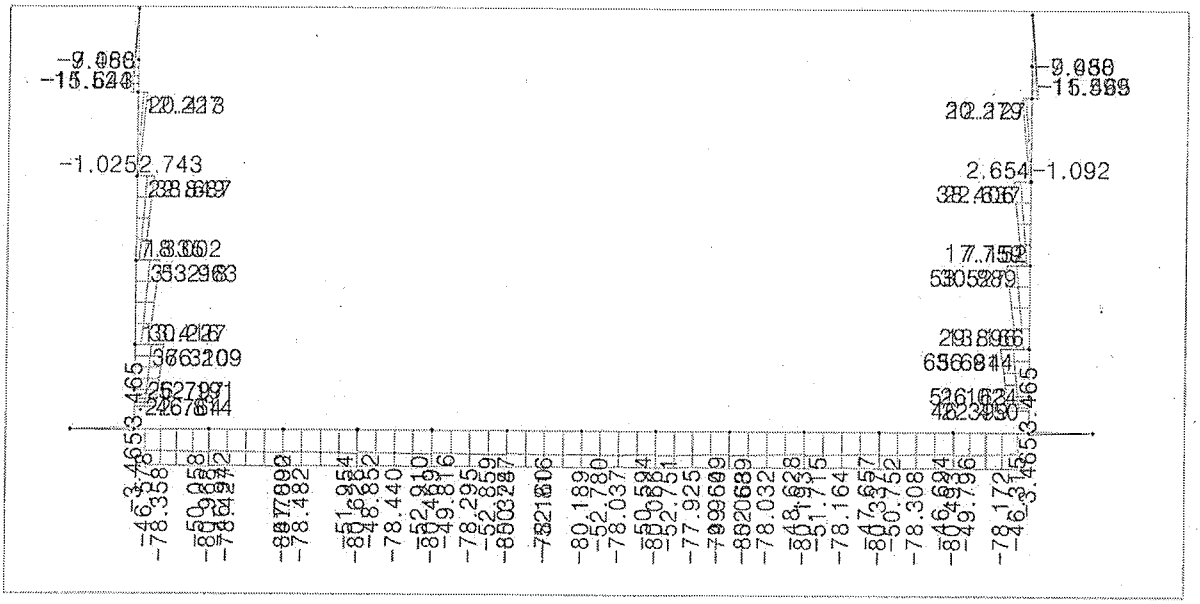
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	139.08	44.90	78.82	1000.00	1000.00	
		중앙부	2	104.50	21.44	79.18	1000.00	1000.00	
		우측	3	139.50	44.92	79.04	1000.00	1000.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	72.50	53.01	42.47	1000.00	704.49	
		하부	5	171.41	80.84	46.81	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	72.86	53.25	42.09	1000.00	707.38	
		하부	7	171.53	81.06	46.40	1000.00	800.00	
부상 방지턱		좌측	8	49.28	119.07	3.47	1000.00	1000.00	
		우측	9	49.06	118.56	3.47	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	-578.11	-	-139.08	-116.52	-578.11	
		중앙부	2	425.95	-	104.50	104.87	425.95	
		우측	3	-571.67	-	-139.50	-116.87	-571.67	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-255.47	-	-72.50	-65.74	-255.47	
		하부	5	-568.37	-	-171.41	-151.46	-568.37	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-253.62	-	-72.86	-66.04	-253.62	
		하부	7	-562.25	-	-171.53	-151.53	-562.25	
부상 방지턱		좌측	8	62.19	-	49.28	49.08	62.19	
		우측	9	61.89	-	49.06	48.86	61.89	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-197.82	-	-44.90	-41.56	-197.82	
		중앙부	2	-56.57	-	-21.44	-18.26	-56.57	
		우측	3	196.73	-	44.92	41.58	196.73	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	158.80	-	53.01	46.63	158.80	
		하부	5	216.17	-	80.84	68.79	216.17	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-157.72	-	-53.25	-46.82	-157.72	
		하부	7	-214.06	-	-81.06	-68.97	-214.06	
부상 방지턱		좌측	8	-151.55	-	-119.07	-118.85	-151.55	
		우측	9	150.86	-	118.56	118.33	150.86	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-325.10	-	-78.82	-76.21	-325.10	
		중앙부	2	-325.12	-	-79.18	-73.91	-325.12	
		우측	3	-325.23	-	-79.04	-75.80	-325.23	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-80.78	-	42.47	41.35	-80.78	
		하부	5	-120.17	-	46.81	45.31	-120.17	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-80.27	-	42.09	40.96	-80.27	
		하부	7	-119.39	-	46.40	44.90	-119.39	
부상 방지턱		좌측	8	0.00	-	-3.47	-1.99	-3.47	
		우측	9	0.08	-	-3.47	-1.99	-3.47	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-356.82	-	-	-	-356.82	
		중앙부	2	346.38	-	-	-	346.38	
		우측	3	-352.48	-	-	-	-352.48	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-158.28	-	-	-	-158.28	
		하부	5	-352.74	-	-	-	-352.74	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-156.94	-	-	-	-156.94	
		하부	7	-348.63	-	-	-	-348.63	
부상 방지턱		좌측	8	39.21	-	-	-	39.21	
		우측	9	39.03	-	-	-	39.03	

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	900	578.10	802.98	1925.12	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.39
		좌측(배수구단면)	2	1000	741	448.03	565.71	2116.7	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.4	1.26
		중앙부	3	1000	920	425.95	595.80	1379.78	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	1940.40	1.40
		우측	4	1000	900	571.67	802.98	1903.27	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.40
		우측(배수구단면)	5	1000	728	448.03	553.80	2163.3	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.4	1.24
좌측벽체	1층	중앙부	6	1000	604	255.47	532.26	1266.12	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	2.08
		하부	7	1000	700	568.37	619.76	2463.67	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.09
우측벽체	1층	중앙부	8	1000	607	253.62	534.91	1250.58	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	2.11
		하부	9	1000	700	562.25	619.76	2436.29	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	2694.40	1.10
부상방지턱		좌측	10	1000	920	62.19	246.62	199.20	H16 - 4.0EA	794.40	3.97
		우측	11	1000	920	61.89	246.62	198.23	H16 - 4.0EA	794.40	3.98

(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	584.6	197.8	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		좌측(배수구단면)	2	416.3	155.5	741.20	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		중앙부	3	597.6	56.6	714.12	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측	4	584.6	196.7	698.60	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
		우측(배수구단면)	5	407.9	155.5	726.17	2.00	-	H13	600	253.40	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	6	392.6	158.8	545.80	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	7	454.7	216.2	632.04	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	중앙부	8	394.5	157.7	548.41	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	454.7	214.1	632.04	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
부상방지턱		좌측	10	597.6	151.6	597.56	-	-	-	-	-	O.K
		우측	11	597.6	150.9	597.56	-	-	-	-	-	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	1000.00	900.00	100.00	578.11	197.82

* 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 (900.00 - 55.248) / 55.248 = 0.04587

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1925.117 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.400]

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 = 0.00299

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) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (900.00 - a/2) = 802.976 kN.m

≥ Mu (= 578.105 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.389]

* 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 (= 197.815 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-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	741.0	641.0	100.0	448.0	155.5

* 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 (641.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03181

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2116.684 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.273]

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

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 = 0.00420

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 (641.00 - a/2) = 565.707 kN.m

≥ Mu (= 448.035 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.263]

* 전단에 대한 검토 (d = 641.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 641.00 = 416.342 kN

≥ Vu (= 155.471 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1000.00	920.00	80.00	425.95	56.57

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 1940.400 x 400.00 = 776160.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 33.820 mm, c = 33.820 / β1 = 33.820 / 0.85 = 39.788 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (920.00 - 39.788) / 39.788 = 0.06637

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1379.776 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1940.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.406]

1단 : H19 - 4.0 EA, H16 - 4.0 EA (= 1940.4 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 = 0.00211

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) = 33.820 mm

ΦMn = 0.85 x 1940.400 x 400 x (920.00 - a/2) = 595.801 kN.m

≥ Mu (= 425.953 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.399]

* 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 (= 56.571 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	1000.00	900.00	100.00	571.67	196.73

* 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 (900.00 - 55.248) / 55.248 = 0.04587

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1903.273 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.416]

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 = 0.00299

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) = 46.961 mm

ΦMn = 0.85 x 2694.400 x 400 x (900.00 - a/2) = 802.976 kN.m

≥ Mu (= 571.668 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.405]

* 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 (= 196.725 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	728.0	628.0	100.0	448.0	155.5

* 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 (628.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03110

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2163.267 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.246]

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

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 = 0.00429

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 (628.00 - a/2) = 553.798 kN.m

≥ Mu (= 448.035 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.236]

* 전단에 대한 검토 (d = 628.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 628.00 = 407.898 kN

≥ Vu (= 155.471 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	704.49	604.49	100.00	255.47	158.80

* 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 (604.48 - 55.248) / 55.248 = 0.02982

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1266.116 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.128]

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 = 0.00446

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 (604.48 - a/2) = 532.256 kN.m

≥ Mu (= 255.469 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.083]

* 전단에 대한 검토 (d = 604.48 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 604.48 = 392.624 kN

≥ Vu (= 158.797 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	800.00	700.00	100.00	568.37	216.17

* 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 (700.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03501

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2463.669\ mm^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.094]

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 = 0.00385

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 (700.00 - a/2) = 619.757 kN.m

≥ Mu (= 568.369 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.090]

* 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 (= 216.172 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	707.38	607.38	100.00	253.62	157.72

* 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 (607.38 - 55.248) / 55.248 = 0.02998

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1250.576 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.155]

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 = 0.00444

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 (607.38 - a/2) = 534.907 kN.m

≥ Mu (= 253.621 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.109]

* 전단에 대한 검토 (d = 607.38 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 607.38 = 394.504 kN

≥ Vu (= 157.721 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	562.25	214.06

* 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 (700.00 - 55.248) / 55.248 = 0.03501

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2436.292 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.106]

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 = 0.00385

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 (700.00 - a/2) = 619.757 kN.m

≥ Mu (= 562.251 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.102]

* 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 (= 214.057 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	1000.00	920.00	80.00	62.19	151.55

* 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 (920.00 - 16.289) / 16.289 = 0.16644

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 199.196 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.988]

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 = 0.00086

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 (920.00 - a/2) = 246.618 kN.m

≥ Mu (= 62.191 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.966]

* 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 (= 151.550 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	1000.00	920.00	80.00	61.89	150.86

* 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 (920.00 - 16.289) / 16.289 = 0.16644

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 198.226 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.008]

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 = 0.00086

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 (920.00 - a/2) = 246.618 kN.m

≥ Mu (= 61.889 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.985]

* 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 (= 150.859 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 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

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

= 1000 × 741 × 0.0020 = 1482.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1482.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 741 × 1000 = 1111.50 ㎟ (≤1800)

∴ 1111.50 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 728 × 0.0020 = 1456.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1456.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 728 × 1000 = 1092.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1092.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 694 × 0.0020 = 1388.06 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1388.065 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 694 x 1000 = 1041.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1041.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 773 × 0.0020 = 1545.52 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1545.519 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 773 x 1000 = 1159.1 ㎟ (≤1800)
∴ 1159.1 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 718 × 0.0020 = 1435.78 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1435.785 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 718 x 1000 = 1076.8 ㎟ (≤1800)
∴ 1076.8 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 796 × 0.0020 = 1592.93 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1592.934 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 796 x 1000 = 1194.7 ㎟ (≤1800)
∴ 1194.7 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 부상방지턱 : 좌측

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 부상방지턱 : 우측

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

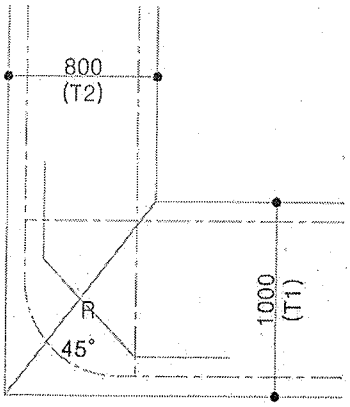
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 356.821 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 356.821 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1280.625$ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 356.82 \times 10^6}{1280.625^2 \times 1000} = 1.088 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 356.82 \times 10^6}{1280.625 \times 180} = 3095.890 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb

= 3095.890 mm² - 1146.000 mm²

= 1949.890 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 1949.890 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0012457 + \sqrt{(2 \times 0.0087 + (0.0087)^2)} = 0.124$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.124 /3 = 0.959

fs = Mo / (As x d x j) = 43913853.000 / (1146.000 x 920.000 x 0.959)

= 43.442 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 43.442 x 1146.000 = 49783.968 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0011033 + \sqrt{(2 \times 0.0077 + (0.0077)^2)} = 0.117$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 /3 = 0.961

fs = Mo / (As x d x j) = 43913853.000 / (794.400 x 720.000 x 0.961)

= 79.887 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 79.887 x 794.400 = 63462.282 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

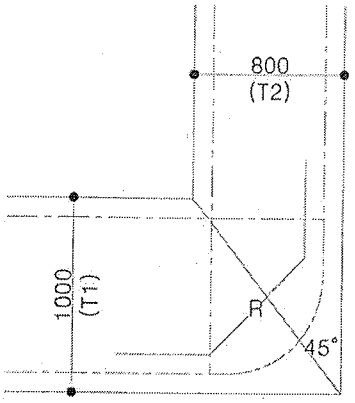
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(49783.968^2 + 63462.282^2)}$ / 180.0

As = 448.107 ㎟

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

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 352.484 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 352.484 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1280.625$ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 352.48 \times 10^6}{1280.625^2 \times 1000} = 1.075 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 352.48 \times 10^6}{1280.625 \times 180} = 3058.266 \text{ mm}^2$$

Asb = 1146.000 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3058.266 mm² - 1146.000 mm²
= 1912.266 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 1912.266 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0012457 + \sqrt{(2 \times 0.0087 + (0.0087)^2)} = 0.124$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.124 / 3 = 0.959$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 43726916.000 / (1146.000 \times 920.000 \times 0.959)$

  $= 43.257$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 43.257 \times 1146.000 = 49572.043$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0011033 + \sqrt{(2 \times 0.0077 + (0.0077)^2)} = 0.117$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 / 3 = 0.961$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 43726916.000 / (794.400 \times 720.000 \times 0.961)$

  $= 79.547$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 79.547 \times 794.400 = 63192.130$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(49572.043^2 + 63192.130^2)} / 180.0$

  $As = 446.199$ ㎟

  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	900	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	279.712	O.K	2.238
		좌측(배수구 단면)	2	741	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	246.810	O.K	1.974
		중앙부	3	920	H19 - 4.0EA + H16 - 4.0EA	125	208.270	O.K	1.666
		우측	4	900	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	285.890	O.K	2.287
		우측(배수구 단면)	5	728	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	208.270	O.K	1.666
좌측벽체	1층	중앙부	6	604	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	528.276	O.K	4.226
		하부	7	700	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	169.556	O.K	1.356
우측벽체	1층	중앙부	8	607	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	538.423	O.K	4.307
		하부	9	700	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	174.180	O.K	1.393
부상방지턱		좌측	10	920	H16 - 4.0EA	250	1133.418	O.K	4.534
		우측	11	920	H16 - 4.0EA	250	1138.728	O.K	4.555

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 356.821 x 1000000 / [2694.400 x (900.000 - 166.356/3)]
= 156.806 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2694.400)]
= 166.356 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 / 156.81) - 2.5 x 89.00 = 279.71 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 156.81) = 401.77 mm
Sa는 작은 값인 279.71 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.71 mm) ∴ O.K

1) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 269.044 x 1000000 / [2694.400 x (641.000 - 137.777/3)]
= 167.799 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x641.0/(7x2694.400)]
= 137.777 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 167.80) - 2.5 x 89.00 = 246.81 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 167.80) = 375.45 mm
Sa는 작은 값인 246.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 246.81 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 346.384 x 1000000 / [1940.400 x (920.000 - 145.089/3)]
= 204.801 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1940.400/1000.0 + 7x1940.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x1940.400)]
= 145.089 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 / 204.80) - 2.5 x 70.50 = 208.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 204.80) = 307.62 mm

Sa는 작은 값인 208.27 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 208.27 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 352.484 x 1000000 / [2694.400 x (900.000 - 166.356/3)]
= 154.901 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x2694.400)]
= 166.356 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 / 154.90) - 2.5 x 89.00 = 285.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 154.90) = 406.71 mm

Sa는 작은 값인 285.89 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 285.89 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 269.044 x 1000000 / [2694.400 x (628.000 - 136.203/3)]
= 171.392 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x628.0/(7x2694.400)]
= 136.203 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 171.39) - 2.5 x 89.00 = 236.97 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 171.39) = 367.58 mm
Sa는 작은 값인 236.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 236.97 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 158.280 x 1000000 / [2694.400 x (604.485 - 133.316/3)]
= 104.891 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x604.5/(7x2694.400)]
= 133.316 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 / 104.89) - 2.5 x 89.00 = 528.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 104.89) = 600.62 mm
Sa는 작은 값인 528.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 528.28 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 352.736 x 1000000 / [2694.400 x (700.000 - 144.727/3)]
= 200.864 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x2694.400)]
= 144.727 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 / 200.86) - 2.5 x 89.00 = 169.56 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 200.86) = 313.65 mm
Sa는 작은 값인 169.56 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 169.56 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 156.943 x 1000000 / [2694.400 x (607.379 - 133.675/3)]
= 103.493 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x607.4/(7x2694.400)]
= 133.675 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 / 103.49) - 2.5 x 89.00 = 538.42 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 103.49) = 608.74 mm
Sa는 작은 값인 538.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 538.42 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 348.625 x 1000000 / [2694.400 x (700.000 - 144.727/3)]
= 198.523 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x2694.400)]
= 144.727 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 / 198.52) - 2.5 x 89.00 = 174.18 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 198.52) = 317.34 mm
Sa는 작은 값인 174.18 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 174.18 mm) ∴ O.K

8) 부상방지턱 좌측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 39.214 x 1000000 / [794.400 x (920.000 - 95.745/3)]
= 55.584 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x794.400)]
= 95.745 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 / 55.58) - 2.5 x 72.00 = 1236.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.58) = 1133.42 mm
Sa는 작은 값인 1133.42 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1133.42 mm) ∴ O.K

9) 부상방지턱 우측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 39.031 x 1000000 / [794.400 x (920.000 - 95.745/3)]
= 55.325 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x794.400)]
= 95.745 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 / 55.32) - 2.5 x 72.00 = 1243.41 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.32) = 1138.73 mm

Sa는 작은 값인 1138.73 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1138.73 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

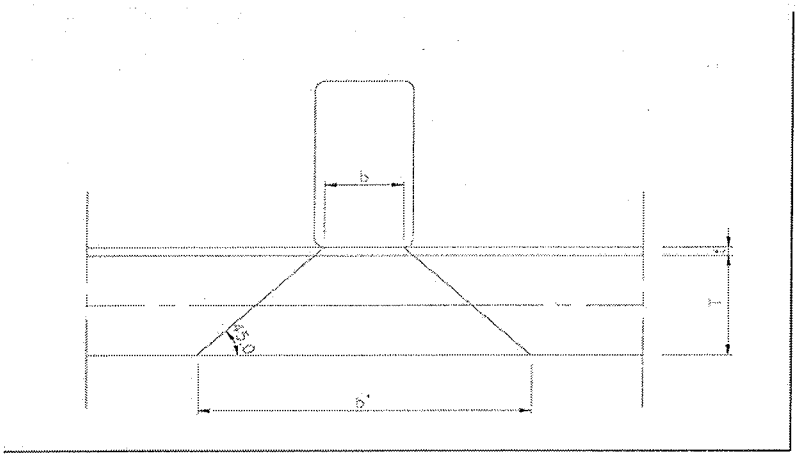
1) 고정하중

- 구체자중 = (517.125 + 123.874) / 14.450 = 44.360 kN/m²

- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

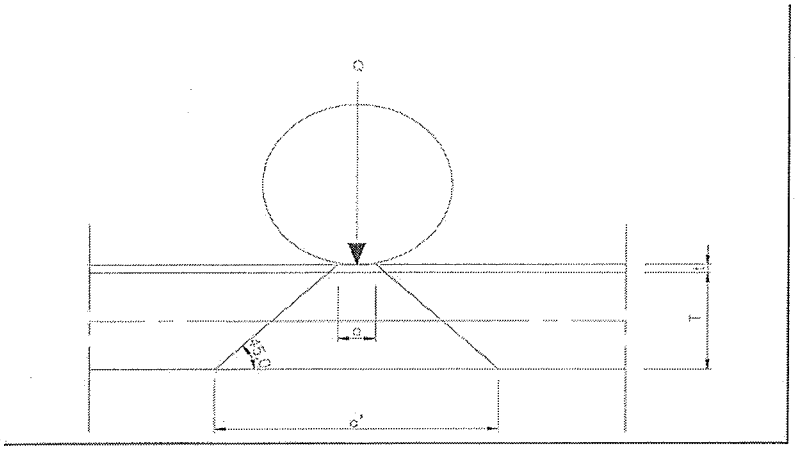


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 1000 mm (하부 슬래브 두께)

$b' = 0.500 + 2 \times (1.000 + 0.080) \times \cot 45°$

$= 2.660$ m



$a' = 0.200 + 2 \times (1.000 + 0.080) \times \cot 45°$

$= 2.360$ m

$Qz = 96.0 / (2.660 \times 2.360) = 15.292$ kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 44.36 + 1.84 + 15.29

= 61.492 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 390.40 kN/m² ≥ Qmax = 61.492 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	13.450	×	1.000	×	25.000				=	336.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	5.184	×	25.000	×	2		=	116.640	kN/m
	:	0.350	×	4.484	×	25.000	/	2	× 2	=	39.235	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.250	×	0.080	×	23.000				=	18.860	kN/m
- 전단키	:	0.500	×	1.000	×	25.000	×	2		=	25.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.500	×	1.000	×	19.000	×	2		=	19.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.500	×	3.484	×	10.000	×	2		=	34.840	kN/m
- 수직수압	:	0.500	×	3.484	×	10.000	×	2		=	34.840	kN/m
								∴ Σ		=	634.665	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

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 3.484 \times 19.000 + 3.484^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 46.183$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 46.183 = 49.641$ kN/m

(3) 저항력

$R = 634.665 + 49.641 = 684.306$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 14.450 \times 4.484 \times 10.000$

$= 647.938$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 684.306 / 647.938$

$= 1.056 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -14.7 m (보링주상도 NNBB-11 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	13.450	×	1.000	×	25.000					=	336.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	5.184	×	25.000	×	2			=	116.640	kN/m
	:	0.350	×	4.484	×	25.000	/	2	×	2	=	39.235	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.250	×	0.080	×	23.000					=	18.860	kN/m
- 전단키	:	0.500	×	1.000	×	25.000	×	2			=	25.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.500	×	14.700	×	19.000	×	2			=	279.300	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.500	×	-10.216	×	10.000	×	2			=	-102.160	kN/m
- 수직수압	:	0.500	×	-10.216	×	10.000	×	2			=	-102.160	kN/m
									∴	Σ	=	620.965	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 14.700^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 747.178$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 14.700 \times -10.216 \times 19.000 + -10.216^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -848.595$ kN/m

∴ $\Sigma = 747.178 + -848.595 = -101.417$ kN/m

(3) 저항력

$R = 620.965 + -101.417 = 519.548$ 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

$$H = \frac{361.250}{14.450 \times 10.000 \times 1.100} = 2.273 \text{ m}$$

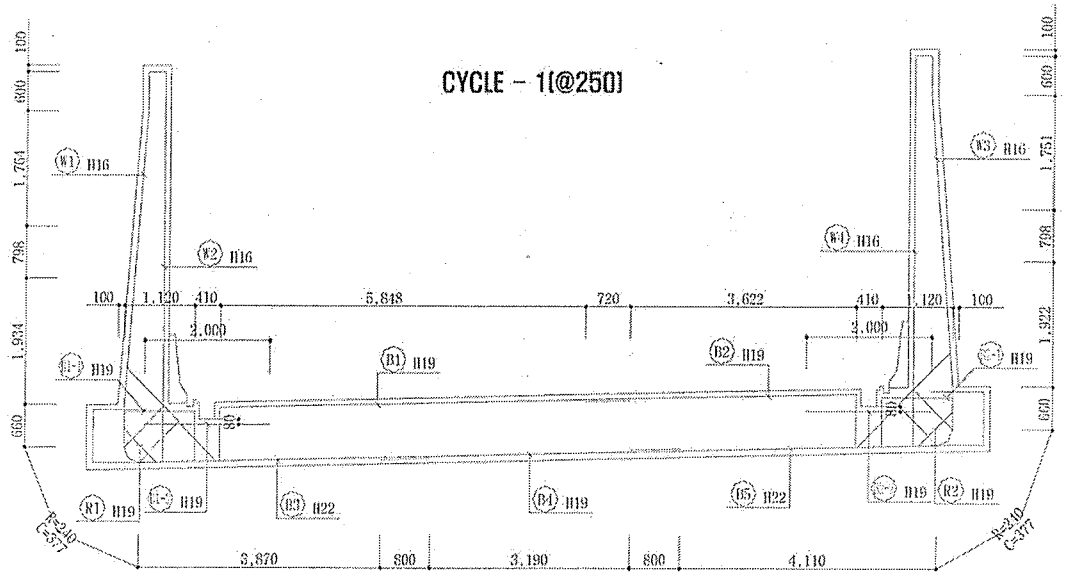
∴ 구조물 저면으로 부터 2.273 m 이하유지

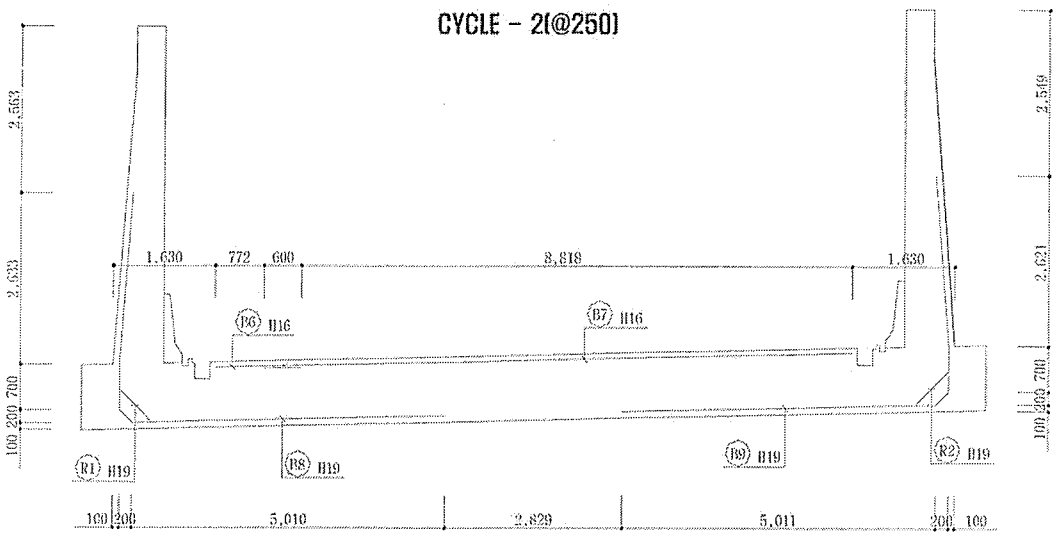
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{527.125}{14.450 \times 10.000 \times 1.100} = 3.316 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.316 m 이하유지

20. 주철근 조립도


CYCLE - 1(@250)
W1 H16
W2 H16
W3 H16
W4 H16
B1 H19
B2 H19
B3 H22
B4 H19
B5 H22
R1 H19
R2 H19
100
1,120
410
5,848
720
3,622
410
120
100
2,000
2,000
3,870
800
3,190
800
4,110
R=240
C=377
R=240
C=377

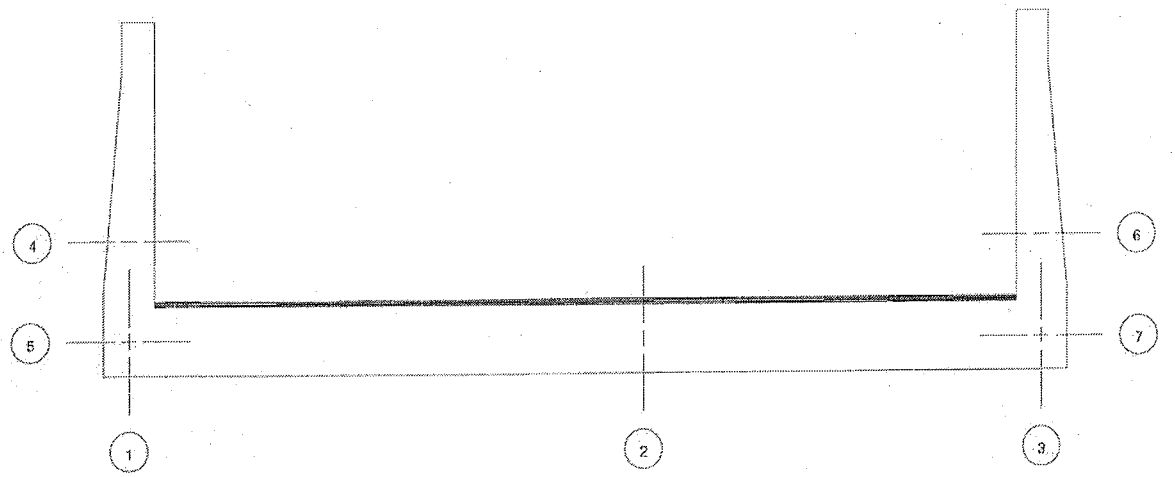

CYCLE - 2(@250)
P6 H16
P7 H16
R1 H19
P8 H19
P9 H19
R2 H19
1,630
772
600
8,818
1,630
100
200
5,010
2,829
5,011
200
100

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	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	800	280.32	539.12	1042.44	H25 - 4.0EA	2026.80	1.92
		좌측(배수구 단면)	2	1000	638	230.61	358.57	1287.6	H25 - 4.0EA	2026.8	1.55
		중앙부	3	1000	820	104.01	315.61	374.54	H19 - 4.0EA	1146.00	3.03
		우측	4	1000	800	289.13	539.12	1075.57	H25 - 4.0EA	2026.80	1.86
		우측(배수구 단면)	5	1000	628	230.61	351.68	1313.1	H25 - 4.0EA	2026.8	1.52
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	542	123.42	361.21	677.34	H25 - 4.0EA	2026.80	2.93
		하부	5	1000	600	245.98	401.30	1227.67	H25 - 4.0EA	2026.80	1.63
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	542	125.80	361.01	690.91	H25 - 4.0EA	2026.80	2.87
		하부	7	1000	600	253.87	401.30	1267.81	H25 - 4.0EA	2026.80	1.58

■ 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
		좌측(배수구단면)	2	1526.0	1986.0	O.K	1144.5	1986.0	O.K
		중앙부	3	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측	4	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		우측(배수구단면)	5	1474.0	1986.0	O.K	1105.5	1986.0	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	6	1282.3	1489.5	O.K	961.7	1489.5	O.K
		하부	7	1382.4	1489.5	O.K	1036.8	1489.5	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	8	1284.4	1489.5	O.K	963.3	1489.5	O.K
		하부	9	1385.9	1489.5	O.K	1039.4	1489.5	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	77.9	595.64	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		좌측(배수구단면)	2	349.4	78.3	622.10	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	3	532.6	21.5	610.53	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	4	519.6	79.7	595.64	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	5	343.0	78.3	610.54	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측 벽체	1 층	중앙부	6	351.9	86.9	403.42	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	389.7	102.0	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측 벽체	1 층	중앙부	8	351.7	88.5	403.20	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	9	389.7	105.1	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H25 - 4.0EA	250	478.987	O.K	1.916
		좌측(배수구 단면)	2	638	H25 - 4.0EA	250	362.700	O.K	1.451
		중앙부	3	820	H19 - 4.0EA	250	431.021	O.K	1.724
		우측	4	800	H25 - 4.0EA	250	455.499	O.K	1.822
		우측(배수구 단면)	5	628	H25 - 4.0EA	250	351.540	O.K	1.406
좌측벽체	1층	중앙부	4	542	H25 - 4.0EA	250	841.628	O.K	3.367
		하부	5	600	H25 - 4.0EA	250	371.186	O.K	1.485
우측벽체	1층	중앙부	6	542	H25 - 4.0EA	250	817.398	O.K	3.270
		하부	7	600	H25 - 4.0EA	250	351.108	O.K	1.404

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp A U type (내공 : 11.85M × 3.746M, 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)

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

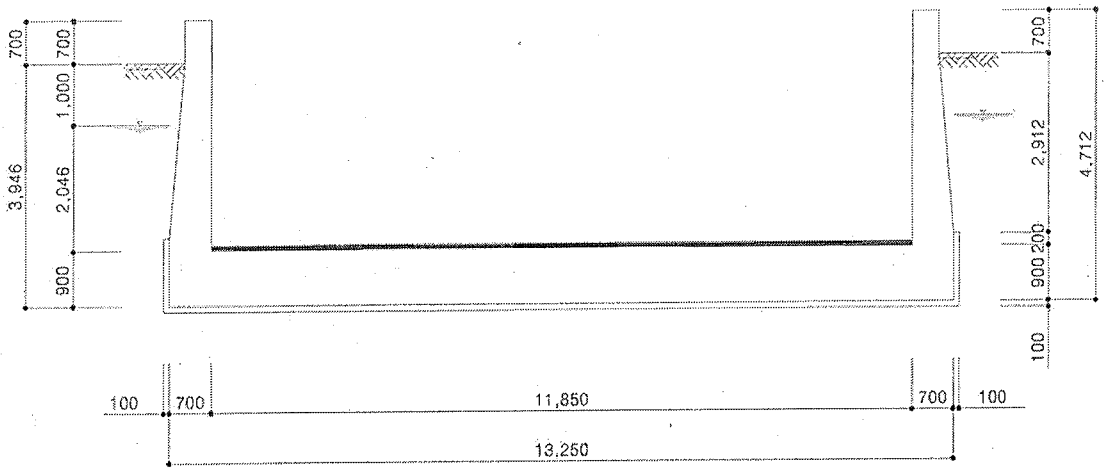
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
2,046
3,946
900
700
2,912
4,712
900
200
100
100
700
11,850
700
100
13,250

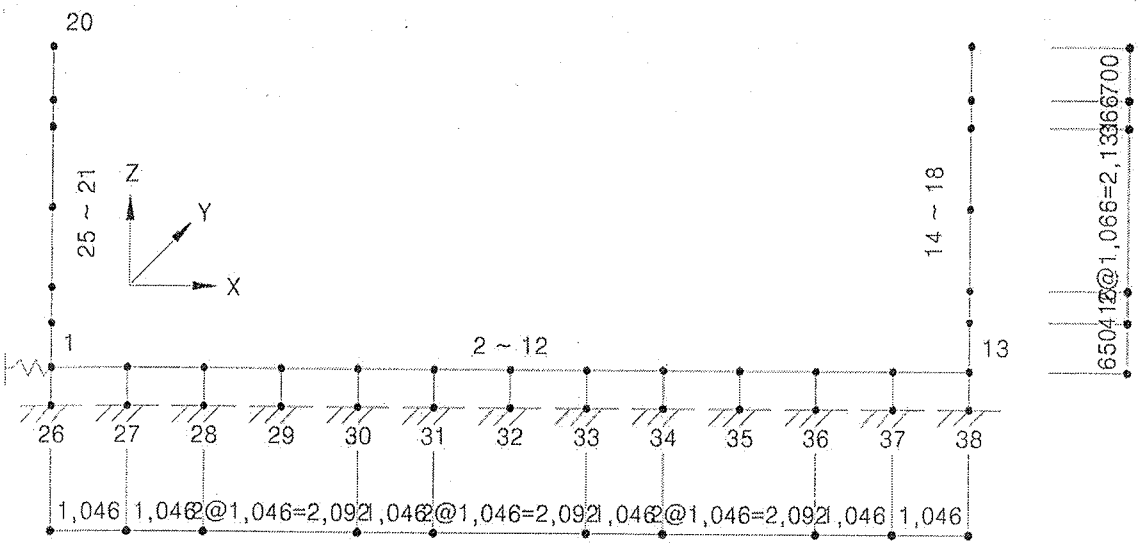
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

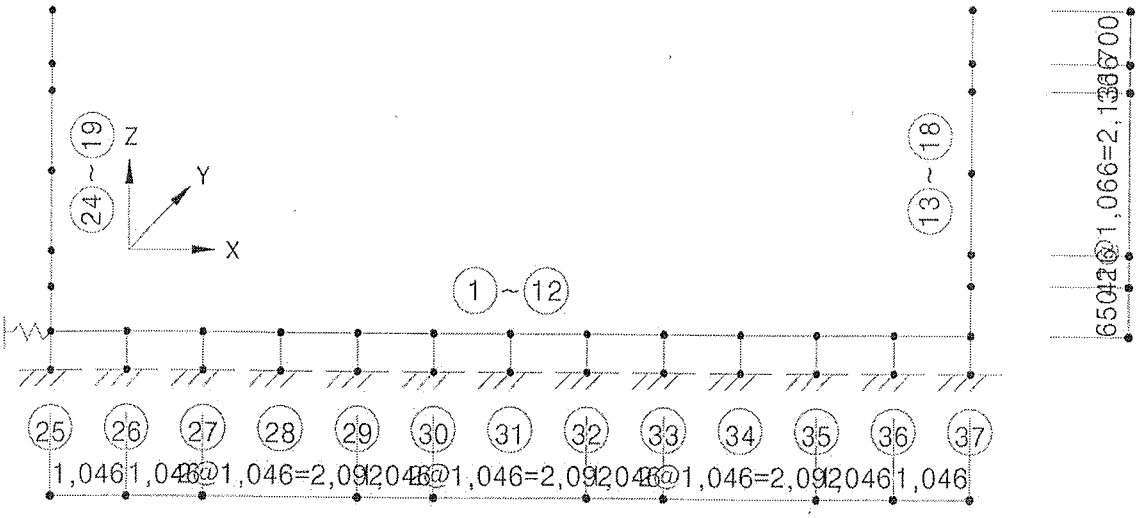
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~12
2	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	24
7	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	18~19

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
3	0.699 × 1.000	= 0.699	0.02849	14
4	0.663 × 1.000	= 0.663	0.02426	15
5	0.569 × 1.000	= 0.569	0.01536	16
6	0.476 × 1.000	= 0.476	0.00896	17
8	0.480 × 1.000	= 0.480	0.00921	22
9	0.572 × 1.000	= 0.572	0.01560	23
10	0.664 × 1.000	= 0.664	0.02442	24

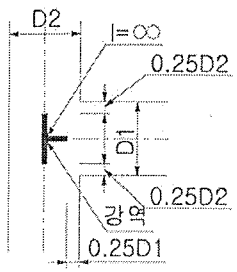
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	13
12	SEC 3 ~ 4	14
13	SEC 4 ~ 5	15
14	SEC 5 ~ 6	16
15	SEC 6 ~ 7	17
16	SEC 7 ~ 8	20
17	SEC 8 ~ 9	21
18	SEC 9 ~ 10	22
19	SEC 10 ~ 2	23

3) 단면좌표

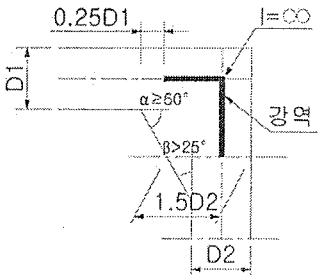
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	20	0.000	4.696
2	1.046	0.500	21	0.000	3.996
3	2.092	0.500	22	0.000	3.647
4	3.138	0.500	23	0.000	2.598
5	4.183	0.500	24	0.000	1.549
6	5.229	0.500	25	0.000	1.084
7	6.275	0.500	26	0.000	0.000
8	7.321	0.500	27	1.046	0.000
9	8.367	0.500	28	2.092	0.000
10	9.412	0.500	29	3.138	0.000
11	10.458	0.500	30	4.183	0.000
12	11.504	0.500	31	5.229	0.000
13	12.550	0.500	32	6.275	0.000
14	12.550	1.150	33	7.321	0.000
15	12.550	1.566	34	8.367	0.000
16	12.550	2.631	35	9.412	0.000
17	12.550	3.697	36	10.458	0.000
18	12.550	4.062	37	11.504	0.000
19	12.550	4.762	38	12.550	0.000

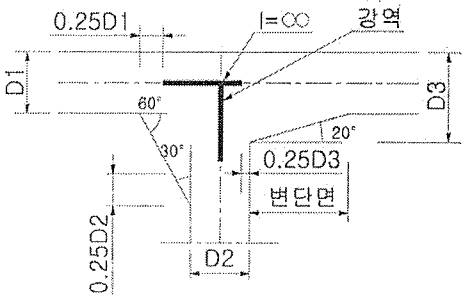
4) 강역설정



(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 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

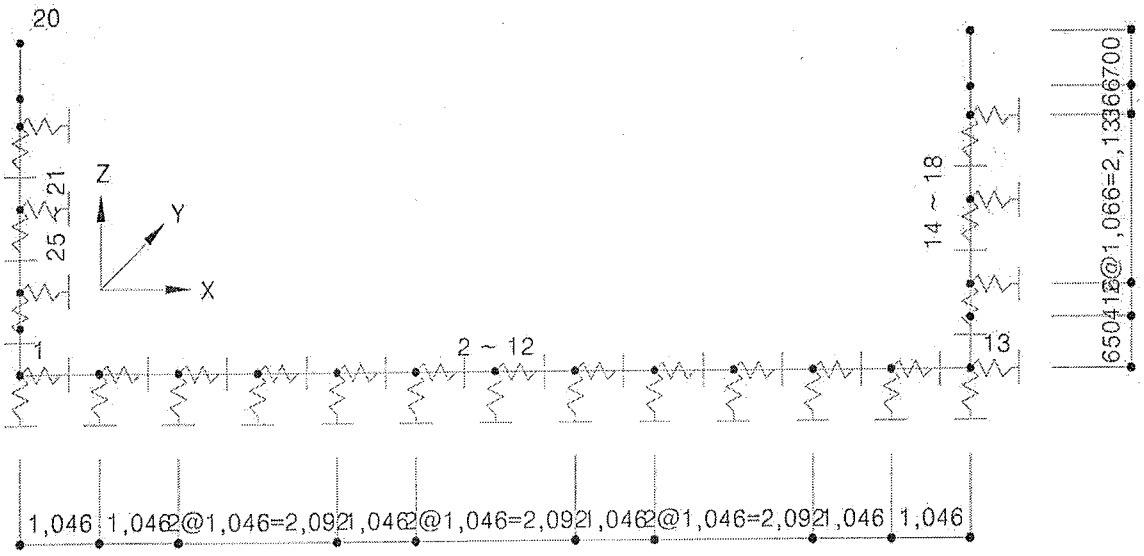
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

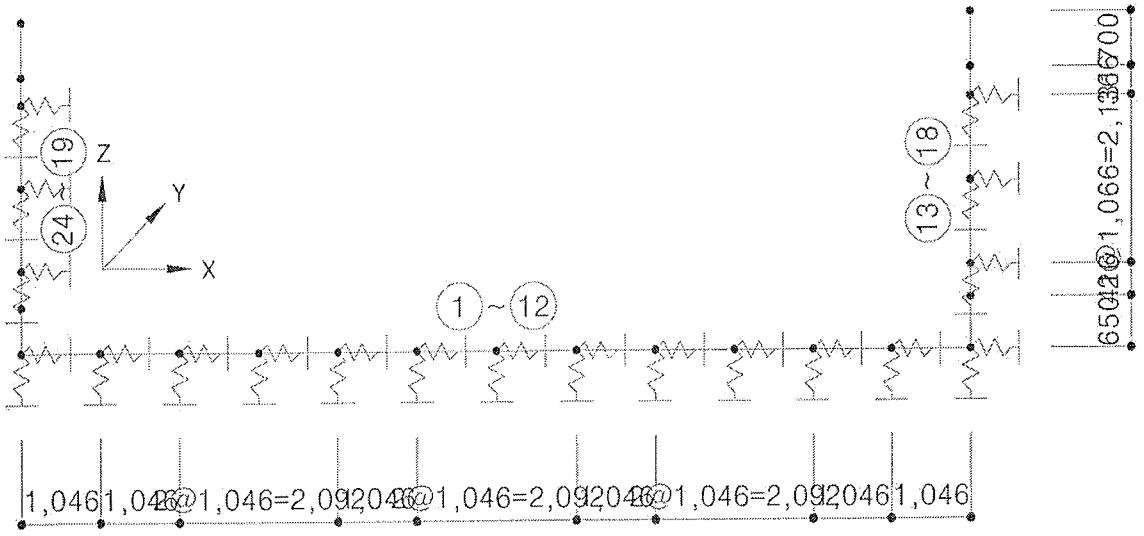
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	1~12
2	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	24
7	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	18~19

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
3	0.699 × 1.000	= 0.699	0.02849	14
4	0.663 × 1.000	= 0.663	0.02426	15
5	0.569 × 1.000	= 0.569	0.01536	16
6	0.476 × 1.000	= 0.476	0.00896	17
8	0.480 × 1.000	= 0.480	0.00921	22
9	0.572 × 1.000	= 0.572	0.01560	23
10	0.664 × 1.000	= 0.664	0.02442	24

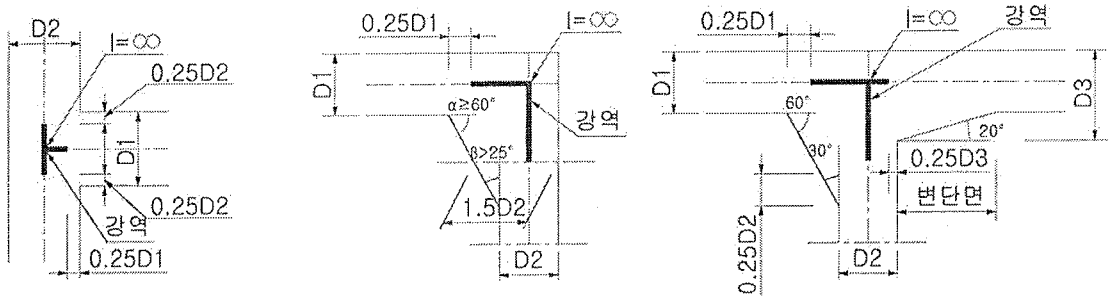
NO	Section(Tapper)	부 재
11	SEC 2 ~ 3	13
12	SEC 3 ~ 4	14
13	SEC 4 ~ 5	15
14	SEC 5 ~ 6	16
15	SEC 6 ~ 7	17
16	SEC 7 ~ 8	20
17	SEC 8 ~ 9	21
18	SEC 9 ~ 10	22
19	SEC 10 ~ 2	23

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	14	12.550	0.650
2	1.046	0.000	15	12.550	1.066
3	2.092	0.000	16	12.550	2.131
4	3.138	0.000	17	12.550	3.197
5	4.183	0.000	18	12.550	3.562
6	5.229	0.000	19	12.550	4.262
7	6.275	0.000	20	0.000	4.196
8	7.321	0.000	21	0.000	3.496
9	8.367	0.000	22	0.000	3.147
10	9.412	0.000	23	0.000	2.098
11	10.458	0.000	24	0.000	1.049
12	11.504	0.000	25	0.000	0.584
13	12.550	0.000			

8) 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 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 900 = 125 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 900 / 2 - 0.25 × 700 = 275 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 = √(13.250 × 13.250) = 13.25 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (13.250 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5447.54 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.046/2) = 4755 kN/m	1,13
Kv2	Kv x (1.046/2 + 1.046/2) = 5697 kN/m	2~12
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

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 : 제1토층 , 매립토

① 연직방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(13.250 × 13.250) = 13.250 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kv = 186666.670 × (13.250 / 0.3)$^{-3/4}$ = 10895.47 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 10895.470 = 3631.82 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.946 × 3.946) = 3.946 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.946 / 0.3)$^{-3/4}$ = 27026.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 27026.510 = 9008.84 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 28000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(3.946 × 3.946) = 3.946 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Eo = 1 / 0.3 × 2 × 28000.0 = 186666.67 kN/m³

Kh = 186666.670 × (3.946 / 0.3)$^{-3/4}$ = 27026.51 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 27026.510 = 9008.84 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.065/2 + 1.065/2) = 28797 kN/m	15~17
Kss1	Kss x (1.065/2 + 1.065/2) = 9599 kN/m	
Kh2	Kh x (1.049/2 + 1.049/2) = 28351 kN/m	22~24
Kss2	Kss x (1.049/2 + 1.049/2) = 9450 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.046/2 + 1.046/2) = 11395 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.046/2 + 1.046/2) = 3798 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.700/2 + 1.046/2) = 9511 kN/m	1,13
Ksb1	Kh x (1.049/2 + 0.900/2) = 26337 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	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.269 × 19.000 × 0.500	= 3.476 kN/m²
Wh3	= 3.476 + 1.049 × 19.000 × 0.500	= 13.441 kN/m²
Wh4	= 13.441 + 1.049 × 19.000 × 0.500	= 23.406 kN/m²
Wh5	= 23.406 + 0.465 × 19.000 × 0.500	= 27.824 kN/m²
Wh6	= 27.824 + 0.584 × 19.000 × 0.500	= 33.372 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.285 × 19.000 × 0.500	= 3.632 kN/m²
Wh3	= 3.632 + 1.065 × 19.000 × 0.500	= 13.754 kN/m²
Wh4	= 13.754 + 1.065 × 19.000 × 0.500	= 23.877 kN/m²
Wh5	= 23.877 + 0.415 × 19.000 × 0.500	= 27.824 kN/m²
Wh6	= 27.824 + 0.650 × 19.000 × 0.500	= 33.999 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.269 × 19.000 × 0.500	= 3.476 kN/m²
Wh3	= 3.476 + 0.651 × 19.000 × 0.500	= 9.660 kN/m²
Wh4	= 9.660 + 0.398 × 10.000 × 0.500	= 11.650 kN/m²
Wh5	= 11.650 + 1.049 × 10.000 × 0.500	= 16.895 kN/m²
Wh6	= 16.895 + 0.465 × 10.000 × 0.500	= 19.220 kN/m²
Wh7	= 19.220 + 0.584 × 10.000 × 0.500	= 22.140 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.285 × 19.000 × 0.500	= 3.632 kN/m²
Wh3	= 3.632 + 0.634 × 19.000 × 0.500	= 9.660 kN/m²
Wh4	= 9.660 + 0.431 × 10.000 × 0.500	= 11.815 kN/m²
Wh5	= 11.815 + 1.065 × 10.000 × 0.500	= 17.142 kN/m²
Wh6	= 17.142 + 0.415 × 10.000 × 0.500	= 19.220 kN/m²
Wh7	= 19.220 + 0.650 × 10.000 × 0.500	= 22.470 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.398 × 10.000 = 3.980 kN/m²

Ww2 = 3.980 + 1.049 × 10.000 = 14.470 kN/m²

Ww3 = 14.470 + 0.465 × 10.000 = 19.120 kN/m²

Ww4 = 19.120 + 0.584 × 10.000 = 24.960 kN/m²

- 우측 벽체

Ww5 = 0.431 × 10.000 = 4.310 kN/m²

Ww6 = 4.310 + 1.065 × 10.000 = 14.965 kN/m²

Ww7 = 14.965 + 0.415 × 10.000 = 19.120 kN/m²

Ww8 = 19.120 + 0.650 × 10.000 = 25.620 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww9 = (3.946 - 1.000) × 10.000 = 29.460 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	:	5.020°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.154
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

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

= 0.447

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	= 뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	= 뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	= 벽배면과 연직면이 이루는각	:	5.020°
δ	= 벽면마찰각	:	0.000°
kh	= 설계수평진도	:	0.063
Θ	= tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

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

= 0.383

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.471 = 0.867 kN/m²

Wh2 = 0.867 + 0.269 × 19.000 × 0.471 = 3.274 kN/m²

Wh3 = 3.274 + 1.049 × 19.000 × 0.471 = 12.661 kN/m²

Wh4 = 12.661 + 1.049 × 19.000 × 0.471 = 22.049 kN/m²

Wh5 = 22.049 + 0.465 × 19.000 × 0.471 = 26.210 kN/m²

Wh6 = 26.210 + 0.584 × 19.000 × 0.471 = 31.436 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.471 = 0.867 kN/m²

Wh2 = 0.867 + 0.285 × 19.000 × 0.471 = 3.422 kN/m²

Wh3 = 3.422 + 1.065 × 19.000 × 0.471 = 12.957 kN/m²

Wh4 = 12.957 + 1.065 × 19.000 × 0.471 = 22.492 kN/m²

Wh5 = 22.492 + 0.415 × 19.000 × 0.471 = 26.210 kN/m²

Wh6 = 26.210 + 0.650 × 19.000 × 0.471 = 32.027 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.407 = 0.749 kN/m²

Wh2 = 0.749 + 0.269 × 19.000 × 0.407 = 2.829 kN/m²

Wh3 = 2.829 + 1.049 × 19.000 × 0.407 = 10.941 kN/m²

Wh4 = 10.941 + 1.049 × 19.000 × 0.407 = 19.053 kN/m²

Wh5 = 19.053 + 0.465 × 19.000 × 0.407 = 22.649 kN/m²

Wh6 = 22.649 + 0.584 × 19.000 × 0.407 = 27.165 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.407 = 0.749 kN/m²

Wh2 = 0.749 + 0.285 × 19.000 × 0.407 = 2.957 kN/m²

Wh3 = 2.957 + 1.065 × 19.000 × 0.407 = 11.196 kN/m²

Wh4 = 11.196 + 1.065 × 19.000 × 0.407 = 19.436 kN/m²

Wh5 = 19.436 + 0.415 × 19.000 × 0.407 = 22.649 kN/m²

Wh6 = 22.649 + 0.650 × 19.000 × 0.407 = 27.675 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.471 = 0.867 kN/m²

Wh2 = 0.867 + 0.269 × 19.000 × 0.471 = 3.274 kN/m²

Wh3 = 3.274 + 0.651 × 19.000 × 0.471 = 9.100 kN/m²

Wh4 = 9.100 + 0.398 × 10.000 × 0.471 = 10.974 kN/m²

Wh5 = 10.974 + 1.049 × 10.000 × 0.471 = 15.915 kN/m²

Wh6 = 15.915 + 0.465 × 10.000 × 0.471 = 18.105 kN/m²

Wh7 = 18.105 + 0.584 × 10.000 × 0.471 = 20.856 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.471 = 0.867 kN/m²

Wh2 = 0.867 + 0.285 × 19.000 × 0.471 = 3.422 kN/m²

Wh3 = 3.422 + 0.634 × 19.000 × 0.471 = 9.100 kN/m²

Wh4 = 9.100 + 0.431 × 10.000 × 0.471 = 11.130 kN/m²

Wh5 = 11.130 + 1.065 × 10.000 × 0.471 = 16.148 kN/m²

Wh6 = 16.148 + 0.415 × 10.000 × 0.471 = 18.105 kN/m²

Wh7 = 18.105 + 0.650 × 10.000 × 0.471 = 21.167 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.407 = 0.749 kN/m²

Wh2 = 0.749 + 0.269 × 19.000 × 0.407 = 2.829 kN/m²

Wh3 = 2.829 + 0.651 × 19.000 × 0.407 = 7.863 kN/m²

Wh4 = 7.863 + 0.398 × 10.000 × 0.407 = 9.483 kN/m²

Wh5 = 9.483 + 1.049 × 10.000 × 0.407 = 13.753 kN/m²

Wh6 = 13.753 + 0.465 × 10.000 × 0.407 = 15.645 kN/m²

Wh7 = 15.645 + 0.584 × 10.000 × 0.407 = 18.022 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.407 = 0.749 kN/m²

Wh2 = 0.749 + 0.285 × 19.000 × 0.407 = 2.957 kN/m²

Wh3 = 2.957 + 0.634 × 19.000 × 0.407 = 7.863 kN/m²

Wh4 = 7.863 + 0.431 × 10.000 × 0.407 = 9.617 kN/m²

Wh5 = 9.617 + 1.065 × 10.000 × 0.407 = 13.954 kN/m²

Wh6 = 13.954 + 0.415 × 10.000 × 0.407 = 15.645 kN/m²

Wh7 = 15.645 + 0.650 × 10.000 × 0.407 = 18.291 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

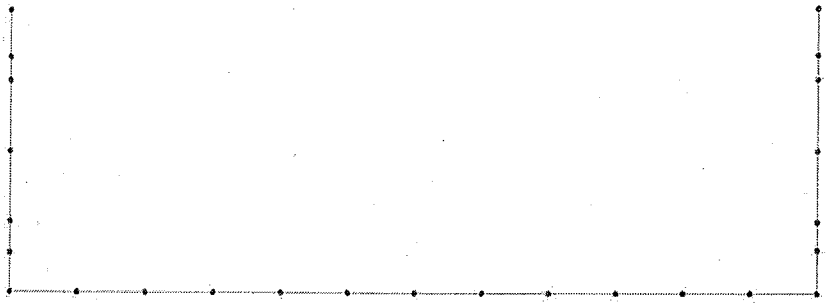
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.900×25.000×0.063 = 1.417	fb = 0.900×25.000×0.154 = 3.465

② 측벽

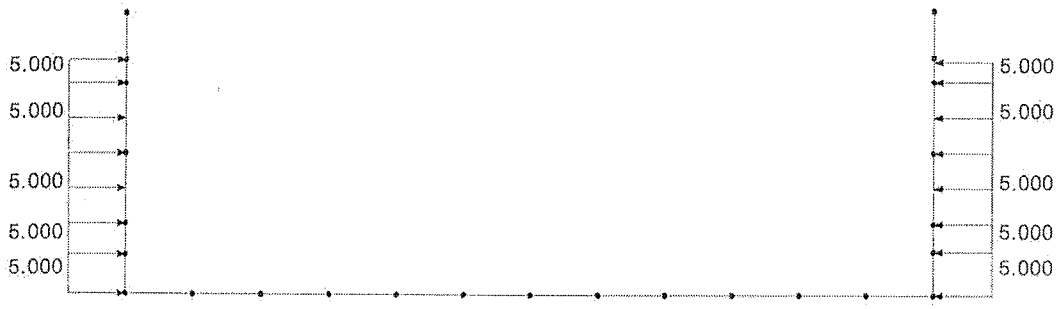
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.489×25.000×0.063 = 0.770	f2 = 0.489×25.000×0.154 = 1.881
f3 = 0.520×25.000×0.063 = 0.819	f3 = 0.520×25.000×0.154 = 2.002
f4 = 0.611×25.000×0.063 = 0.963	f4 = 0.611×25.000×0.154 = 2.354
f5 = 0.700×25.000×0.063 = 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

10. 하 중 재 하 (상시)

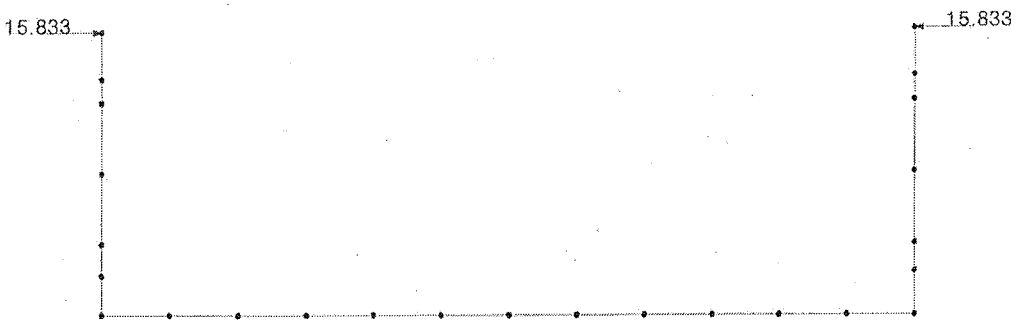
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



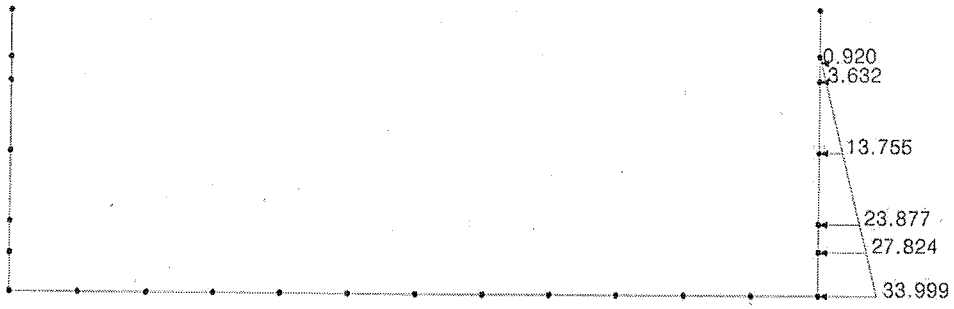
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)

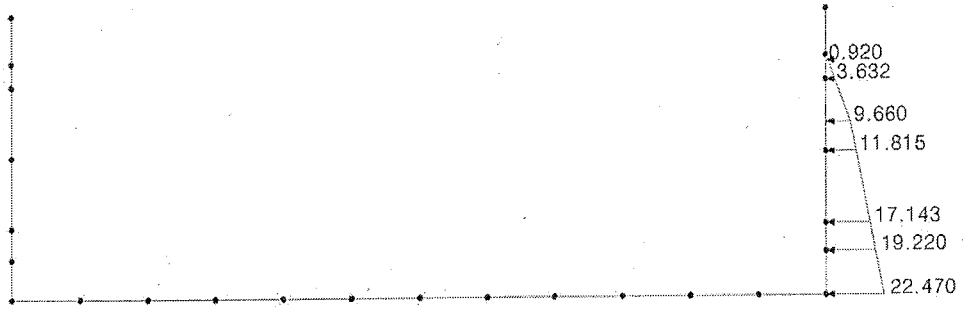
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



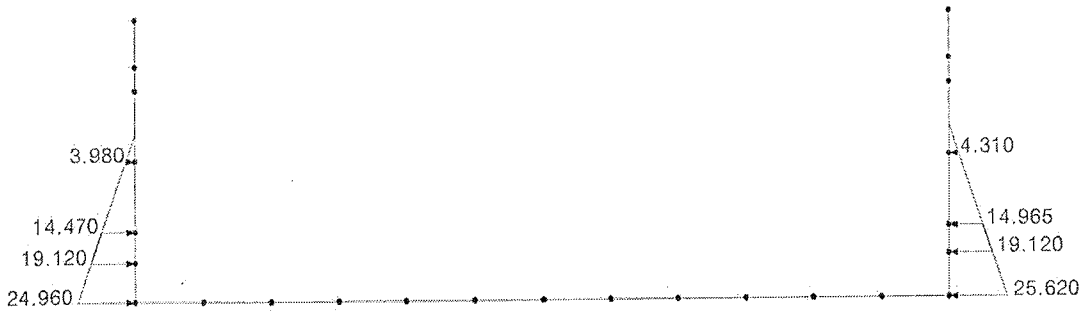
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)

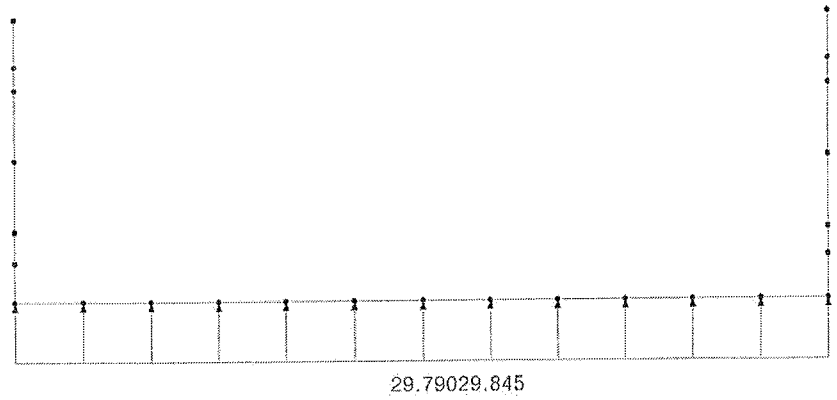
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



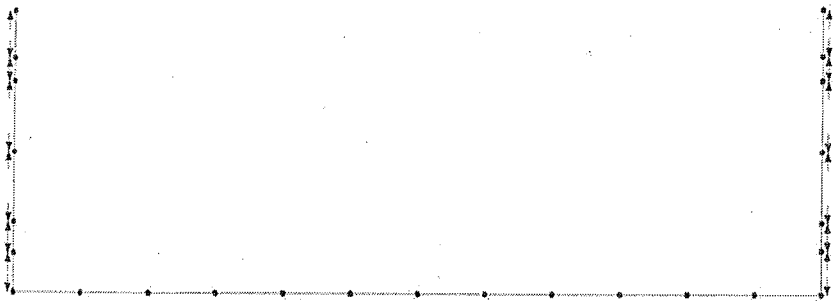
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

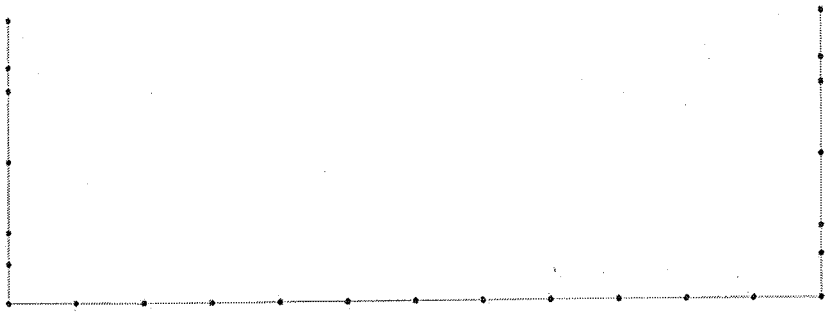


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

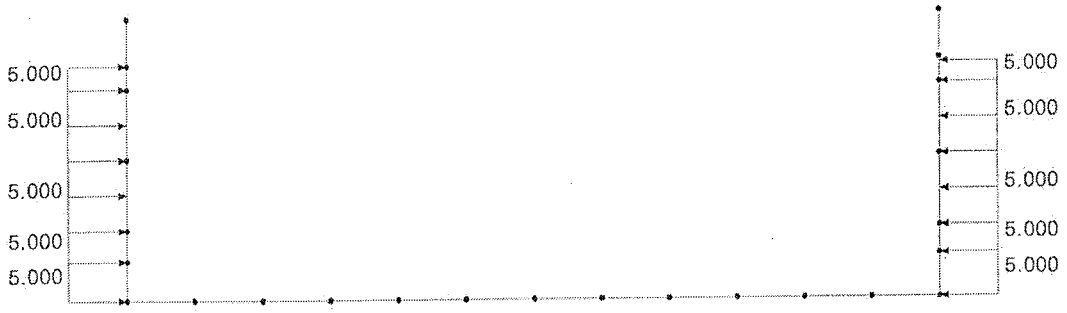


11. 하중 재하 (기능수행)

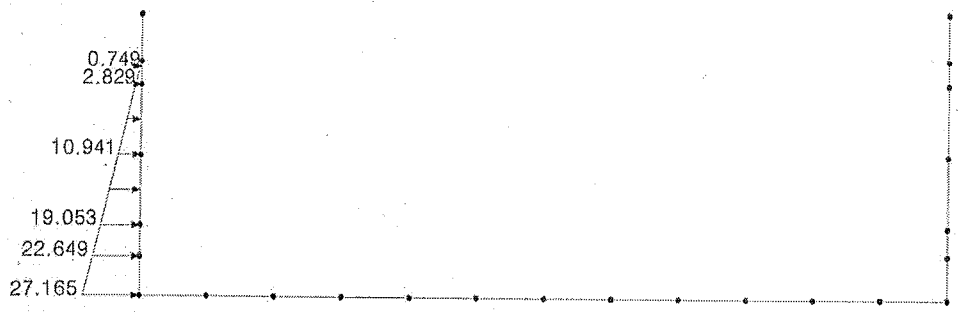
1) CASE1 - 구체자중(SW)



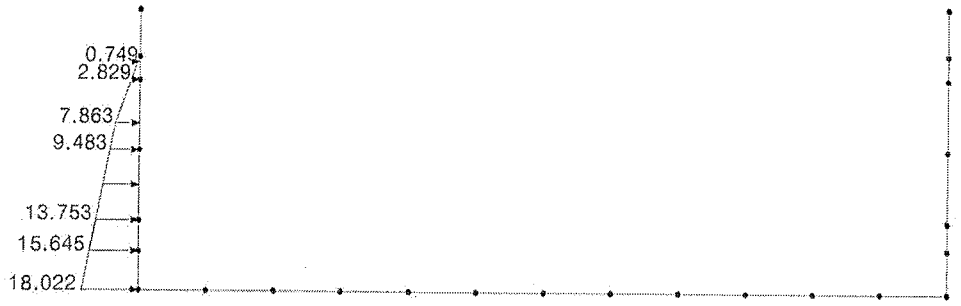
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



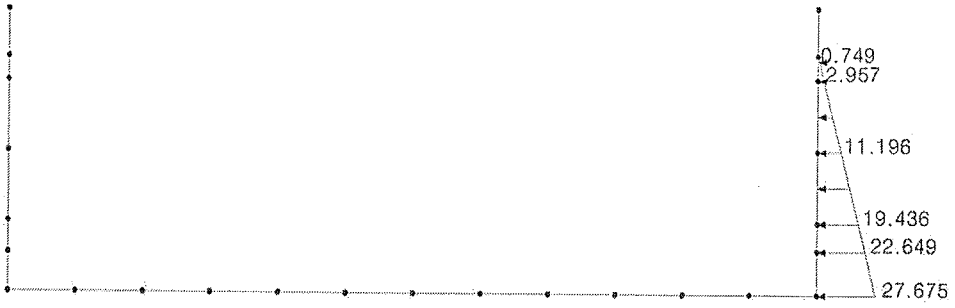
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



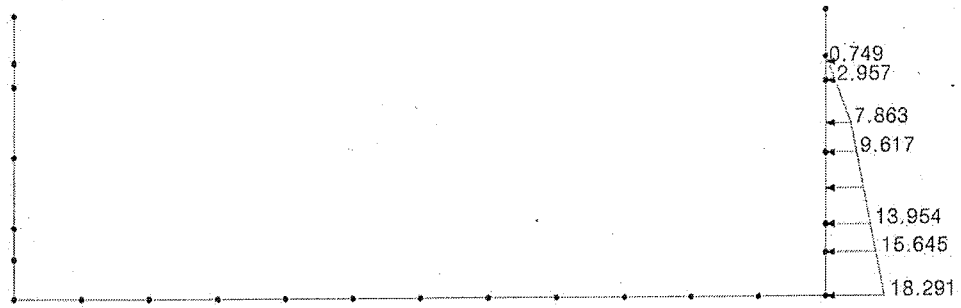
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



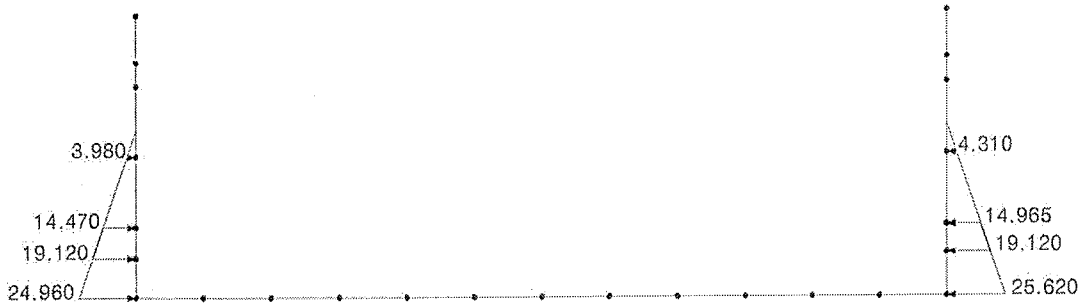
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



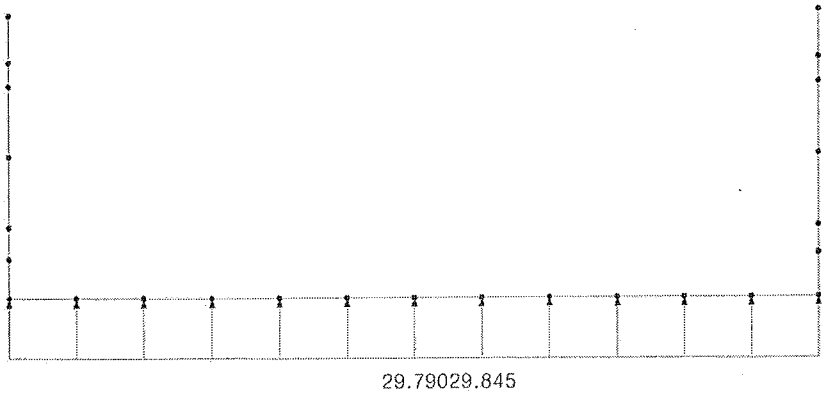
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



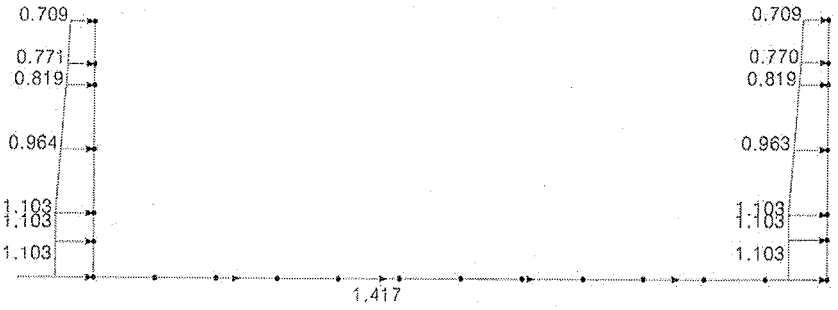
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



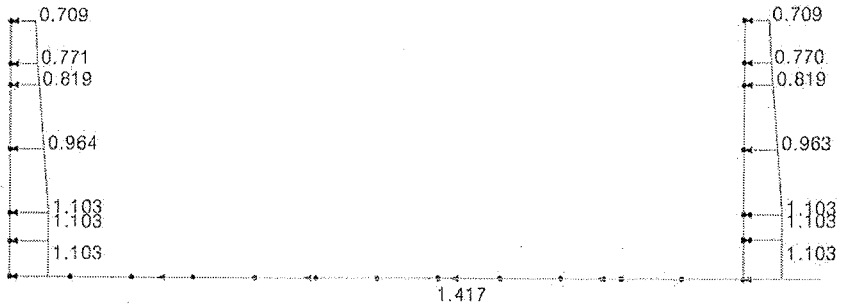
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

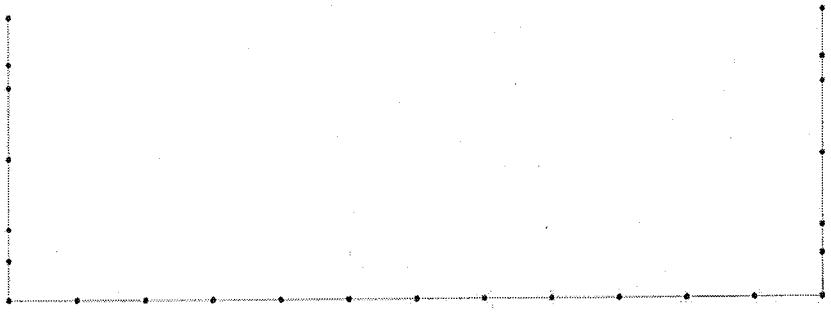


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

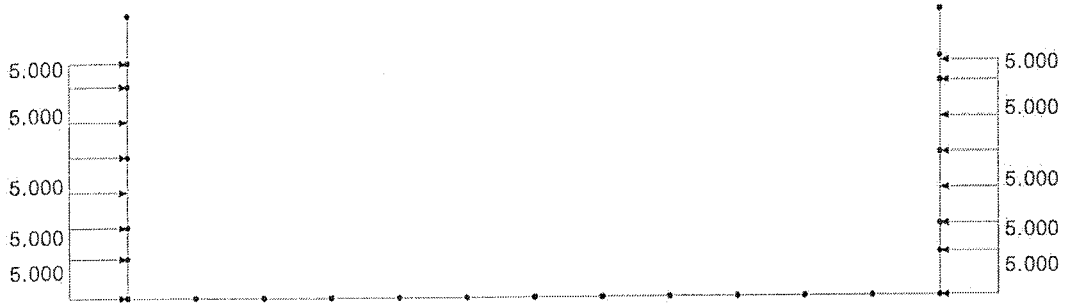


12. 하중 재하 (붕괴방지)

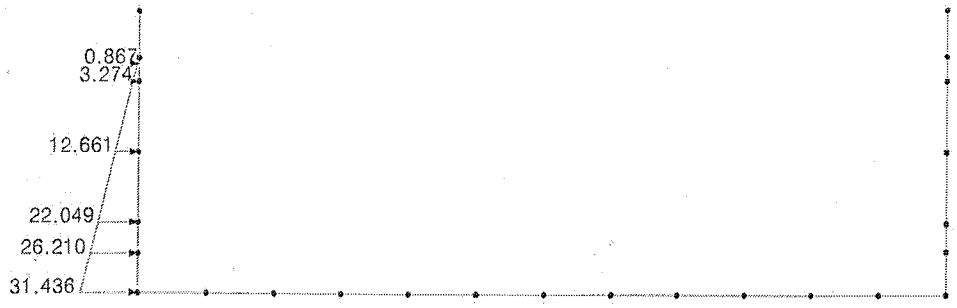
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



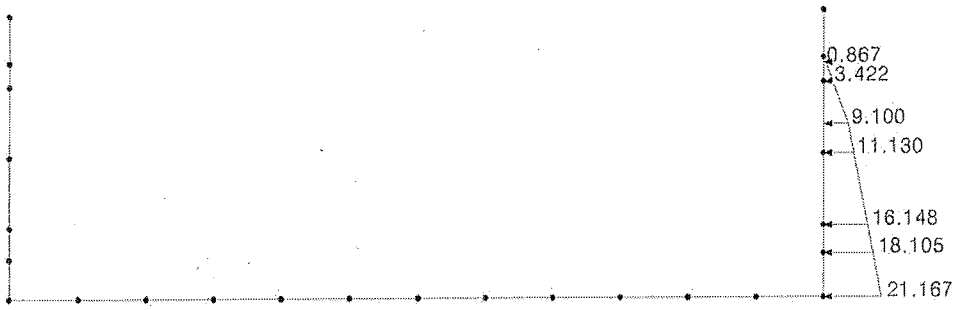
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



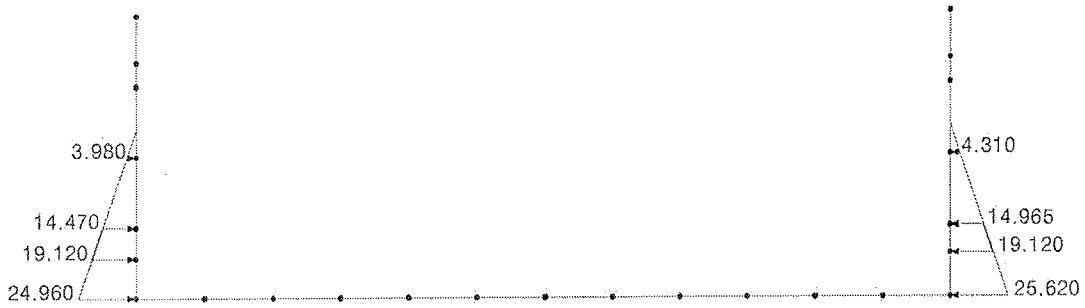
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)

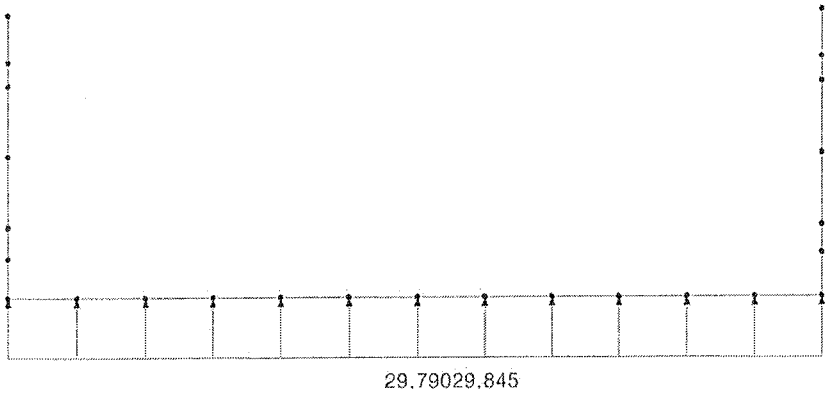
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



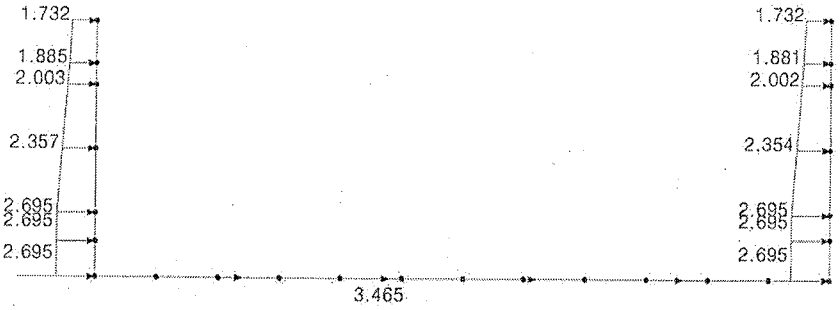
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



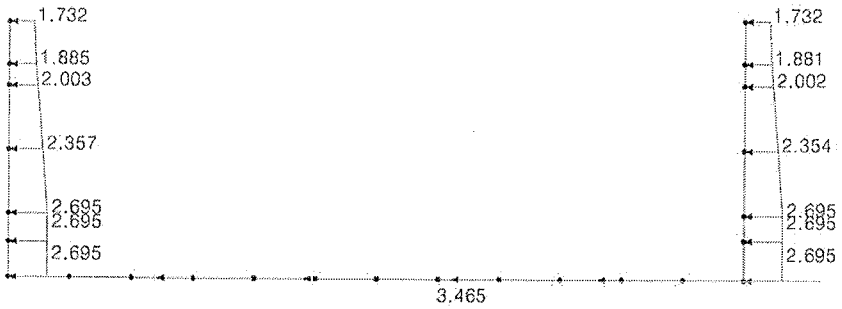
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



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	●

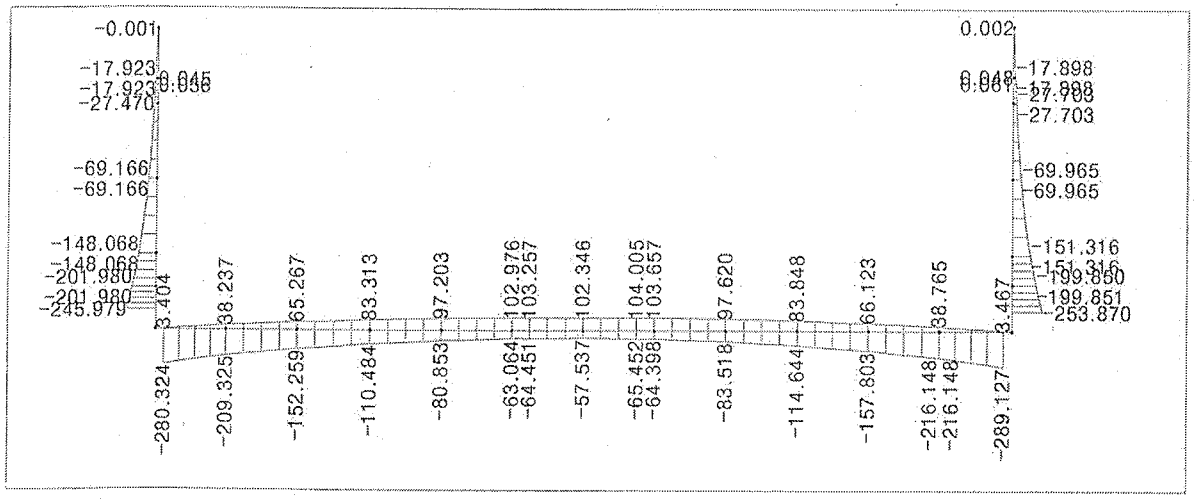
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

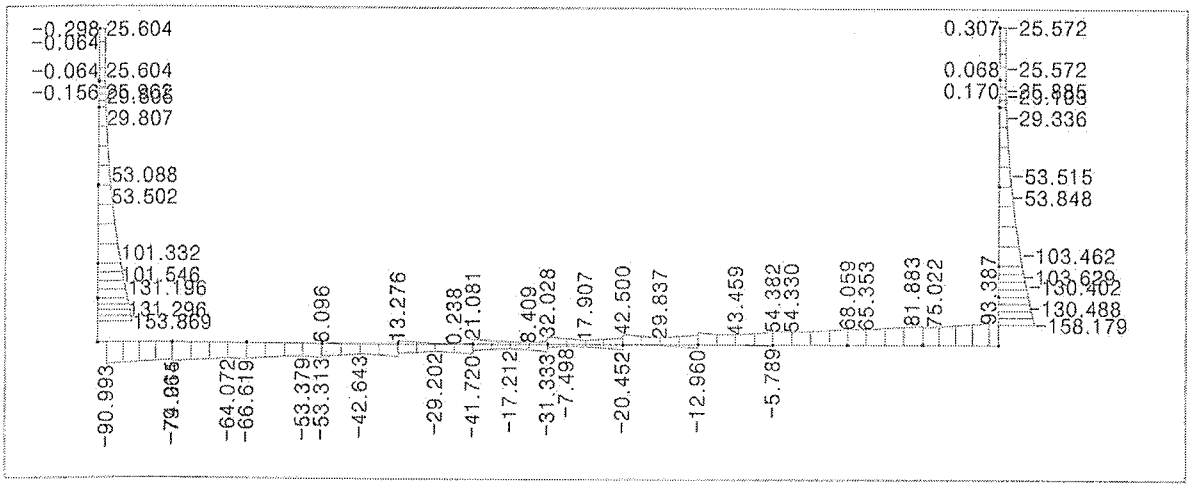
14. 단면력정리

14.1 상시

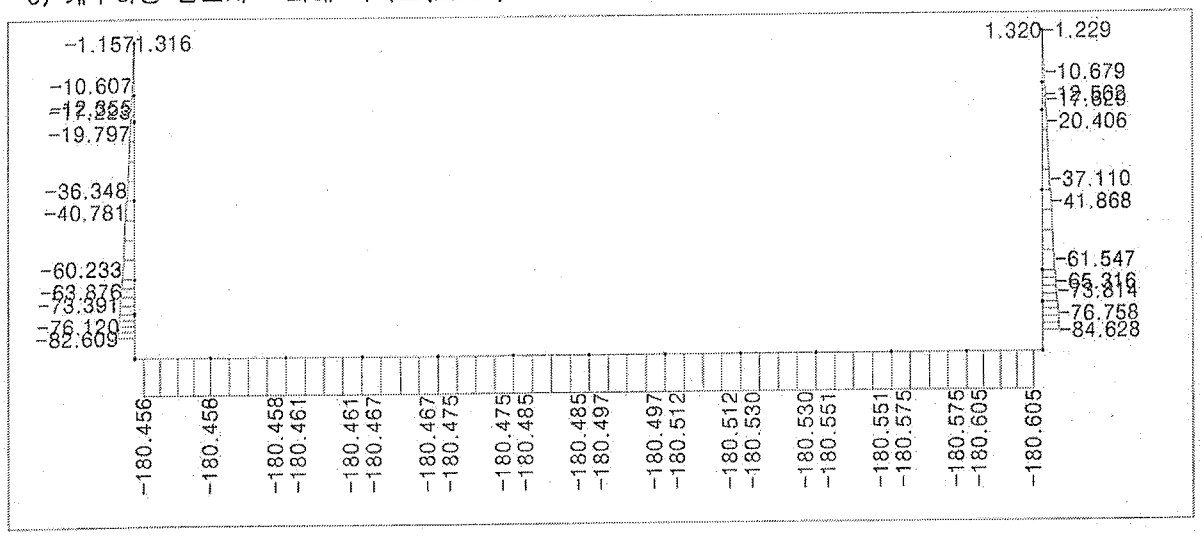
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



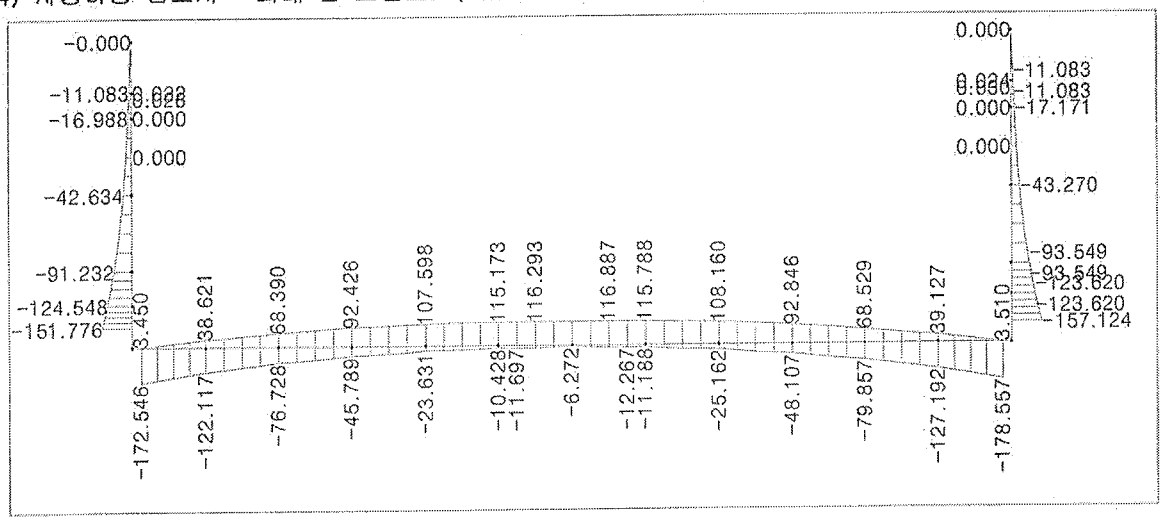
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

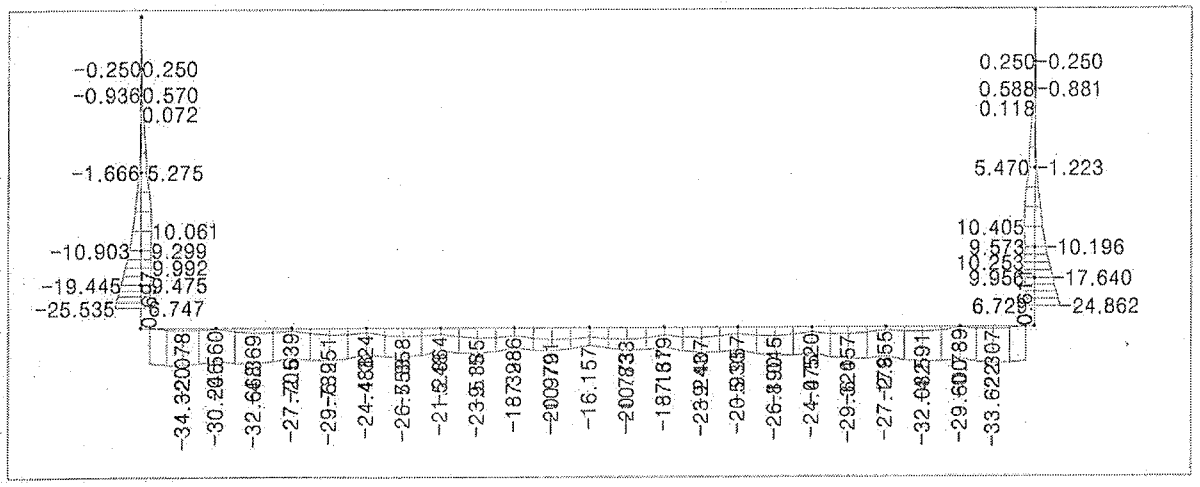


5) 단면력 정리

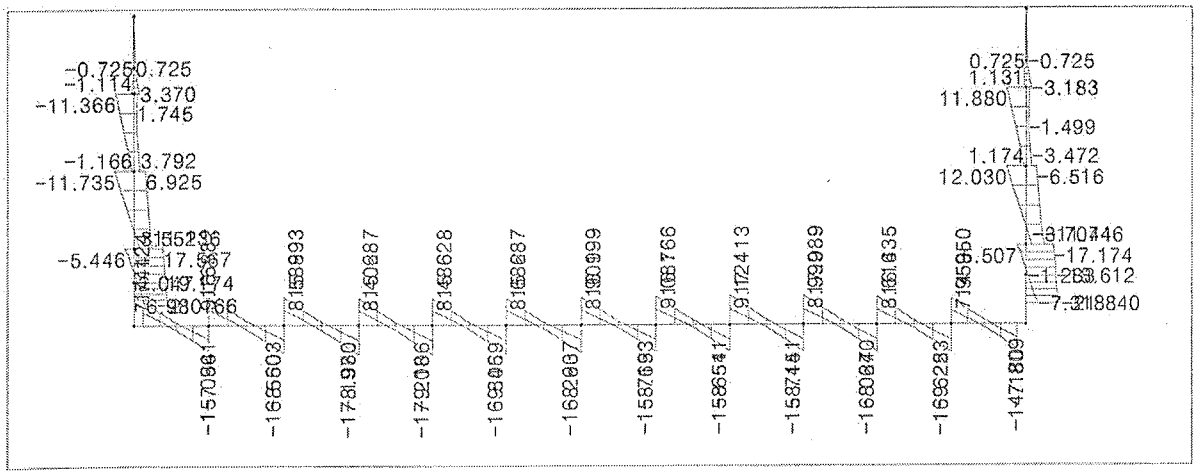
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	280.32	77.86	180.46	172.55	1000.00	900.00	
		중앙부	2	104.01	21.50	180.50	116.56	1000.00	900.00	
		우측	3	289.13	79.69	180.61	178.56	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	123.42	86.90	55.10	76.01	1000.00	641.83	
		하부	5	245.98	102.01	82.61	151.78	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	125.80	88.51	56.35	77.74	1000.00	641.54	
		하부	7	253.87	105.11	84.63	157.12	1000.00	700.00	

14.2 지진시(기능수행)

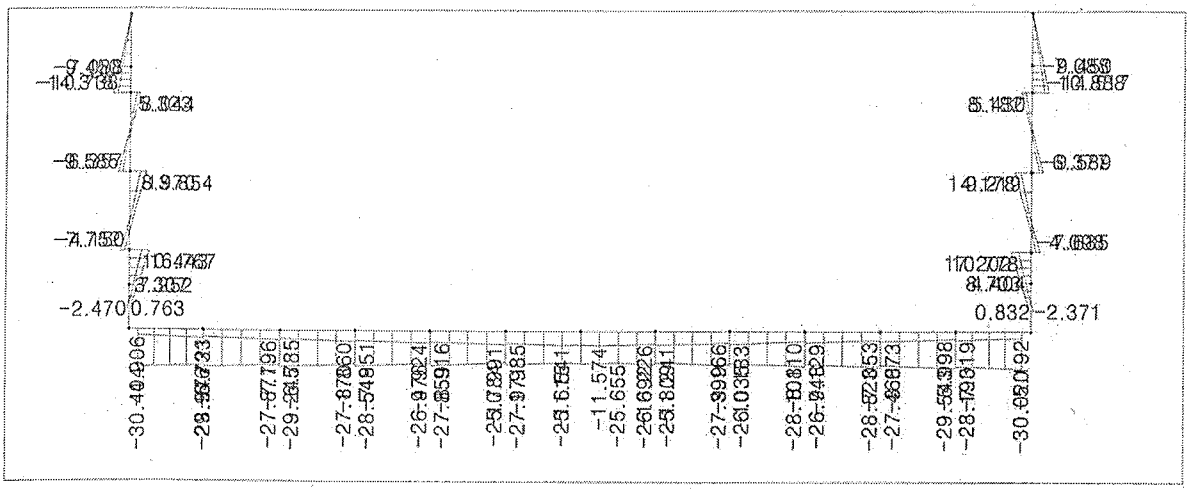
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

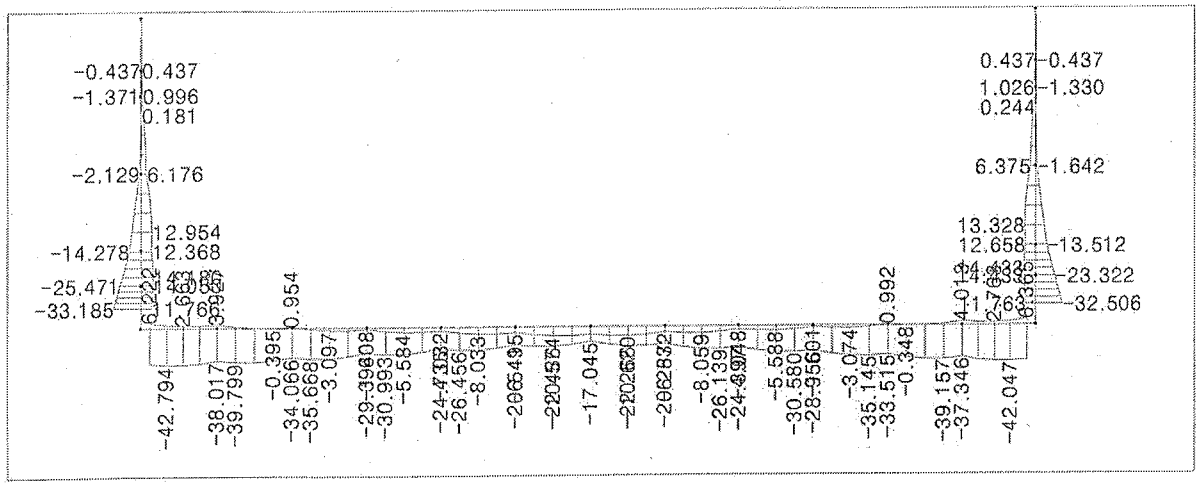


4) 단면력 정리

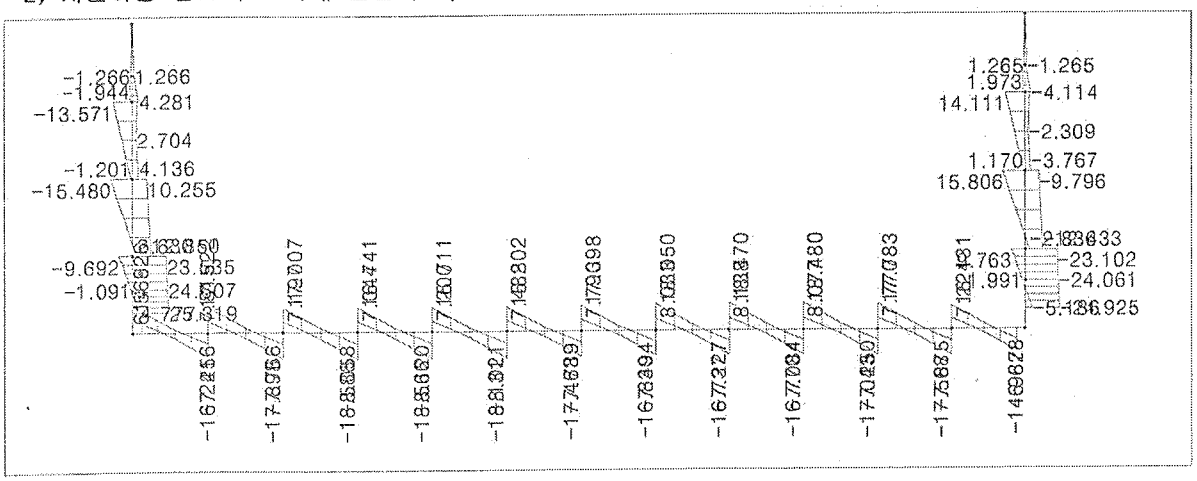
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	32.67	13.77	30.40	1000.00	900.00	
		중앙부	2	0.00	8.65	26.17	1000.00	900.00	
		우측	3	31.92	13.81	30.02	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	8.23	9.74	2.62	1000.00	641.83	
		하부	5	25.54	17.59	2.47	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	7.58	9.37	2.44	1000.00	641.54	
		하부	7	24.86	17.26	2.37	1000.00	700.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

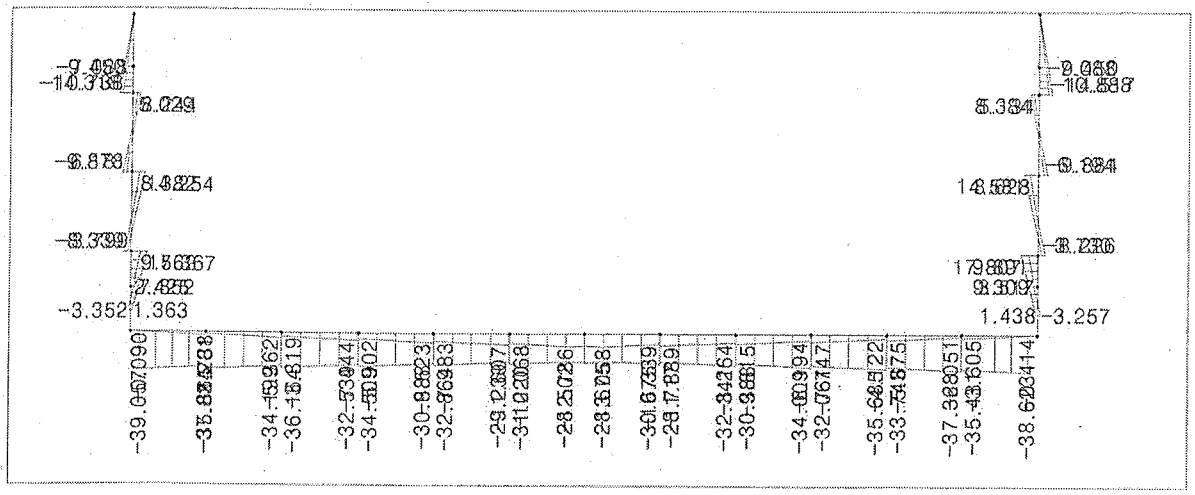
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	41.52	14.71	39.06	1000.00	900.00	
		중앙부	2	0.00	9.77	29.77	1000.00	900.00	
		우측	3	40.75	14.76	38.62	1000.00	900.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	10.99	12.24	3.21	1000.00	641.83	
		하부	5	33.19	23.55	3.35	1000.00	700.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	10.28	11.81	3.03	1000.00	641.54	
		하부	7	32.51	23.16	3.26	1000.00	700.00	

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	-280.32	-	-41.52	-32.67	-280.32	
		중앙부	2	104.01	-	-	-	104.01	
		우측	3	-289.13	-	-40.75	-31.92	-289.13	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-123.42	-	-10.99	-8.23	-123.42	
		하부	5	-245.98	-	-33.19	-25.54	-245.98	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-125.80	-	-10.28	-7.58	-125.80	
		하부	7	-253.87	-	-32.51	-24.86	-253.87	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-77.86	-	14.71	13.77	-77.86	
		중앙부	2	21.50	-	-9.77	-8.65	21.50	
		우측	3	79.69	-	-14.76	-13.81	79.69	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	86.90	-	12.24	9.74	86.90	
		하부	5	102.01	-	23.55	17.59	102.01	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-88.51	-	-11.81	-9.37	-88.51	
		하부	7	-105.11	-	-23.16	-17.26	-105.11	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-180.46	-	-39.06	-30.40	-180.46	
		중앙부	2	-180.50	-	-29.77	-26.17	-180.50	
		우측	3	-180.61	-	-38.62	-30.02	-180.61	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-55.10	-	-3.21	-2.62	-55.10	
		하부	5	-82.61	-	-3.35	-2.47	-82.61	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-56.35	-	-3.03	-2.44	-56.35	
		하부	7	-84.63	-	-3.26	-2.37	-84.63	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-172.55	-	-	-	-172.55	
		중앙부	2	116.56	-	-	-	116.56	
		우측	3	-178.56	-	-	-	-178.56	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-76.01	-	-	-	-76.01	
		하부	5	-151.78	-	-	-	-151.78	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-77.74	-	-	-	-77.74	
		하부	7	-157.12	-	-	-	-157.12	

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	800	280.32	539.12	1042.44	H25 - 4.0EA	2026.80	1.92
		좌측(배수구단면)	2	1000	638	230.61	358.57	1287.6	H25 - 4.0EA	2026.8	1.55
		중앙부	3	1000	820	104.01	315.61	374.54	H19 - 4.0EA	1146.00	3.03
		우측	4	1000	800	289.13	539.12	1075.57	H25 - 4.0EA	2026.80	1.86
		우측(배수구단면)	5	1000	628	230.61	351.68	1313.1	H25 - 4.0EA	2026.8	1.52
좌측벽체	1층	중앙부	6	1000	542	123.42	361.21	677.34	H25 - 4.0EA	2026.80	2.93
		하부	7	1000	600	245.98	401.30	1227.67	H25 - 4.0EA	2026.80	1.63
우측벽체	1층	중앙부	8	1000	542	125.80	361.01	690.91	H25 - 4.0EA	2026.80	2.87
		하부	9	1000	600	253.87	401.30	1267.81	H25 - 4.0EA	2026.80	1.58

(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	519.6	77.9	595.64	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		좌측(배수구단면)	2	349.4	78.3	622.10	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	3	532.6	21.5	610.53	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	4	519.6	79.7	595.64	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	5	343.0	78.3	610.54	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	6	351.9	86.9	403.42	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	389.7	102.0	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	8	351.7	88.5	403.20	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	9	389.7	105.1	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	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	280.32	77.86

* 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 (800.00 - 41.559) / 41.559 = 0.05475

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1042.440 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.944]

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 = 0.00253

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 (800.00 - a/2) = 539.118 kN.m

≥ Mu (= 280.324 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.923]

* 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 (= 77.855 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-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	638.0	538.0	100.0	230.6	78.3

* 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 (538.00 - 41.559) / 41.559 = 0.03584

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1287.580 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.574]

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

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 = 0.00377

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 (538.00 - a/2) = 358.571 kN.m

≥ Mu (= 230.612 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.555]

* 전단에 대한 검토 (d = 538.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 538.00 = 349.441 kN

≥ Vu (= 78.338 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	900.00	820.00	80.00	104.01	21.50

* 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 (820.00 - 23.499) / 23.499 = 0.10169

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 374.537 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.060]

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 = 0.00140

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 (820.00 - a/2) = 315.613 kN.m

≥ Mu (= 104.005 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.035]

* 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 (= 21.502 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	289.13	79.69

* 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 (800.00 - 41.559) / 41.559 = 0.05475

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1075.567 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.884]

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 = 0.00253

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 (800.00 - a/2) = 539.118 kN.m

≥ Mu (= 289.127 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.865]

* 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 (= 79.685 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	628.0	528.0	100.0	230.6	78.3

* 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 (528.00 - 41.559) / 41.559 = 0.03511

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1313.060 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.544]

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

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 = 0.00384

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 (528.00 - a/2) = 351.680 kN.m

≥ Mu (= 230.612 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.525]

* 전단에 대한 검토 (d = 528.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 528.00 = 342.946 kN

≥ Vu (= 78.338 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	641.83	541.83	100.00	123.42	86.90

* 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 (541.83 - 41.559) / 41.559 = 0.03611

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 677.343 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.992]

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 = 0.00374

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 (541.83 - a/2) = 361.211 kN.m

≥ Mu (= 123.423 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.927]

* 전단에 대한 검토 (d = 541.83 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 541.83 = 351.930 kN

≥ Vu (= 86.899 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	245.98	102.01

* 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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1227.669 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.651]

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 (= 245.979 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.631]

* 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 (= 102.013 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	641.54	541.54	100.00	125.80	88.51

* 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 (541.54 - 41.559) / 41.559 = 0.03609

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 690.906 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.934]

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 = 0.00374

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 (541.54 - a/2) = 361.010 kN.m

≥ Mu (= 125.798 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.870]

* 전단에 대한 검토 (d = 541.54 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 541.54 = 351.741 kN

≥ Vu (= 88.505 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	700.00	600.00	100.00	253.87	105.11

* 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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a/2)$ ---------- ①

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- ②

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 As를 구한다

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1267.806 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2026.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.599]

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 (= 253.870 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.581]

* 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 (= 105.106 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 : 1경간(좌측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 763 × 0.0020 = 1526.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1526.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 763 × 1000 = 1144.50 ㎟ (≤1800)
∴ 1144.50 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 900 × 0.0020 = 1800.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

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 × 737 × 0.0020 = 1474.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1474.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 737 × 1000 = 1105.50 ㎟ (≤1800)

∴ 1105.50 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 중앙부

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

= 1000 × 641 × 0.0020 = 1282.28 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 1282.276 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 641 x 1000 = 961.7 ㎟ (≤1800)

∴ 961.7 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 하부

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

= 1000 × 691 × 0.0020 = 1382.43 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 1382.431 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 691 x 1000 = 1036.8 ㎟ (≤1800)

∴ 1036.8 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 중앙부

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

= 1000 × 642 × 0.0020 = 1284.44 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 1284.437 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 642 x 1000 = 963.3 ㎟ (≤1800)

∴ 963.3 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

9) 우측벽체 : 하부

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

= 1000 × 693 × 0.0020 = 1385.86 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 1385.863 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

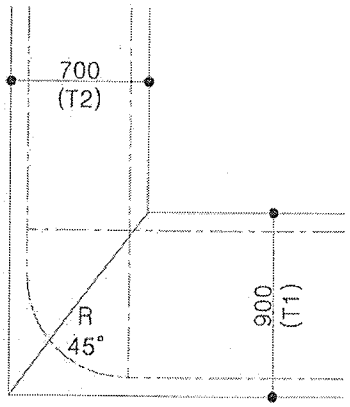
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 693 x 1000 = 1039.4 ㎟ (≤1800)

∴ 1039.4 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 172.546 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 172.546 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 172.55 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 0.664\ MPa < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0013976 + \sqrt{(2 \times 0.0098 + (0.0098)^2)} = 0.130$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.130 / 3 = 0.957$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 3449644.000 / (1146.000 \times 820.000 \times 0.957)$

  $= 3.838$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 3.838 \times 1146.000 = 4398.108$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$

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

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 3449644.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958)$

  $= 7.309$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 7.309 \times 794.400 = 5806.386$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

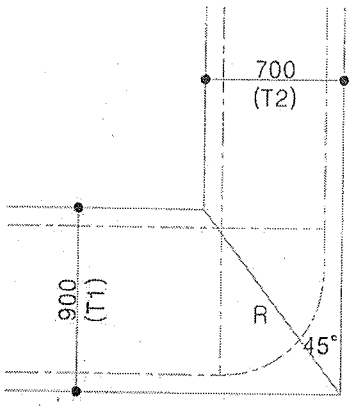
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(4398.108^2 + 5806.386^2)} / 180.0$

  $As = 40.467$ ㎟

  사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 178.557 kN.m
- 절정부 휨모멘트 : Mo = 178.557 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1140.175$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 178.56 \times 10^6}{1140.175^2 \times 1000} = 0.687\ MPa > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 178.56 \times 10^6}{1140.175 \times 180} = 1740.052\ mm^2$$

$Asb = 0.000\ mm^2$

Req'd As = As - Asb
= 1740.052 mm² - 0.000 mm²
= 1740.052 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 4EA

∴ Total As = 2026.800 mm² > Req'd As (= 1740.052 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 1146 mm²

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]
= - 7 x 0.0013976 + √(2 x 0.0098 + (0.0098)²) = 0.130
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.130 /3 = 0.957
fs = Mo / (As x d x j) = 3510185.000 / (1146.000 x 820.000 x 0.957)
= 3.905 MPa
인장력 Th1 = fs x As = 3.905 x 1146.000 = 4475.294 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0012813 + \sqrt{(2 \times 0.0090 + (0.0090)^2)} = 0.125$

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

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 3510185.000 / (794.400 \times 620.000 \times 0.958)$

$= 7.437$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 7.437 \times 794.400 = 5908.287$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(4475.294^2 + 5908.287^2)} / 180.0$

$As = 41.177$ ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준・해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 ㎜)

구분	부재 위치			유효높이 (㎜)	인장사용철근량	철근 간격(㎜)	최대 간격 (㎜)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	800	H25 - 4.0EA	250	478.987	O.K	1.916
		좌측(배수구 단면)	2	638	H25 - 4.0EA	250	362.700	O.K	1.451
		중앙부	3	820	H19 - 4.0EA	250	431.021	O.K	1.724
		우측	4	800	H25 - 4.0EA	250	455.499	O.K	1.822
		우측(배수구 단면)	5	628	H25 - 4.0EA	250	351.540	O.K	1.406
좌측벽체	1층	중앙부	6	542	H25 - 4.0EA	250	841.628	O.K	3.367
		하부	7	600	H25 - 4.0EA	250	371.186	O.K	1.485
우측벽체	1층	중앙부	8	542	H25 - 4.0EA	250	817.398	O.K	3.270
		하부	9	600	H25 - 4.0EA	250	351.108	O.K	1.404

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 172.546 x 1000000 / [2026.800 x (800.000 - 137.145/3)]
= 112.865 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2026.800)]
= 137.145 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 / 112.86) - 2.5 x 87.50 = 478.99 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 112.86) = 558.19 mm
Sa는 작은 값인 478.99 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 478.99 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 137.602 x 1000000 / [2026.800 x (538.000 - 110.179/3)]
= 135.438 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x538.0/(7x2026.800)]
= 110.179 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 135.44) - 2.5 x 87.50 = 362.70 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 135.44) = 465.16 mm
Sa는 작은 값인 362.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 362.70 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 116.563 x 1000000 / [1146.000 x (820.000 - 106.958/3)]
= 129.679 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x1146.000)]
= 106.958 mm

사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H19 - 4.0 EA (= 1146.0 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 / 129.68) - 2.5 x 70.50 = 431.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 129.68) = 485.82 mm
Sa는 작은 값인 431.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 431.02 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 178.557 x 1000000 / [2026.800 x (800.000 - 137.145/3)]
= 116.797 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x800.0/(7x2026.800)]
= 137.145 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 / 116.80) - 2.5 x 87.50 = 455.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 116.80) = 539.40 mm
Sa는 작은 값인 455.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 455.50 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 137.602 x 1000000 / [2026.800 x (528.000 - 109.033/3)]
= 138.087 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x528.0/(7x2026.800)]
= 109.033 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.09) - 2.5 x 87.50 = 351.54 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.09) = 456.23 mm
Sa는 작은 값인 351.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 351.54 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 76.008 x 1000000 / [2026.800 x (541.832 - 110.616/3)]
= 74.266 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x541.8/(7x2026.800)]
= 110.616 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 / 74.27) - 2.5 x 87.50 = 841.63 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 74.27) = 848.30 mm
Sa는 작은 값인 841.63 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 841.63 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 151.776 x 1000000 / [2026.800 x (600.000 - 117.062/3)]
= 133.489 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2026.800)]
= 117.062 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 / 133.49) - 2.5 x 87.50 = 371.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 133.49) = 471.95 mm
Sa는 작은 값인 371.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 371.19 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 77.742 x 1000000 / [2026.800 x (541.540 - 110.583/3)]
= 76.003 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x541.5/(7x2026.800)]
= 110.583 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 / 76.00) - 2.5 x 87.50 = 817.40 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 76.00) = 828.92 mm
Sa는 작은 값인 817.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 817.40 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 157.124 \times 1000000 / [2026.800 \times (600.000 - 117.062/3)]$

$= 138.192$ MPa

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

$= -7x2026.800/1000.0 + 7x2026.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2x1000.0x600.0/(7x2026.800)]}$

$= 117.062$ 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)

$Smin : 375 \times (Kcr / fs) - 2.5 \times Cc = 375 \times (210 / 138.19) - 2.5 \times 87.50 = 351.11$ mm

$300 \times (Kcr / fs) = 300 \times (210 / 138.19) = 455.89$ mm

Sa는 작은 값인 351.11 mm 를 적용

$S = 1000.00 / 4.0$ EA $= 250.00 \leq Sa (= 351.11$ mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

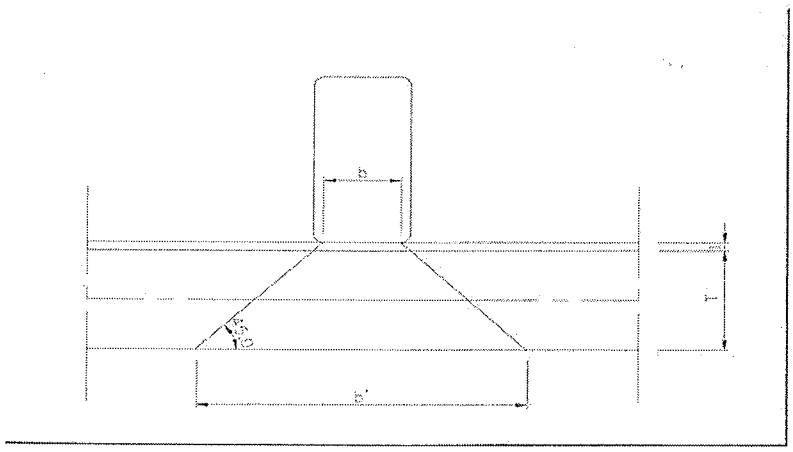
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 403.646 / 13.250 = 30.464 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

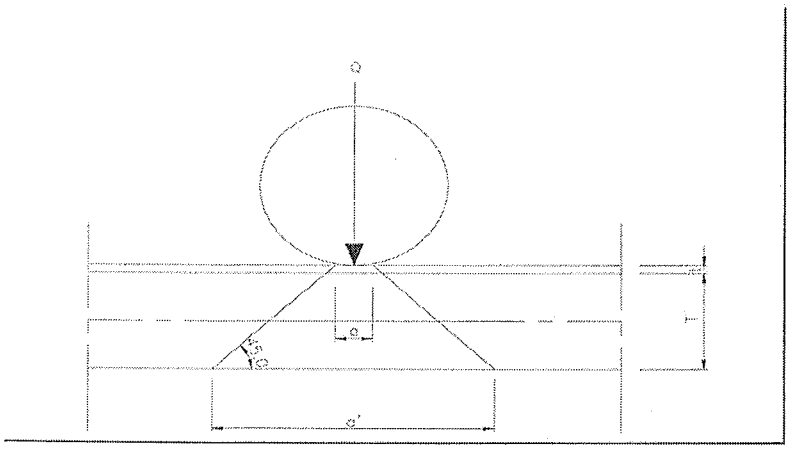


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 900 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.900 + 0.080) × cot 45°

= 2.460 m



a' = 0.200 + 2 × (0.900 + 0.080) × cot 45°

= 2.160 m

Qz = 96.0 / (2.460 × 2.160)= 18.067 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 30.46 + 1.84 + 18.07

= 50.371 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 384.60 kN/m² ≥ Qmax = 50.371 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	13.250	×	0.900	×	25.000				=	298.125	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	3.779	×	25.000	×	2		=	85.028	kN/m
	:	0.250	×	3.079	×	25.000	/	2	× 2	=	19.244	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.250	×	0.080	×	23.000				=	18.860	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	2.079	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	2.079	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
								∴	Σ	=	431.256	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 2.079 \times 19.000 + 2.079^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 431.256 + 0.000 = 431.256 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 13.250 × 2.979 × 10.000

= 394.718 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 431.256 / 394.718

= 1.093 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -14.7 m (보링주상도 NNBB-11 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	13.250	×	0.900	×	25.000					=	298.125	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	3.779	×	25.000	×	2			=	85.028	kN/m
	:	0.250	×	3.079	×	25.000	/	2	×	2	=	19.244	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.250	×	0.080	×	23.000					=	18.860	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	14.700	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-11.621	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-11.621	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	431.256	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 14.700^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 14.700 \times -11.621 \times 19.000 + -11.621^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 431.256 + 0.000 = 431.256$ 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

$$H = \frac{298.125}{13.250 \times 10.000 \times 1.100} = 2.045 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.045 m 이하유지

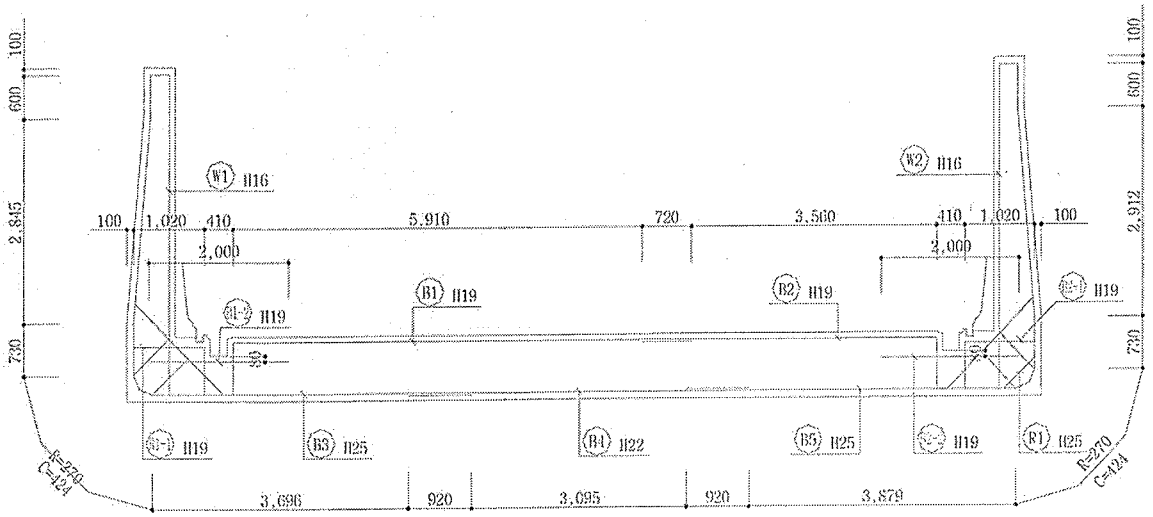
- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{412.396}{13.250 \times 10.000 \times 1.100} = 2.829 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.829 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)

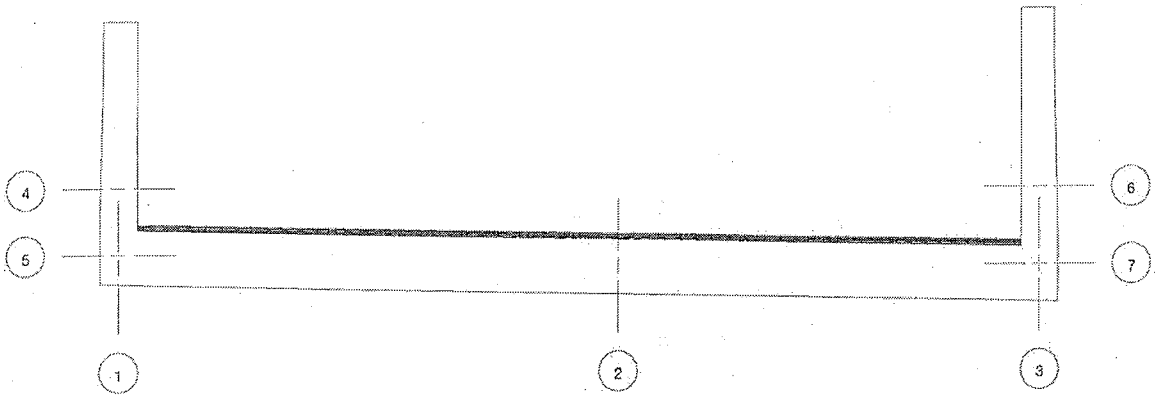


U4

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	mm²		mm²	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	600	132.23	308.77	654.39	H22 - 4.0EA	1548.40	2.34
		중앙부	2	1000	620	79.16	165.59	377.52	H16 - 4.0EA	794.40	2.09
		우측	3	1000	600	162.65	308.77	806.76	H22 - 4.0EA	1548.40	1.90
		우측(배수구단면)	4	1000	446	132.25	175.05	1157.9	H22 - 4.0EA	1548.4	1.32
좌측벽체	1층	중앙부	5	1000	387	64.62	196.83	496.18	H22 - 4.0EA	1548.40	3.05
		하부	6	1000	400	115.47	203.48	865.36	H22 - 4.0EA	1548.40	1.76
우측벽체	1층	중앙부	7	1000	390	82.10	197.99	628.70	H22 - 4.0EA	1548.40	2.41
		하부	8	1000	400	142.78	203.48	1075.02	H22 - 4.0EA	1548.40	1.43

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1400.0	1986.0	O.K	1050.0	1986.0	O.K
		중앙부	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	892.0	1986.0	O.K	669.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	981.4	1986.0	O.K	736.1	1986.0	O.K
		하부	5	1000.0	1986.0	O.K	750.0	1986.0	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	973.7	1986.0	O.K	730.3	1986.0	O.K
		하부	7	988.1	1986.0	O.K	741.1	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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	389.7	42.1	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	402.7	9.2	461.62	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	389.7	47.4	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	4	224.7	46.6	400.09	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	5	251.6	50.3	288.42	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	6	259.8	54.7	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	7	253.0	61.1	290.06	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	8	259.8	66.0	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 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	623.924	O.K	2.496
		중앙부	2	620	H16 - 4.0EA	250	268.550	O.K	1.074
		우측	3	600	H22 - 4.0EA	250	454.786	O.K	1.819
		우측(배수구단면)	4	446	H22 - 4.0EA	250	282.170	O.K	1.129
좌측벽체	1층	중앙부	5	387	H22 - 4.0EA	250	875.196	O.K	3.501
		하부	6	400	H22 - 4.0EA	250	412.303	O.K	1.649
우측벽체	1층	중앙부	7	390	H22 - 4.0EA	250	634.107	O.K	2.536
		하부	8	400	H22 - 4.0EA	250	284.035	O.K	1.136

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp A U type (내공 : 11.85M × 2.674M, 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)

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

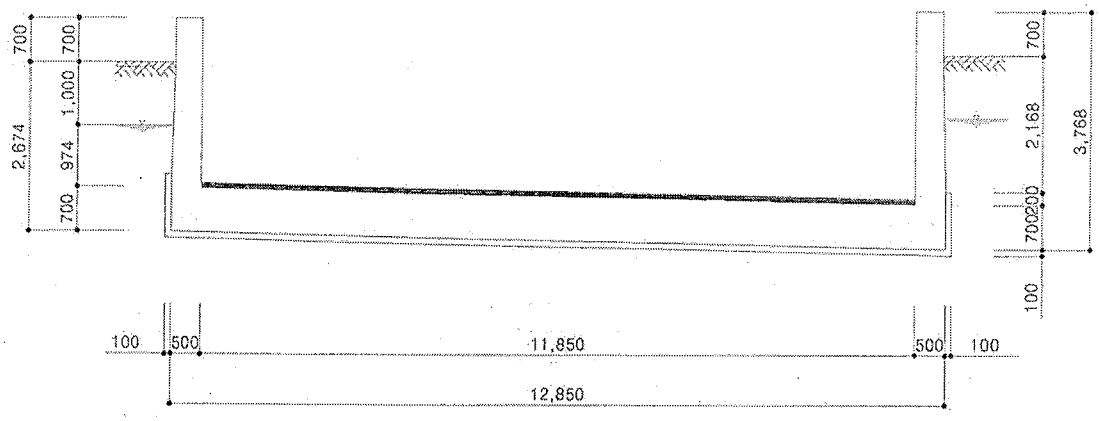
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
974
700
2,674
700
2,168
3,768
700
200
100
100
500
11,850
500
100
12,850

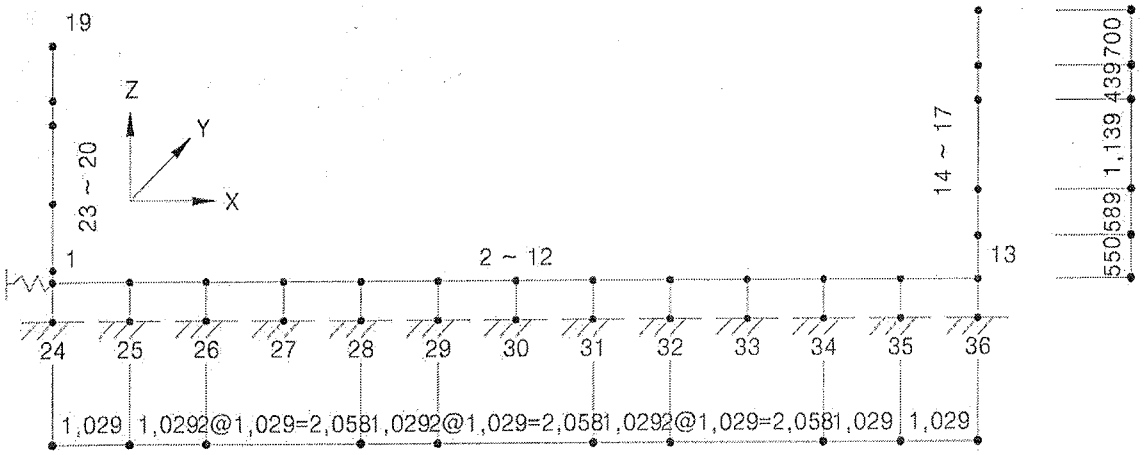
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

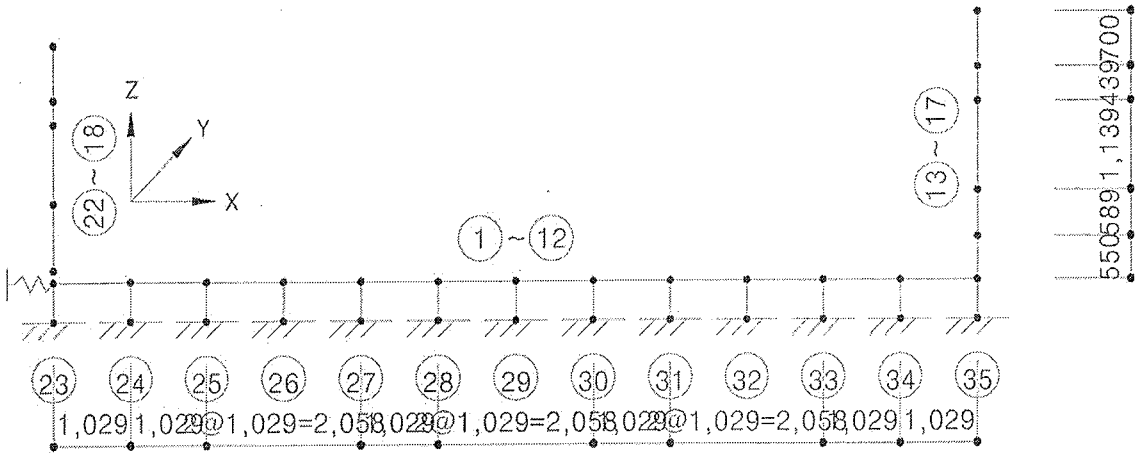
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재삽도



2) 단면제원

NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.700 × 1.000	= 0.700	0.02858	1~12
2	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	13.22
5	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
3	0.487 × 1.000	= 0.487	0.00963	15
4	0.455 × 1.000	= 0.455	0.00784	16
6	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00778	20
7	0.462 × 1.000	= 0.462	0.00823	21
8	0.491 × 1.000	= 0.491	0.00985	22

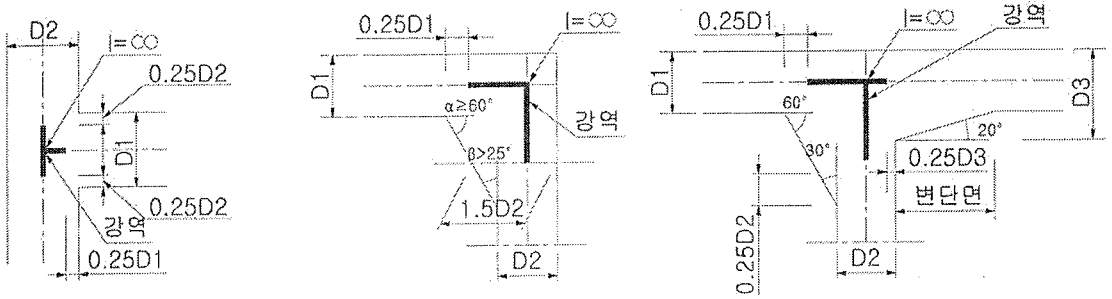
NO	Section(Tapper)	부 재
9	SEC 2 ~ 3	14
10	SEC 3 ~ 4	15
11	SEC 4 ~ 5	16
12	SEC 5 ~ 6	18
13	SEC 6 ~ 7	19
14	SEC 7 ~ 8	20
15	SEC 8 ~ 2	21

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	19	0.000	3.524
2	1.029	0.500	20	0.000	2.824
3	2.058	0.500	21	0.000	2.516
4	3.087	0.500	22	0.000	1.508
5	4.117	0.500	23	0.000	0.656
6	5.146	0.500	24	0.000	0.000
7	6.175	0.500	25	1.029	0.000
8	7.204	0.500	26	2.058	0.000
9	8.233	0.500	27	3.087	0.000
10	9.262	0.500	28	4.117	0.000
11	10.292	0.500	29	5.146	0.000
12	11.321	0.500	30	6.175	0.000
13	12.350	0.500	31	7.204	0.000
14	12.350	1.050	32	8.233	0.000
15	12.350	1.639	33	9.262	0.000
16	12.350	2.779	34	10.292	0.000
17	12.350	3.218	35	11.321	0.000
18	12.350	3.918	36	12.350	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 = 500 / 2 - 0.25 × 700 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 500 = 225 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 700 = 75 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 500 = 225 mm

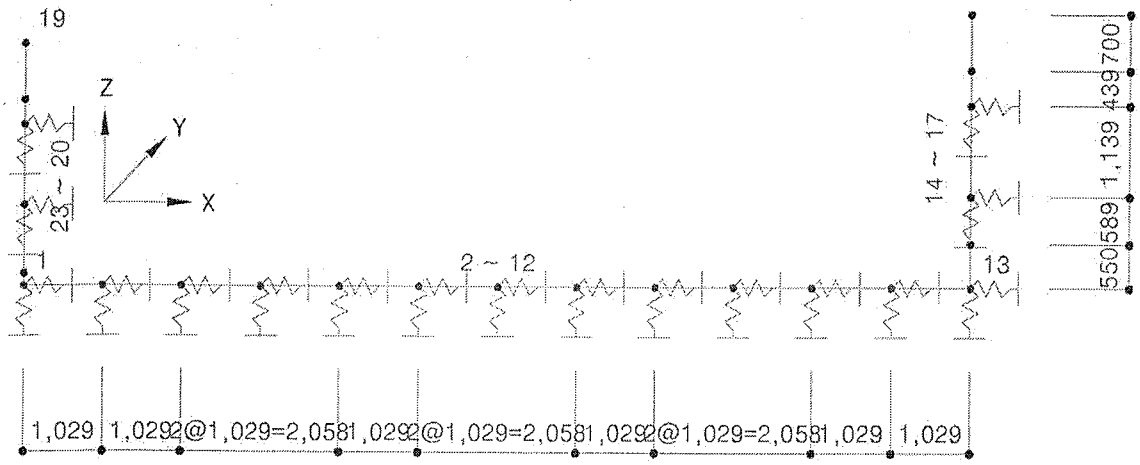
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

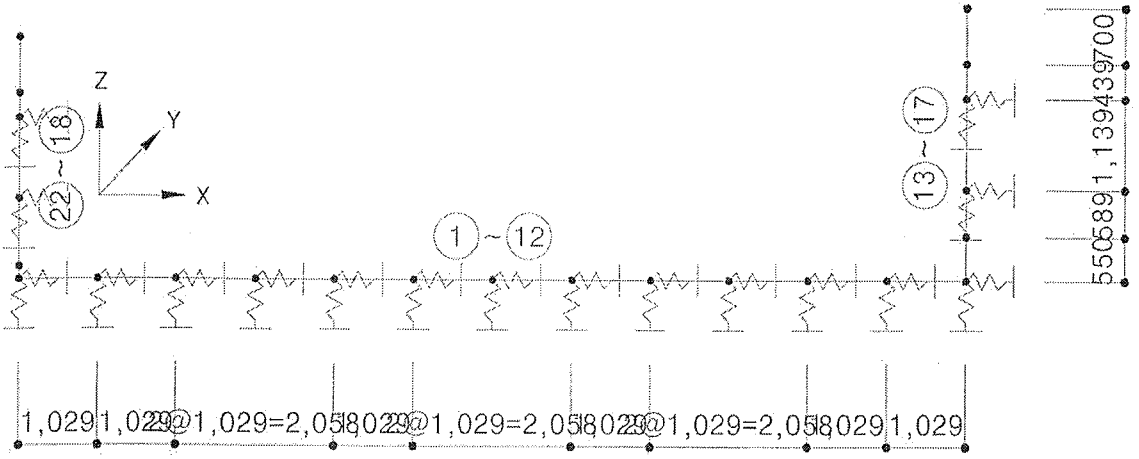
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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	1~12
2	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	13,22
5	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	17

NO	A (m^2)		I (m^4)	절 점
3	0.487 × 1.000	= 0.487	0.00963	15
4	0.455 × 1.000	= 0.455	0.00784	16
6	0.454 × 1.000	= 0.454	0.00778	20
7	0.462 × 1.000	= 0.462	0.00823	21
8	0.491 × 1.000	= 0.491	0.00985	22

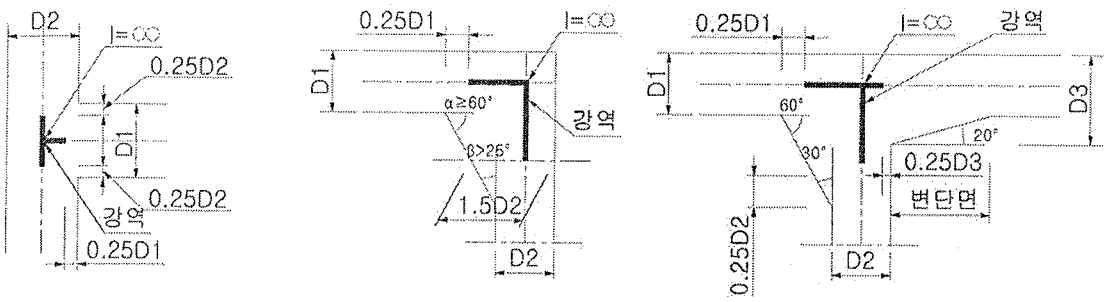
NO	Section(Tapper)	부 재
9	SEC 2 ~ 3	14
10	SEC 3 ~ 4	15
11	SEC 4 ~ 5	16
12	SEC 5 ~ 6	18
13	SEC 6 ~ 7	19
14	SEC 7 ~ 8	20
15	SEC 8 ~ 2	21

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	13	12.350	0.000
2	1.029	0.000	14	12.350	0.550
3	2.058	0.000	15	12.350	1.139
4	3.087	0.000	16	12.350	2.279
5	4.117	0.000	17	12.350	2.718
6	5.146	0.000	18	12.350	3.418
7	6.175	0.000	19	0.000	3.024
8	7.204	0.000	20	0.000	2.324
9	8.233	0.000	21	0.000	2.016
10	9.262	0.000	22	0.000	1.008
11	10.292	0.000	23	0.000	0.156
12	11.321	0.000			

8) 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 = 500 / 2 - 0.25 × 700 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 500 = 225 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 700 = 75 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 700 / 2 - 0.25 × 500 = 225 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 9000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B) = √(12.850 × 12.850) = 12.85 m (L > B)

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

Kv = 30000.000 × (12.850 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1791.78 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.500/2 + 1.029/2) = 1370 kN/m	1,13
Kv2	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 1844 kN/m	2~12
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

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) = √(12.850 × 12.850) = 12.850 m

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

Kv = 60000.000 × (12.850 / 0.3)$^{-3/4}$ = 3583.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3583.560 = 1194.52 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.674 × 2.674) = 2.674 m

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

Kh = 60000.000 × (2.674 / 0.3)$^{-3/4}$ = 11631.11 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 11631.110 = 3877.04 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.674 × 2.674) = 2.674 m

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

Kh = 60000.000 × (2.674 / 0.3)$^{-3/4}$ = 11631.11 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 11631.110 = 3877.04 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.139/2 + 1.139/2) = 13252 kN/m	15,16
Kss1	Kss x (1.139/2 + 1.139/2) = 4417 kN/m	
Kh2	Kh x (1.008/2 + 1.008/2) = 11724 kN/m	21,22
Kss2	Kss x (1.008/2 + 1.008/2) = 3908 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.029/2 + 1.029/2) = 3688 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.029/2 + 1.029/2) = 1229 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.500/2 + 1.029/2) = 2740 kN/m	1,13
Ksb1	Kh x (1.008/2 + 0.700/2) = 9933 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	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.228 × 19.000 × 0.500	= 3.086 kN/m²
Wh3	= 3.086 + 1.008 × 19.000 × 0.500	= 12.662 kN/m²
Wh4	= 12.662 + 0.852 × 19.000 × 0.500	= 20.756 kN/m²
Wh5	= 20.756 + 0.156 × 19.000 × 0.500	= 22.238 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.359 × 19.000 × 0.500	= 4.333 kN/m²
Wh3	= 4.333 + 1.139 × 19.000 × 0.500	= 15.157 kN/m²
Wh4	= 15.157 + 0.589 × 19.000 × 0.500	= 20.755 kN/m²
Wh5	= 20.755 + 0.550 × 19.000 × 0.500	= 25.980 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

① 좌측 벽체

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.228 × 19.000 × 0.500	= 3.086 kN/m²
Wh3	= 3.086 + 0.692 × 19.000 × 0.500	= 9.660 kN/m²
Wh4	= 9.660 + 0.316 × 10.000 × 0.500	= 11.240 kN/m²
Wh5	= 11.240 + 0.852 × 10.000 × 0.500	= 15.500 kN/m²
Wh6	= 15.500 + 0.156 × 10.000 × 0.500	= 16.280 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.359 × 19.000 × 0.500	= 4.333 kN/m²
Wh3	= 4.333 + 0.561 × 19.000 × 0.500	= 9.660 kN/m²
Wh4	= 9.660 + 0.579 × 10.000 × 0.500	= 12.554 kN/m²
Wh5	= 12.554 + 0.589 × 10.000 × 0.500	= 15.500 kN/m²
Wh6	= 15.500 + 0.550 × 10.000 × 0.500	= 18.250 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

- 좌측 벽체

Ww1 = 0.316 × 10.000 = 3.160 kN/m²

Ww2 = 3.160 + 0.852 × 10.000 = 11.680 kN/m²

Ww3 = 11.680 + 0.156 × 10.000 = 13.240 kN/m²

- 우측 벽체

Ww4 = 0.579 × 10.000 = 5.787 kN/m²

Ww5 = 5.787 + 0.589 × 10.000 = 11.680 kN/m²

Ww6 = 11.680 + 0.550 × 10.000 = 17.180 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww7 = (2.674 - 1.000) × 10.000 = 16.740 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	:	1.614°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.154
θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	8.755

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

= 0.436

2) 지진시 토압계수(Mononobe Okabe 토압) : 기능수행수준

Φ	=	뒷채움흙의 내부마찰각	:	30.000°
α	=	뒷채움흙의 경사각	:	0.000°
β	=	벽배면과 연직면이 이루는각	:	1.614°
δ	=	벽면마찰각	:	0.000°
kh	=	설계수평진도	:	0.063
θ	=	tan-1(kh/(1-kv)),kv =	:	3.605

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

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.447 = 0.822 kN/m²

Wh2 = 0.822 + 0.228 × 19.000 × 0.447 = 2.759 kN/m²

Wh3 = 2.759 + 1.008 × 19.000 × 0.447 = 11.320 kN/m²

Wh4 = 11.320 + 0.852 × 19.000 × 0.447 = 18.556 kN/m²

Wh5 = 18.556 + 0.156 × 19.000 × 0.447 = 19.881 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.447 = 0.822 kN/m²

Wh2 = 0.822 + 0.359 × 19.000 × 0.447 = 3.874 kN/m²

Wh3 = 3.874 + 1.139 × 19.000 × 0.447 = 13.550 kN/m²

Wh4 = 13.550 + 0.589 × 19.000 × 0.447 = 18.555 kN/m²

Wh5 = 18.555 + 0.550 × 19.000 × 0.447 = 23.226 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.383 = 0.705 kN/m²

Wh2 = 0.705 + 0.228 × 19.000 × 0.383 = 2.364 kN/m²

Wh3 = 2.364 + 1.008 × 19.000 × 0.383 = 9.699 kN/m²

Wh4 = 9.699 + 0.852 × 19.000 × 0.383 = 15.899 kN/m²

Wh5 = 15.899 + 0.156 × 19.000 × 0.383 = 17.034 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.383 = 0.705 kN/m²

Wh2 = 0.705 + 0.359 × 19.000 × 0.383 = 3.319 kN/m²

Wh3 = 3.319 + 1.139 × 19.000 × 0.383 = 11.610 kN/m²

Wh4 = 11.610 + 0.589 × 19.000 × 0.383 = 15.898 kN/m²

Wh5 = 15.898 + 0.550 × 19.000 × 0.383 = 19.901 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.447 = 0.822 kN/m²

Wh2 = 0.822 + 0.228 × 19.000 × 0.447 = 2.759 kN/m²

Wh3 = 2.759 + 0.692 × 19.000 × 0.447 = 8.636 kN/m²

Wh4 = 8.636 + 0.316 × 10.000 × 0.447 = 10.049 kN/m²

Wh5 = 10.049 + 0.852 × 10.000 × 0.447 = 13.857 kN/m²

Wh6 = 13.857 + 0.156 × 10.000 × 0.447 = 14.554 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.447 = 0.822 kN/m²

Wh2 = 0.822 + 0.359 × 19.000 × 0.447 = 3.874 kN/m²

Wh3 = 3.874 + 0.561 × 19.000 × 0.447 = 8.636 kN/m²

Wh4 = 8.636 + 0.579 × 10.000 × 0.447 = 11.223 kN/m²

Wh5 = 11.223 + 0.589 × 10.000 × 0.447 = 13.857 kN/m²

Wh6 = 13.857 + 0.550 × 10.000 × 0.447 = 16.316 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

① 좌측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.383 = 0.705 kN/m²

Wh2 = 0.705 + 0.228 × 19.000 × 0.383 = 2.364 kN/m²

Wh3 = 2.364 + 0.692 × 19.000 × 0.383 = 7.400 kN/m²

Wh4 = 7.400 + 0.316 × 10.000 × 0.383 = 8.610 kN/m²

Wh5 = 8.610 + 0.852 × 10.000 × 0.383 = 11.873 kN/m²

Wh6 = 11.873 + 0.156 × 10.000 × 0.383 = 12.470 kN/m²

② 우측 벽체

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.383 = 0.705 kN/m²

Wh2 = 0.705 + 0.359 × 19.000 × 0.383 = 3.319 kN/m²

Wh3 = 3.319 + 0.561 × 19.000 × 0.383 = 7.400 kN/m²

Wh4 = 7.400 + 0.579 × 10.000 × 0.383 = 9.616 kN/m²

Wh5 = 9.616 + 0.589 × 10.000 × 0.383 = 11.873 kN/m²

Wh6 = 11.873 + 0.550 × 10.000 × 0.383 = 13.980 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

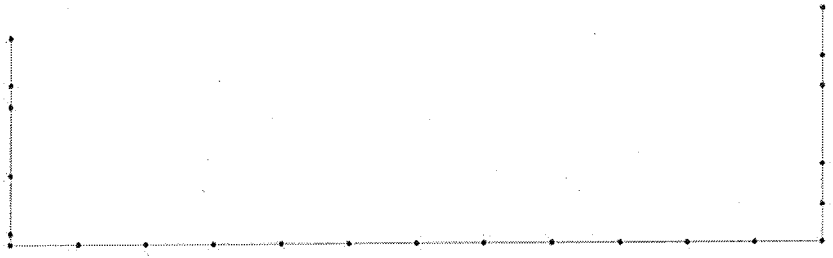
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.700×25.000×0.063 = 1.103	fb = 0.700×25.000×0.154 = 2.695

② 측벽

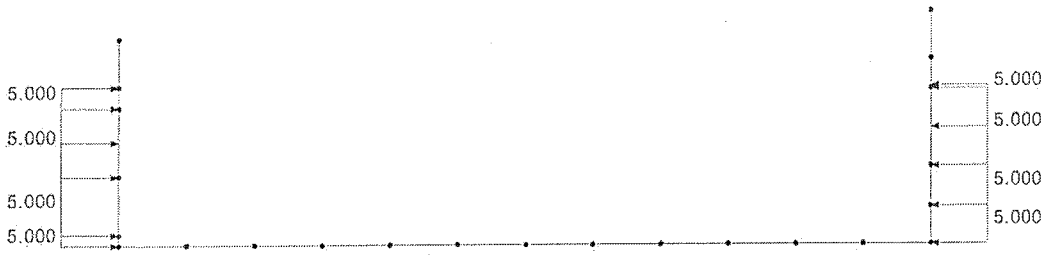
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.458×25.000×0.063 = 0.721	f2 = 0.458×25.000×0.154 = 1.764
f3 = 0.468×25.000×0.063 = 0.737	f3 = 0.468×25.000×0.154 = 1.803
f4 = 0.494×25.000×0.063 = 0.779	f4 = 0.494×25.000×0.154 = 1.904
f5 = 0.500×25.000×0.063 = 0.788	f5 = 0.500×25.000×0.154 = 1.925
f6 = 0.500×25.000×0.063 = 0.788	f6 = 0.500×25.000×0.154 = 1.925

10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중(SW)

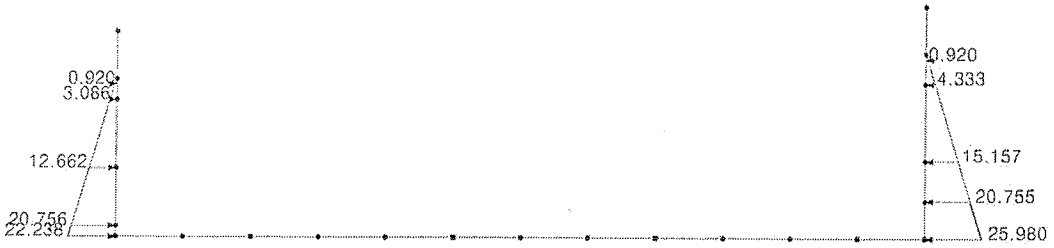


2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)

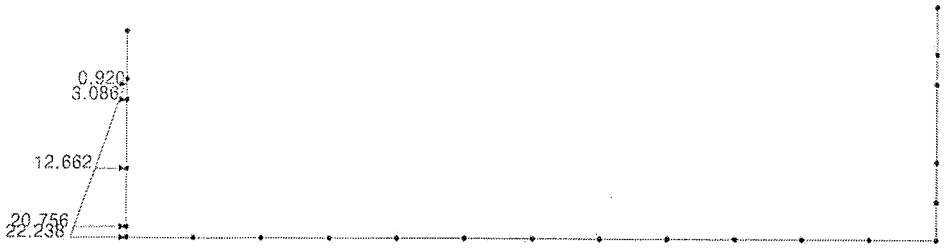


3) CASE3 - 충돌하중(CL)

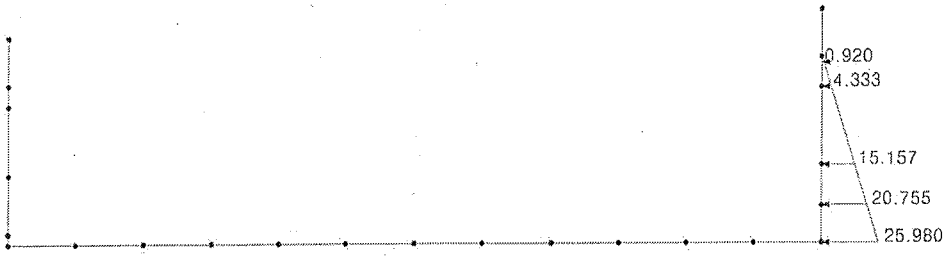
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



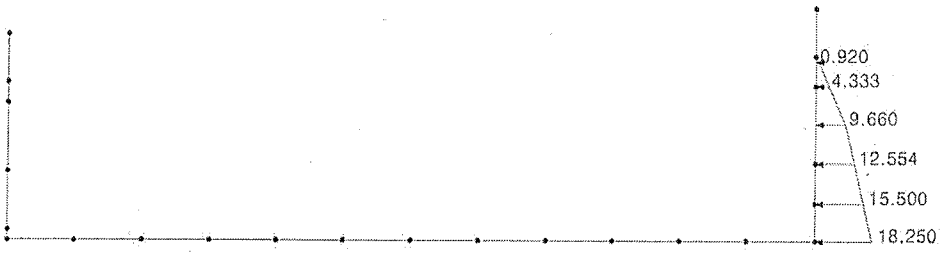
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)

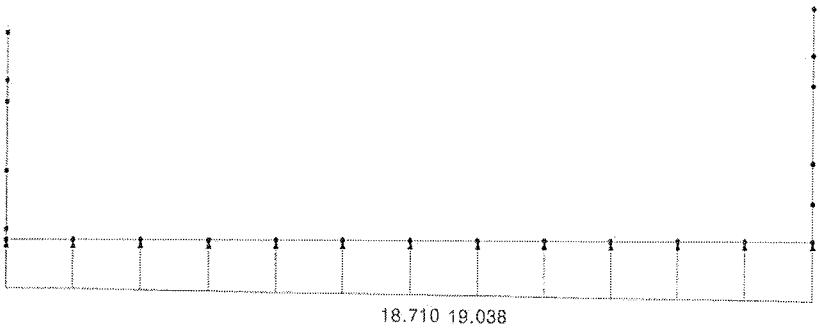
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)

9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)

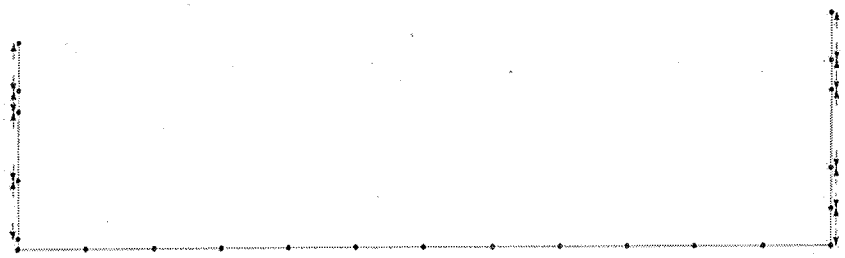


10) CASE10 - 수평수압(WATERH)

11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

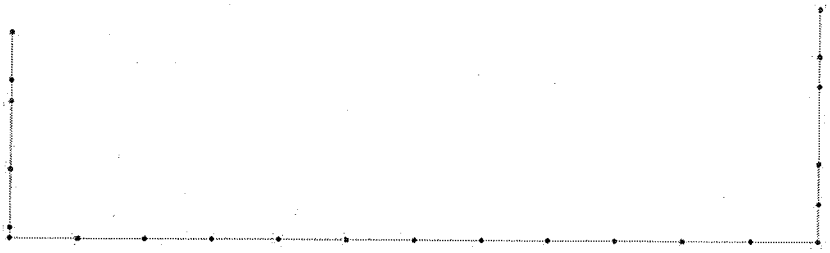


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

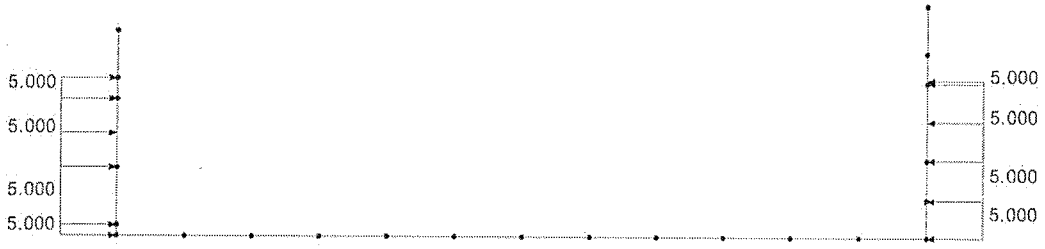


11. 하중 재하 (기능수행)

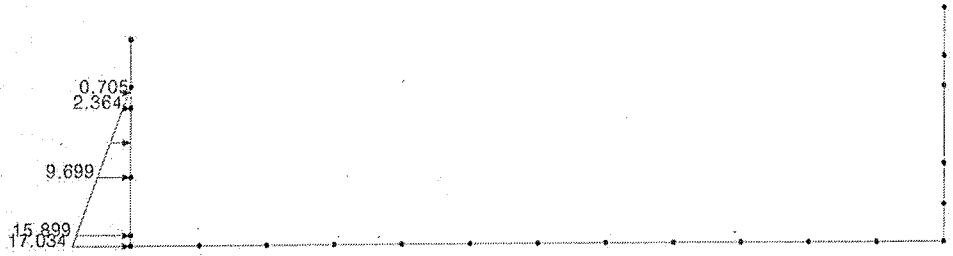
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)

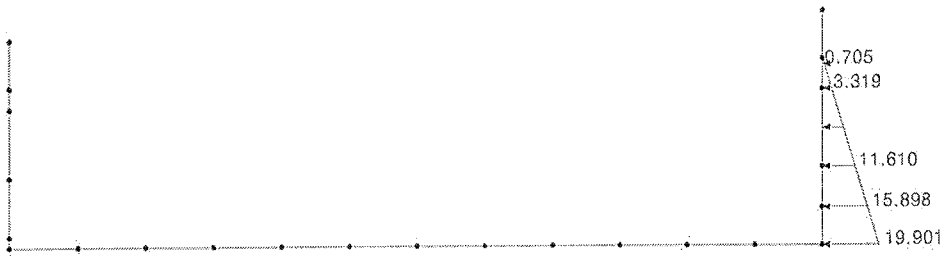


3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)

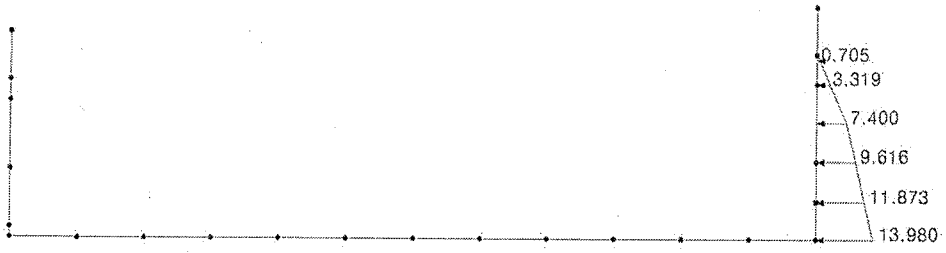


4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)

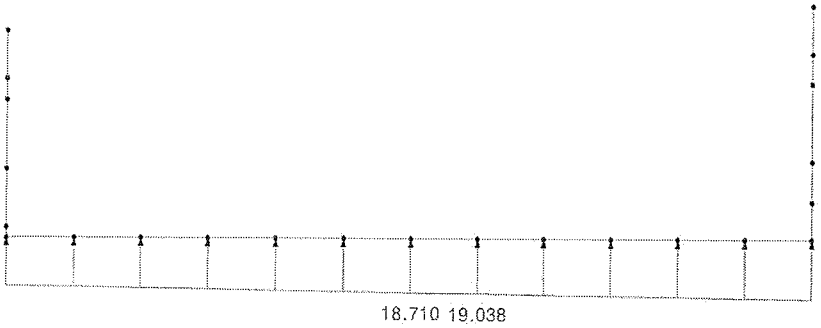


6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILAWE2)

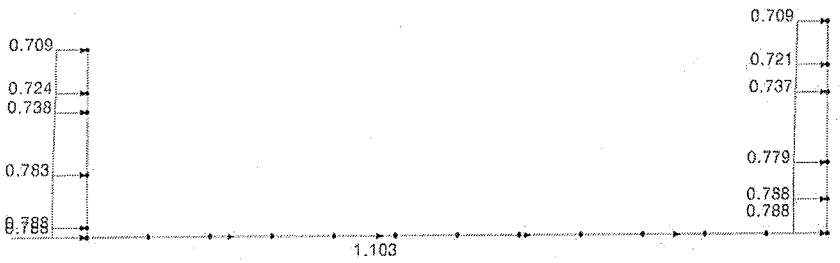


7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

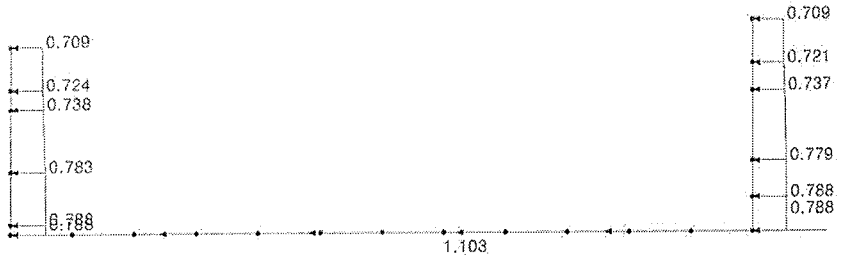
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)



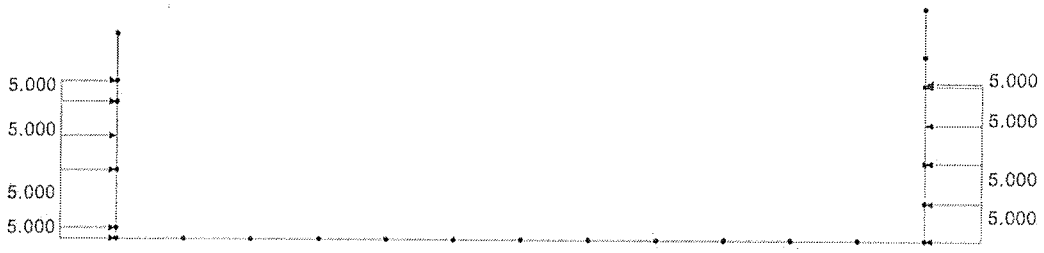
10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)



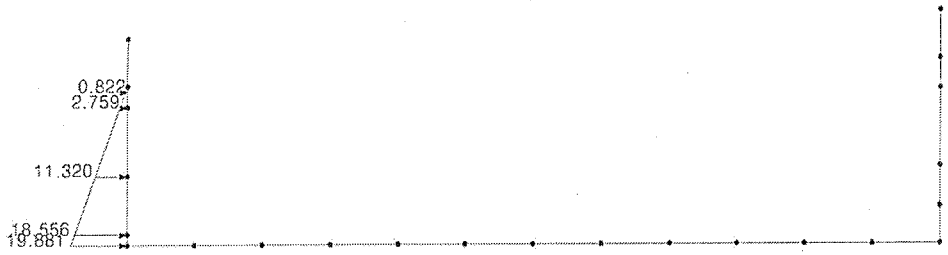
12. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



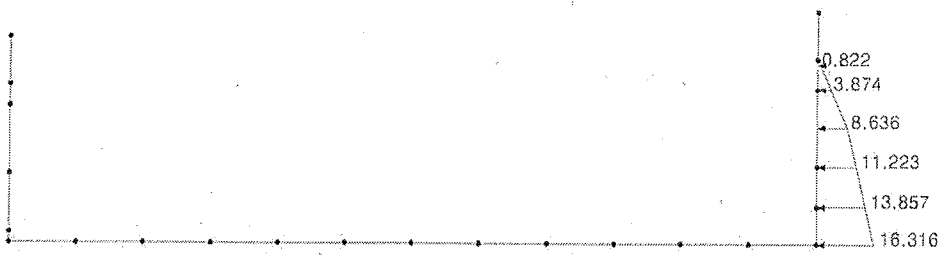
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



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

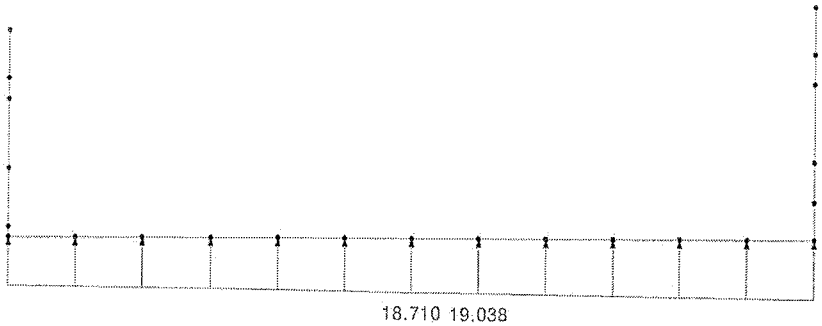
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)

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

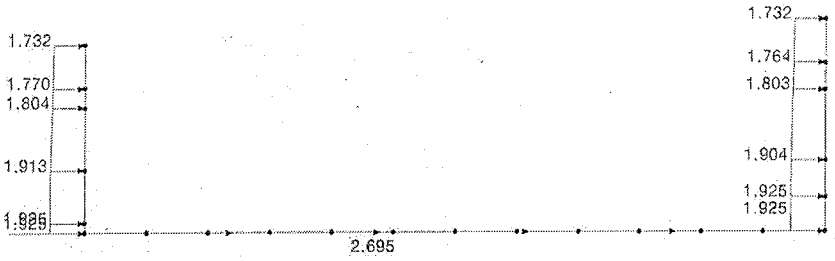


7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

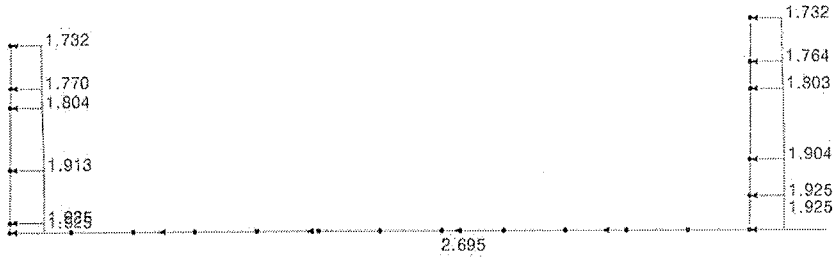
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



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	●

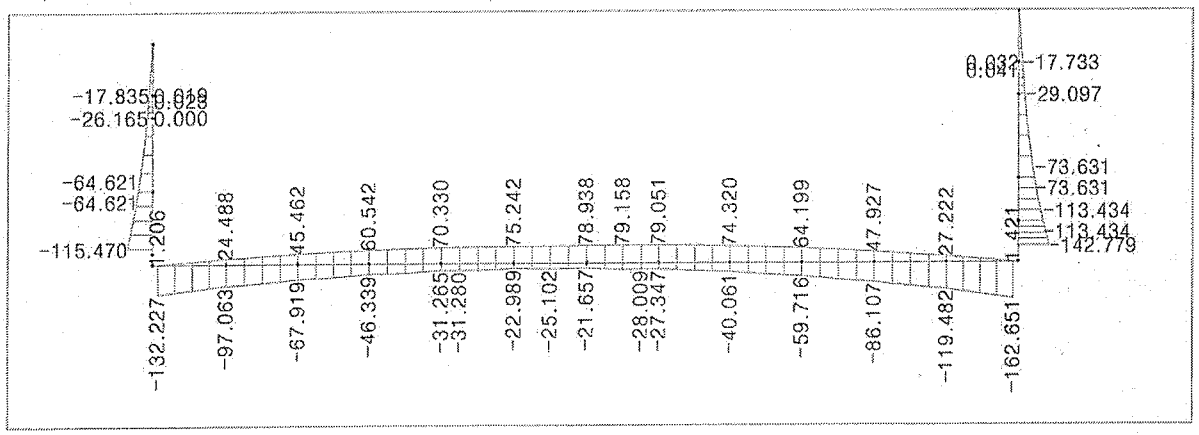
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

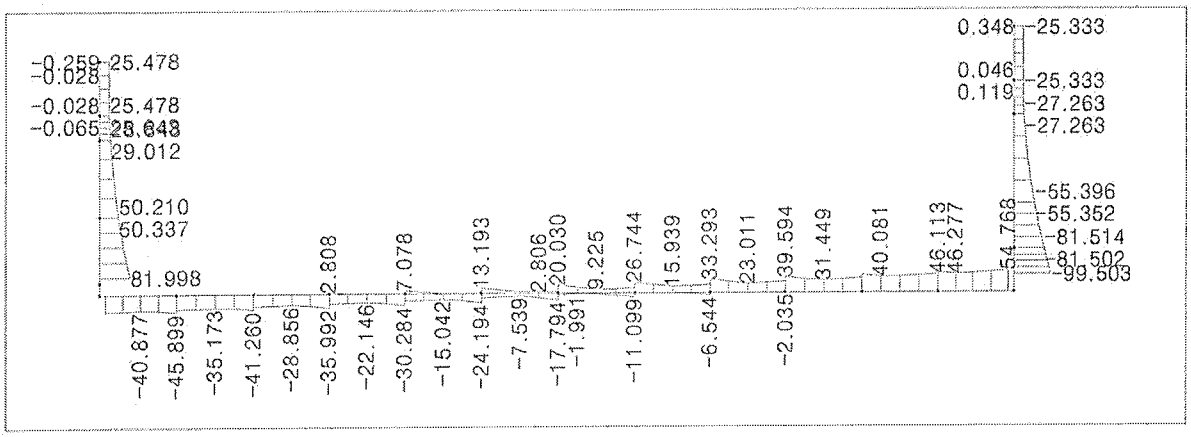
14. 단면력정리

14.1 상시

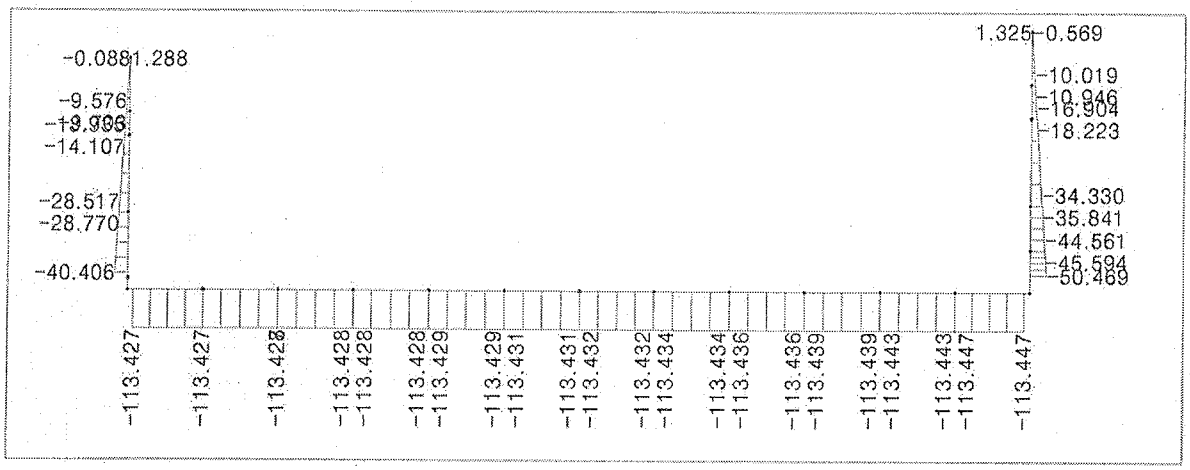
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



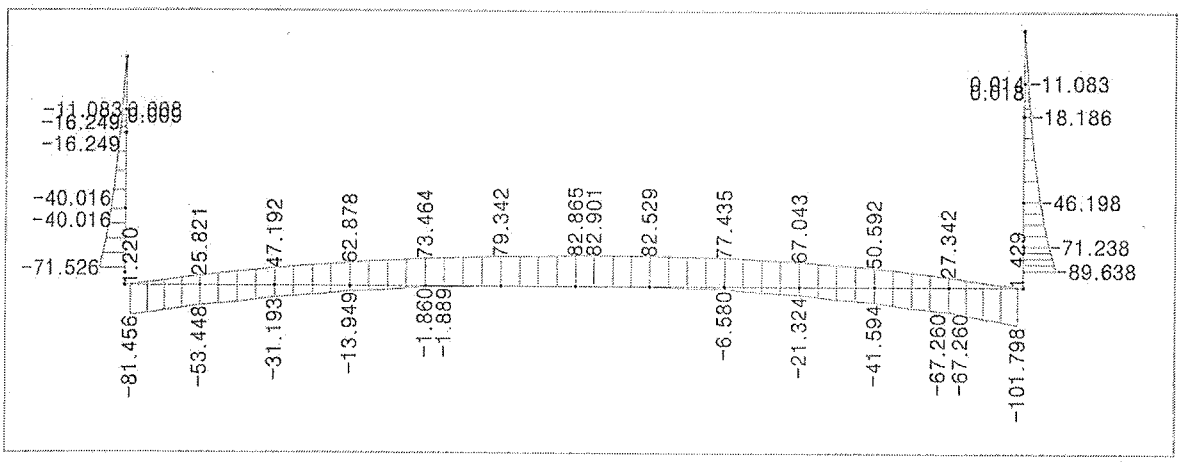
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

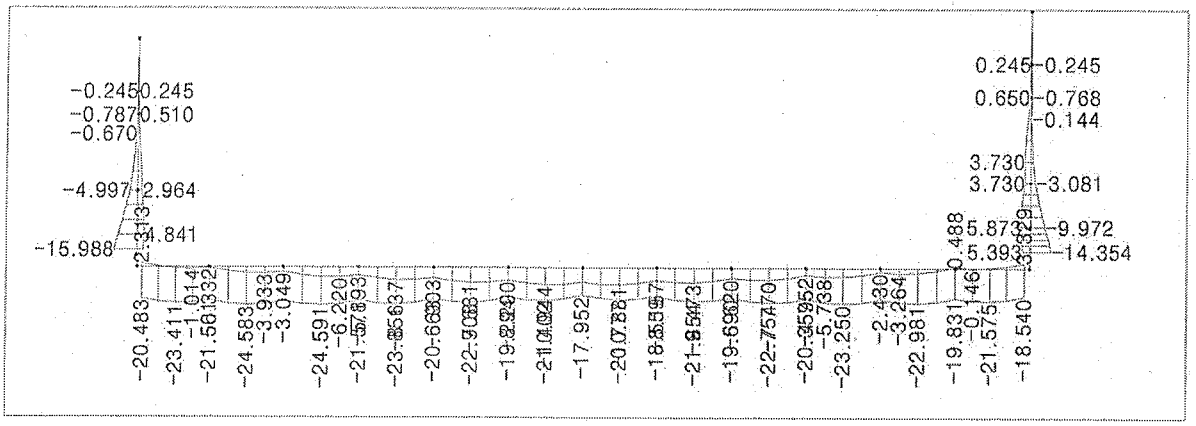


5) 단면력 정리

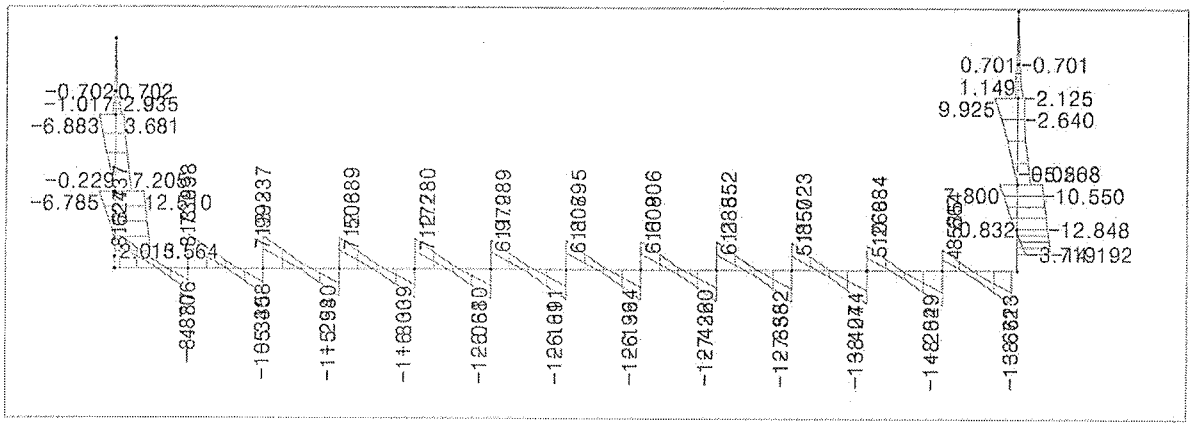
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	132.23	42.14	113.43	81.46	1000.00	700.00	
		중앙부	2	79.16	9.23	113.43	82.86	1000.00	700.00	
		우측	3	162.65	47.40	113.45	101.80	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	64.62	50.34	28.77	40.02	1000.00	487.37	
		하부	5	115.47	54.66	40.41	71.53	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	82.10	61.11	38.00	51.58	1000.00	489.58	
		하부	7	142.78	65.95	50.47	89.64	1000.00	500.00	

14.2 지진시(기능수행)

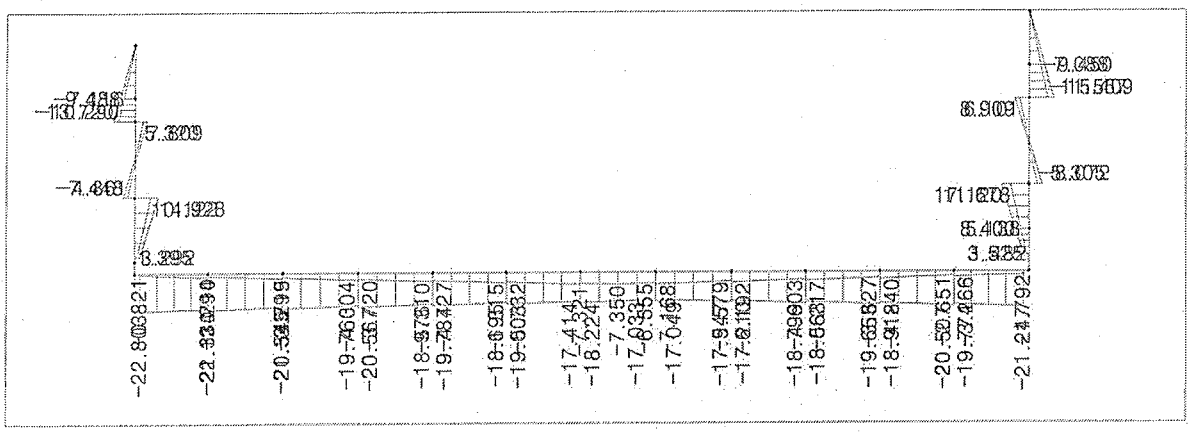
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

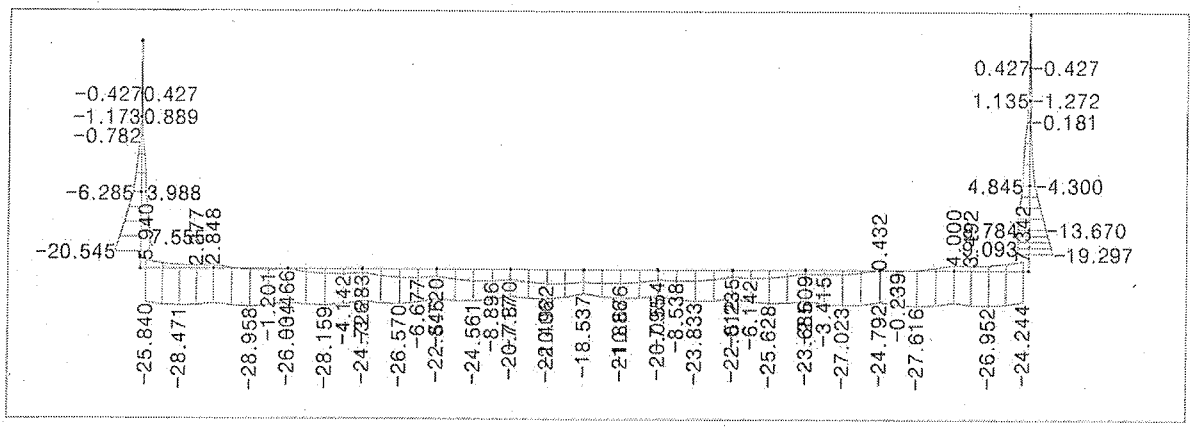


4) 단면력 정리

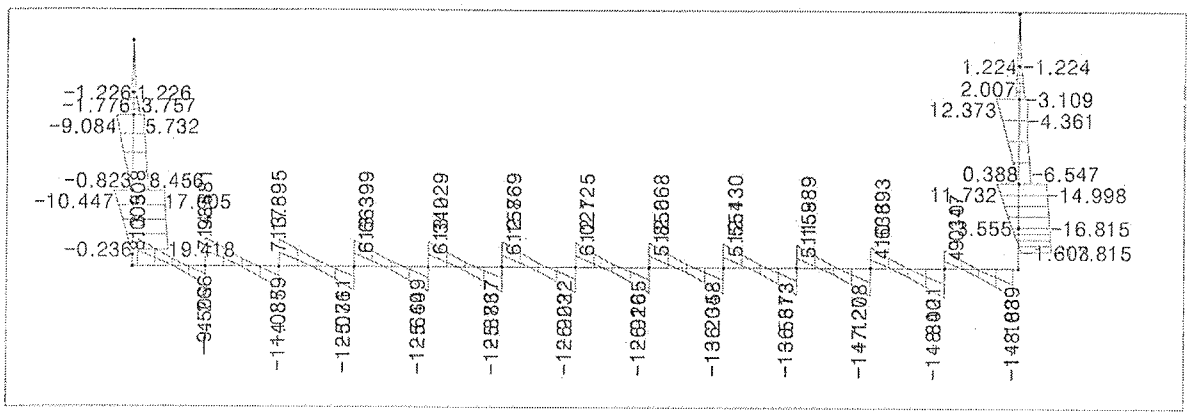
구분	위치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	20.48	5.13	22.80	1000.00	700.00	
		중앙부	2	0.00	1.33	17.43	1000.00	700.00	
		우측	3	18.54	4.90	21.25	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	5.00	12.51	14.93	1000.00	487.37	
		하부	5	15.99	13.02	3.29	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	4.68	11.13	14.96	1000.00	489.58	
		하부	7	14.35	11.57	3.53	1000.00	500.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

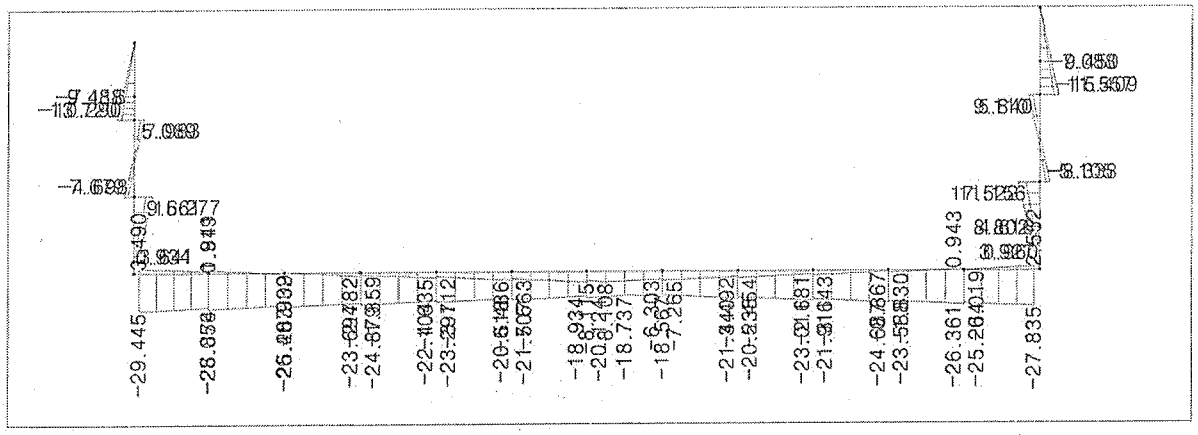
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	25.84	5.75	29.45	1000.00	700.00	
		중앙부	2	0.00	2.12	18.74	1000.00	700.00	
		우측	3	24.24	5.59	27.84	1000.00	700.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	6.29	17.01	15.28	1000.00	487.37	
		하부	5	20.55	17.41	3.64	1000.00	500.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	6.54	15.45	15.36	1000.00	489.58	
		하부	7	19.30	15.80	3.93	1000.00	500.00	

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	-132.23	-	-25.84	-20.48	-132.23	
		중앙부	2	79.16	-	-	-	79.16	
		우측	3	-162.65	-	-24.24	-18.54	-162.65	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-64.62	-	-6.29	-5.00	-64.62	
		하부	5	-115.47	-	-20.55	-15.99	-115.47	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-82.10	-	-6.54	-4.68	-82.10	
		하부	7	-142.78	-	-19.30	-14.35	-142.78	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-42.14	-	-5.75	-5.13	-42.14	
		중앙부	2	9.23	-	-2.12	-1.33	9.23	
		우측	3	47.40	-	5.59	4.90	47.40	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	50.34	-	17.01	12.51	50.34	
		하부	5	54.66	-	17.41	13.02	54.66	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-61.11	-	-15.45	-11.13	-61.11	
		하부	7	-65.95	-	-15.80	-11.57	-65.95	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-113.43	-	-29.45	-22.80	-113.43	
		중앙부	2	-113.43	-	-18.74	-17.43	-113.43	
		우측	3	-113.45	-	-27.84	-21.25	-113.45	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-28.77	-	15.28	14.93	-28.77	
		하부	5	-40.41	-	3.64	3.29	-40.41	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-38.00	-	15.36	14.96	-38.00	
		하부	7	-50.47	-	3.93	3.53	-50.47	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-81.46	-	-	-	-81.46	
		중앙부	2	82.86	-	-	-	82.86	
		우측	3	-101.80	-	-	-	-101.80	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-40.02	-	-	-	-40.02	
		하부	5	-71.53	-	-	-	-71.53	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-51.58	-	-	-	-51.58	
		하부	7	-89.64	-	-	-	-89.64	

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	600	132.23	308.77	654.39	H22 - 4.0EA	1548.40	2.34
		중앙부	2	1000	620	79.16	165.59	377.52	H16 - 4.0EA	794.40	2.09
		우측	3	1000	446	162.65	308.77	806.76	H22 - 4.0EA	1548.40	1.90
		우측(배수구단면)	4	1000	600	132.25	175.05	1157.9	H22 - 4.0EA	1548.4	1.32
좌측벽체	1층	중앙부	5	1000	387	64.62	196.83	496.18	H22 - 4.0EA	1548.40	3.05
		하부	6	1000	400	115.47	203.48	865.36	H22 - 4.0EA	1548.40	1.76
우측벽체	1층	중앙부	7	1000	390	82.10	197.99	628.70	H22 - 4.0EA	1548.40	2.41
		하부	8	1000	400	142.78	203.48	1075.02	H22 - 4.0EA	1548.40	1.43

(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	389.7	42.1	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	402.7	9.2	461.62	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	389.7	47.4	446.73	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	4	224.7	46.6	400.09	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	5	251.6	50.3	288.42	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	6	259.8	54.7	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	7	253.0	61.1	290.06	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	8	259.8	66.0	297.82	1.00	-	H13	400	126.70	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	132.23	42.14

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 654.391 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.366]

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 (= 132.227 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.335]

* 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 (= 42.137 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	79.16	9.23

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 377.515 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.104]

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 (= 79.158 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.092]

* 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 (= 9.225 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	162.65	47.40

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 806.764 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.919]

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 (= 162.651 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.898]

* 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 (= 47.399 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	446.0	346.0	100.0	132.2	46.6

* 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 (346.00 - 31.750) / 31.750 = 0.02969

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1157.929 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.337]

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

수축은도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00448

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 (346.00 - a/2) = 175.050 kN.m

≥ Mu (= 132.246 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.324]

* 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 (= 46.640 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	487.37	387.37	100.00	64.62	50.34

* 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 (387.37 - 31.750) / 31.750 = 0.03360

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 496.182 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.121]

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 = 0.00400

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 (387.37 - a/2) = 196.831 kN.m

≥ Mu (= 64.621 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.046]

* 전단에 대한 검토 (d = 387.37 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 387.37 = 251.606 kN

≥ Vu (= 50.337 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	500.00	400.00	100.00	115.47	54.66

* 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 (400.00 - 31.750) / 31.750 = 0.03480

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 865.361 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.789]

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 = 0.00387

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 (400.00 - a/2) = 203.479 kN.m

≥ Mu (= 115.470 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.762]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 259.808 kN

≥ Vu (= 54.661 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	489.58	389.58	100.00	82.10	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 (389.58 - 31.750) / 31.750 = 0.03381

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 628.702 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.463]

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 = 0.00397

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 (389.58 - a/2) = 197.991 kN.m

≥ Mu (= 82.104 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.411]

* 전단에 대한 검토 (d = 389.58 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 389.58 = 253.037 kN

≥ Vu (= 61.112 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	500.00	400.00	100.00	142.78	65.95

* 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 (400.00 - 31.750) / 31.750 = 0.03480

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1075.020 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1548.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.440]

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 = 0.00387

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 (400.00 - a/2) = 203.479 kN.m

≥ Mu (= 142.779 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.425]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 259.808 kN

≥ Vu (= 65.950 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

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 : 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

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

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

= 1000 × 446 × 0.0020 = 892.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 892.0 ∴ 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 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 491 × 0.0020 = 981.43 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 981.426 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 491 x 1000 = 736.1 ㎟ (≤1800)
∴ 736.1 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 500 × 0.0020 = 1000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1000.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 500 x 1000 = 750.0 ㎟ (≤1800)
∴ 750.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 487 × 0.0020 = 973.69 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 973.685 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 487 x 1000 = 730.3 ㎟ (≤1800)
∴ 730.3 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 우측벽체 : 하부

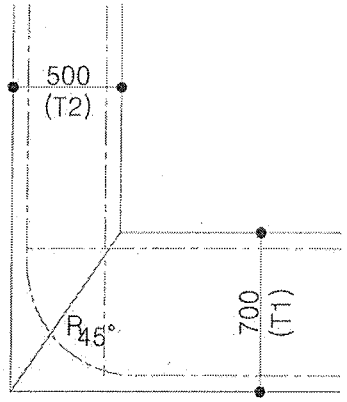
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 494 × 0.0020 = 988.15 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 988.146 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 494 x 1000 = 741.1 ㎟ (≤1800)
∴ 741.1 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 81.456 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 81.456 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 860.233 \text{ mm}$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 81.46 \times 10^6}{860.233^2 \times 1000} = 0.550 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 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) = 1220309.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)

= 2.586 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 2.586 x 794.400 = 2054.005 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0018914 + \sqrt{(2 \times 0.0132 + (0.0132)^2)} = 0.150$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 /3 = 0.950

fs = Mo / (As x d x j) = 1220309.000 / (794.400 x 420.000 x 0.950)

= 3.850 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 3.850 x 794.400 = 3058.445 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

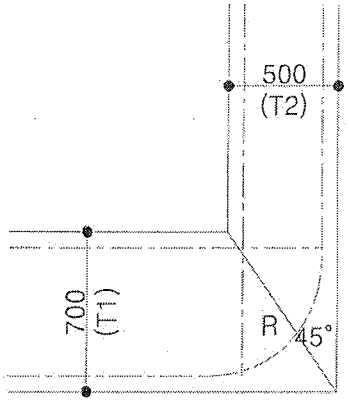
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(2054.005^2 + 3058.445^2)}$ / 180.0

As = 20.468 ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 101.798 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 101.798 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 860.233$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 101.80 \times 10^6}{860.233^2 \times 1000} = 0.688\ MPa > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 101.80 \times 10^6}{860.233 \times 180} = 1314.859\ mm^2$$

$Asb = 0.000\ mm^2$

Req'd As = As - Asb
= 1314.859 mm^2 - 0.000 mm^2
= 1314.859 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 4EA

∴ Total As = 1548.400 mm^2 > Req'd As (= 1314.859 mm^2) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 mm^2

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) = 1429402.000 / (794.400 x 620.000 x 0.958)
= 3.029 MPa
인장력 Th1 = fs x As = 3.029 x 794.400 = 2405.947 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0018914 + \sqrt{(2 \times 0.0132 + (0.0132)^2)} = 0.150$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.150 /3 = 0.950

fs = Mo / (As x d x j) = 1429402.000 / (794.400 x 420.000 x 0.950)

= 4.510 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 4.510 x 794.400 = 3582.492 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 = $\sqrt{(2405.947^2 + 3582.492^2)}$ / 180.0

As = 23.975 ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 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	623.924	O.K	2.496
		중앙부	2	620	H16 - 4.0EA	250	268.550	O.K	1.074
		우측	3	600	H22 - 4.0EA	250	454.786	O.K	1.819
		우측(배수구 단면)	4	446	H22 - 4.0EA	250	282.170	O.K	1.129
좌측벽체	1층	중앙부	5	387	H22 - 4.0EA	250	875.196	O.K	3.501
		하부	6	400	H22 - 4.0EA	250	412.303	O.K	1.649
우측벽체	1층	중앙부	7	390	H22 - 4.0EA	250	634.107	O.K	2.536
		하부	8	400	H22 - 4.0EA	250	284.035	O.K	1.136

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 81.456 x 1000000 / [1548.400 x (600.000 - 103.721/3)]
= 93.038 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 / 93.04) - 2.5 x 89.00 = 623.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 93.04) = 677.14 mm
Sa는 작은 값인 623.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 623.92 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 82.860 x 1000000 / [794.400 x (620.000 - 77.664/3)]
= 175.566 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 / 175.57) - 2.5 x 72.00 = 268.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 175.57) = 358.84 mm
Sa는 작은 값인 268.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 268.55 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 101.798 x 1000000 / [1548.400 x (600.000 - 103.721/3)]
= 116.273 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 / 116.27) - 2.5 x 89.00 = 454.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 116.27) = 541.83 mm
Sa는 작은 값인 454.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 454.79 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 77.443 x 1000000 / [1548.400 x (346.000 - 76.442/3)]
= 156.043 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x346.0/(7x1548.400)]
= 76.442 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 156.04) - 2.5 x 89.00 = 282.17 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 156.04) = 403.73 mm
Sa는 작은 값인 282.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 282.17 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 40.016 x 1000000 / [1548.400 x (387.373 - 81.437/3)]
= 71.741 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x387.4/(7x1548.400)]
= 81.437 ㎜

사용철근량 = 1548.4 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 ㎜

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 71.74) - 2.5 x 89.00 = 875.20 ㎜
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 71.74) = 878.16 ㎜

Sa는 작은 값인 875.20 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 875.20 ㎜) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 71.526 x 1000000 / [1548.400 x (400.000 - 82.908/3)]
= 124.054 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x1548.400)]
= 82.908 ㎜

사용철근량 = 1548.4 ㎟ (철근도심 : 100.0 ㎜)
1단 : H22 - 4.0 EA (= 1548.4 ㎟)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 22/2 = 89.00 ㎜

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 124.05) - 2.5 x 89.00 = 412.30 ㎜
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.05) = 507.84 ㎜

Sa는 작은 값인 412.30 ㎜ 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 412.30 ㎜) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 51.579 x 1000000 / [1548.400 x (389.576 - 81.695/3)]
= 91.933 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x389.6/(7x1548.400)]
= 81.695 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 / 91.93) - 2.5 x 89.00 = 634.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 91.93) = 685.29 mm
Sa는 작은 값인 634.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 634.11 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 89.638 x 1000000 / [1548.400 x (400.000 - 82.908/3)]
= 155.468 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1548.400/1000.0 + 7x1548.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x1548.400)]
= 82.908 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 / 155.47) - 2.5 x 89.00 = 284.03 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 155.47) = 405.23 mm
Sa는 작은 값인 284.03 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 284.03 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

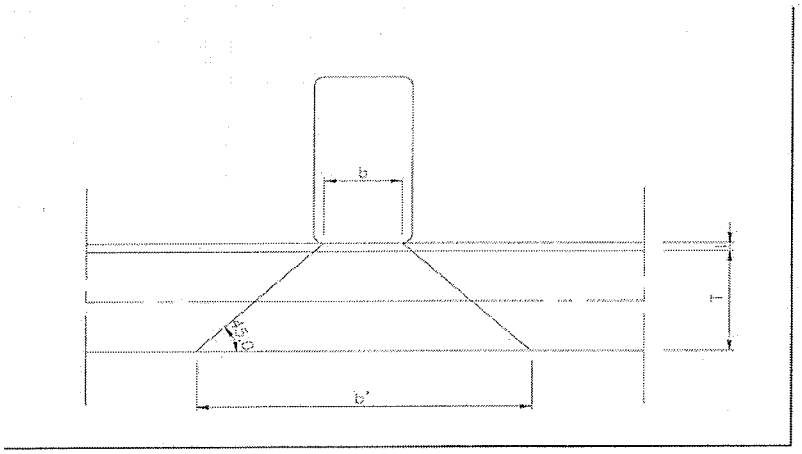
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 292.436 / 12.850 = 22.758 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

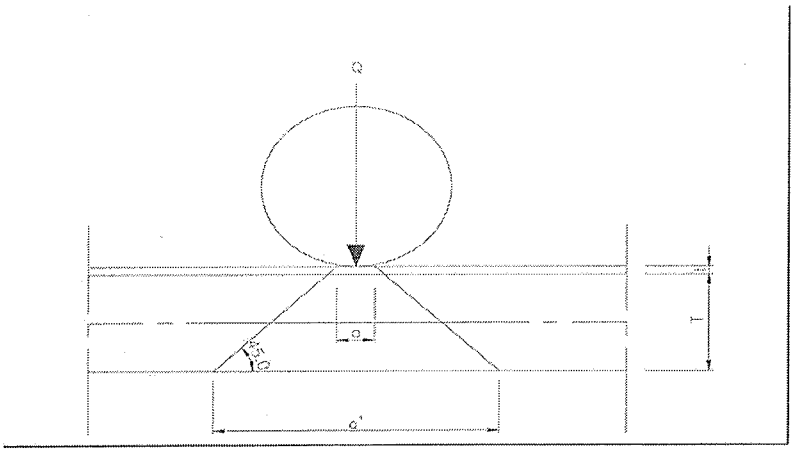


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

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 = 22.76 + 1.84 + 26.48

= 51.076 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 318.50 kN/m² ≥ Qmax = 51.076 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	12.850	×	0.700	×	25.000				=	224.875	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	2.871	×	25.000	×	2		=	64.598	kN/m
	:	0.050	×	2.171	×	25.000	/	2	× 2	=	2.714	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.650	×	0.080	×	23.000				=	19.596	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	1.171	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	1.171	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
								∴ Σ		=	321.782	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 1.171 \times 19.000 + 1.171^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 321.782 + 0.000 = 321.782$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.850 \times 1.871 \times 10.000$

$= 240.424$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 321.782 / 240.424$

$= 1.338 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -14.7 m (보링주상도 NNBB-11 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	12.850	×	0.700	×	25.000					=	224.875	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	2.871	×	25.000	×	2			=	64.598	kN/m
	:	0.050	×	2.171	×	25.000	/	2	×	2	=	2.714	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.650	×	0.080	×	23.000					=	19.596	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	14.700	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-12.529	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-12.529	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
									∴	Σ	=	321.782	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 14.700^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 14.700 \times -12.529 \times 19.000 + -12.529^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 321.782 + 0.000 = 321.782 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

$$H = \frac{224.875}{12.850 \times 10.000 \times 1.100} = 1.591 \text{ m}$$

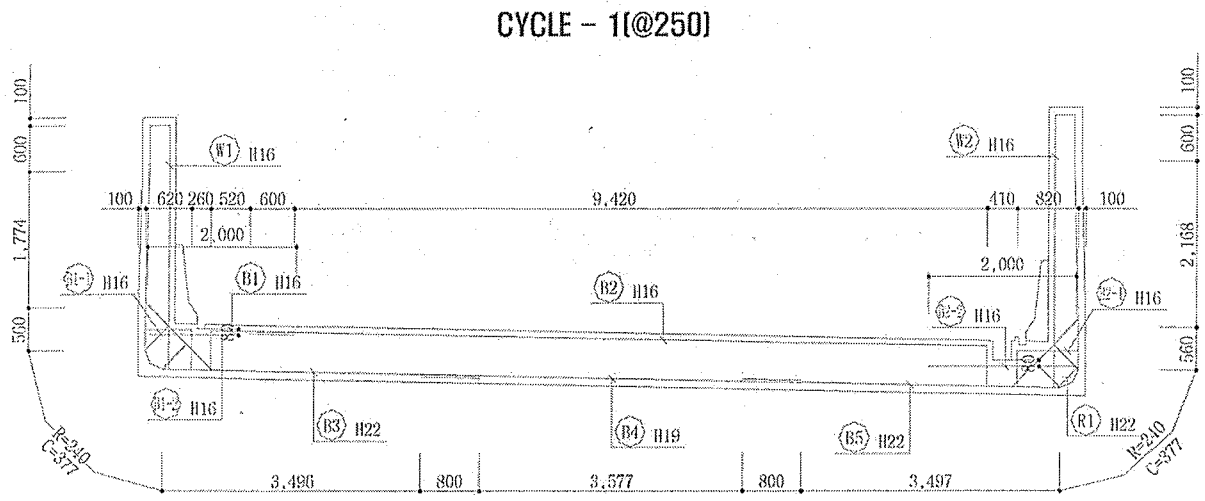
∴ 구조물 저면으로 부터 1.591 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{302.186}{12.850 \times 10.000 \times 1.100} = 2.138 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.138 m 이하유지

20. 주철근 조립도

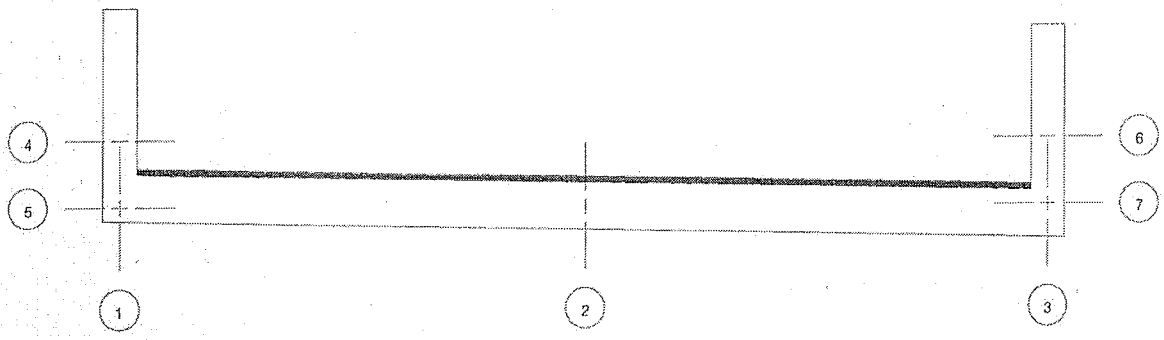

CYCLE - 1(@250)
W1 H16
W2 H16
B1 H16
B2 H16
B3 H22
B4 H19
B5 H22
R1 H22
100
600
1,774
500
2,168
560
620 260 520 600
9,420
410 820
2,000
3,496
800
3,577
800
3,497
R=240
C=377

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	500	84.66	190.93	502.39	H19 - 4.0EA	1146.00	2.26
		중앙부	2	1000	520	53.64	138.58	304.94	H16 - 4.0EA	794.40	2.58
		우측	3	1000	500	84.66	190.93	502.39	H19 - 4.0EA	1146.00	2.26
		우측(배수구 단면)	4	1000	346	68.34	91.96	842.2	H19 - 4.0EA	1146.0	1.35
좌측벽체	1층	중앙부	5	1000	350	44.17	132.48	374.70	H19 - 4.0EA	1146.00	3.00
		하부	6	1000	350	75.17	132.48	641.94	H19 - 4.0EA	1146.00	1.76
우측벽체	1층	중앙부	7	1000	350	44.17	132.48	374.70	H19 - 4.0EA	1146.00	3.00
		하부	8	1000	350	75.17	132.48	641.94	H19 - 4.0EA	1146.00	1.76

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		중앙부	2	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		우측	3	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		우측(배수구단면)	4	692.0	1986.0	O.K	519.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	5	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	O.K
		하부	6	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	O.K
우측벽체	1층	중앙부	7	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	O.K
		하부	8	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	30.4	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	13.0	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	30.4	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	4	159.8	30.7	284.45	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	5	227.3	38.0	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	6	227.3	39.8	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	7	227.3	38.0	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	8	227.3	39.8	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H19 - 4.0EA	250	583.546	O.K	2.334
		중앙부	2	520	H16 - 4.0EA	250	387.735	O.K	1.551
		우측	3	500	H19 - 4.0EA	250	583.546	O.K	2.334
		우측(배수구단면)	4	346	H19 - 4.0EA	250	292.110	O.K	1.168
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H19 - 4.0EA	250	844.465	O.K	3.378
		하부	5	350	H19 - 4.0EA	250	402.957	O.K	1.612
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H19 - 4.0EA	250	844.465	O.K	3.378
		하부	7	350	H19 - 4.0EA	250	402.957	O.K	1.612

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp A U type (내공 : 11.85M × 2.113M, 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)

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

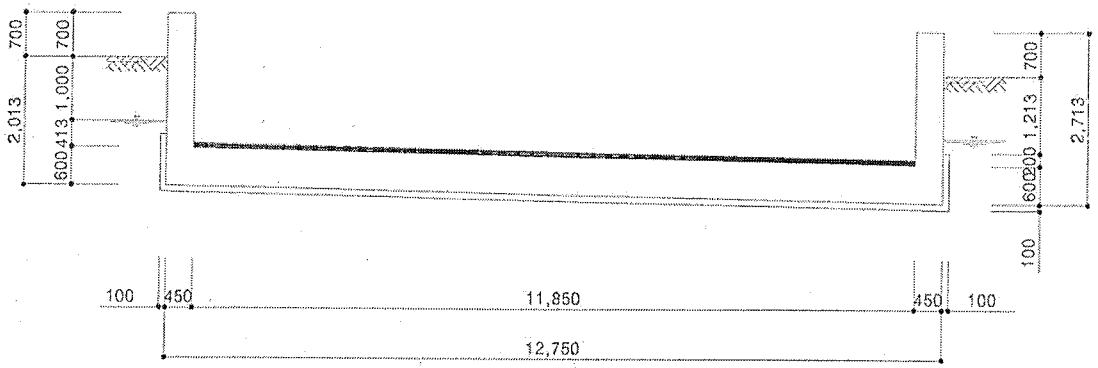
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


700
700
1,000
413
600
2,013
700
1,213
200
600
2,713
100
100
450
11,850
450
100
12,750

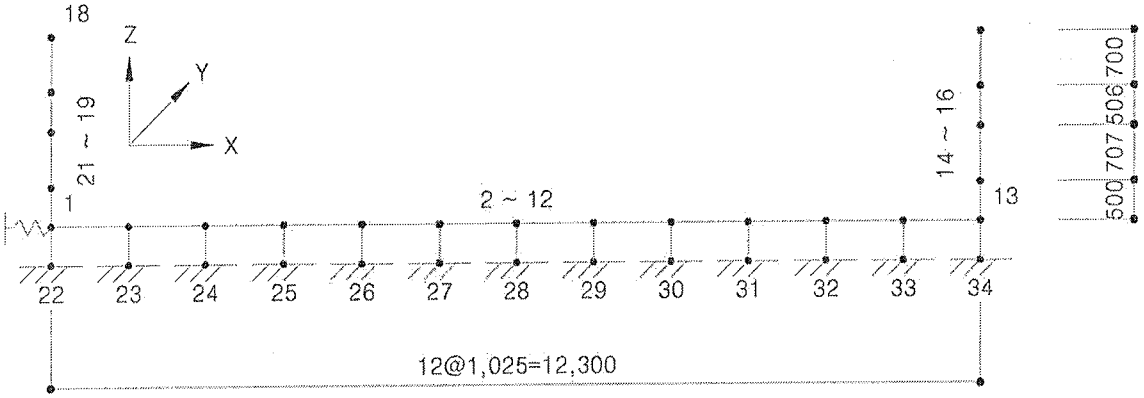
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

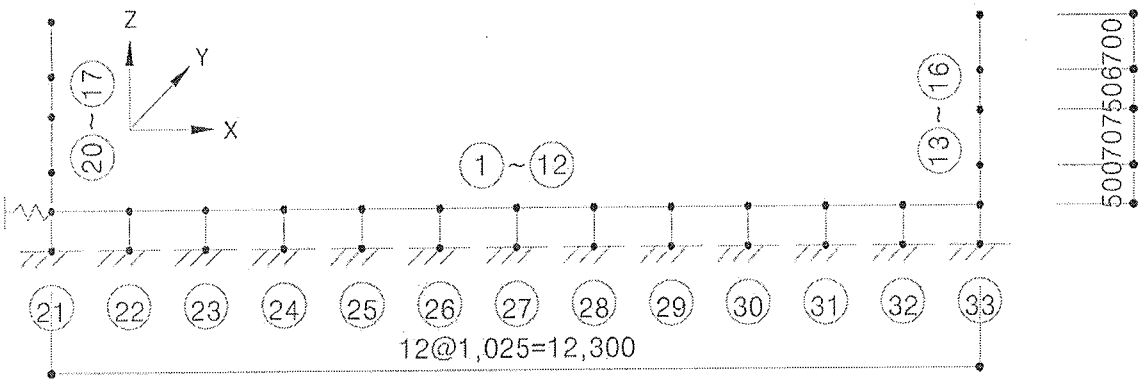
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재삽도



2) 단면제원

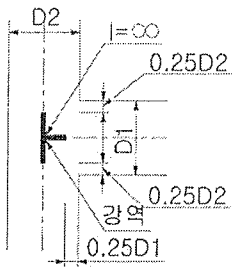
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~12
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	13~20

3) 단면좌표

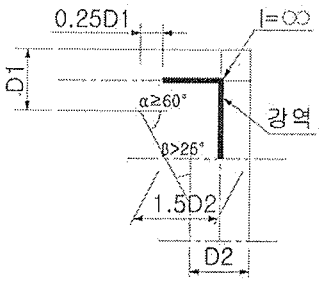
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	18	0.000	2.913
2	1.025	0.500	19	0.000	2.213
3	2.050	0.500	20	0.000	1.706
4	3.075	0.500	21	0.000	1.000
5	4.100	0.500	22	0.000	0.000
6	5.125	0.500	23	1.025	0.000
7	6.150	0.500	24	2.050	0.000
8	7.175	0.500	25	3.075	0.000
9	8.200	0.500	26	4.100	0.000
10	9.225	0.500	27	5.125	0.000
11	10.250	0.500	28	6.150	0.000
12	11.275	0.500	29	7.175	0.000
13	12.300	0.500	30	8.200	0.000
14	12.300	1.000	31	9.225	0.000
15	12.300	1.706	32	10.250	0.000
16	12.300	2.213	33	11.275	0.000
17	12.300	2.913	34	12.300	0.000

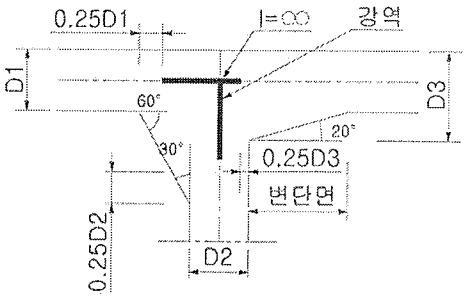
4) 강역설정



(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 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

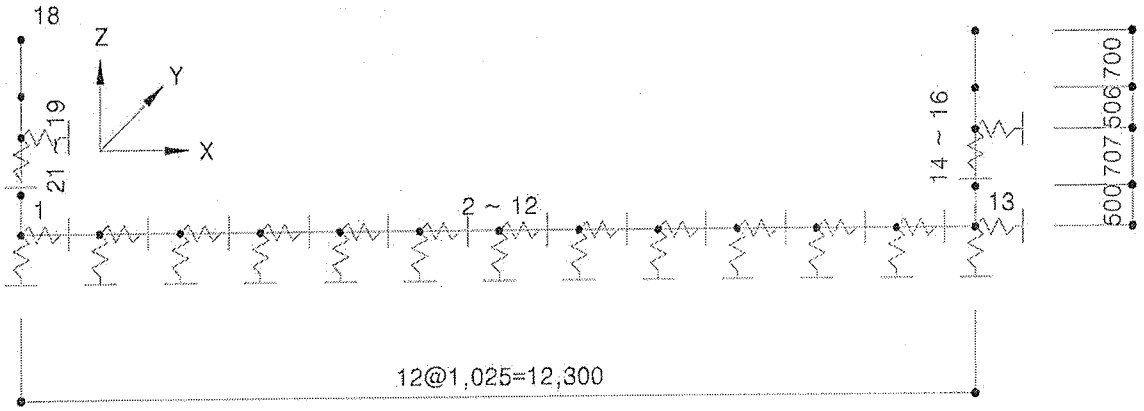
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

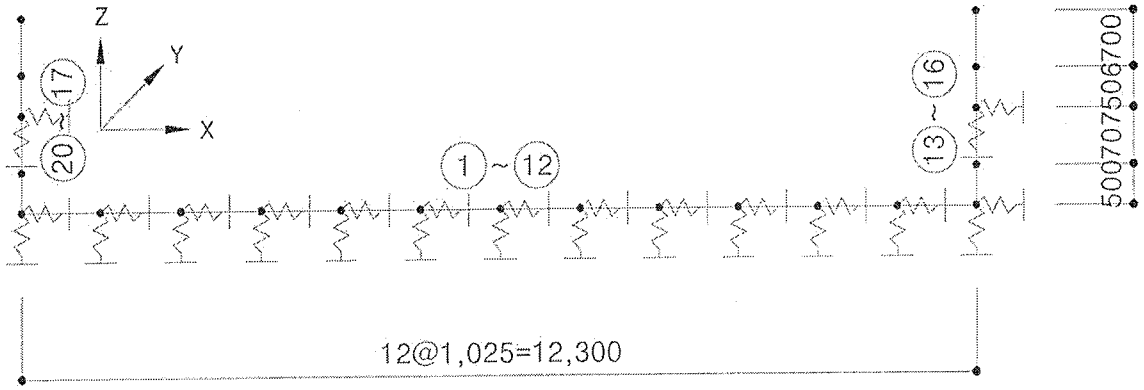
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

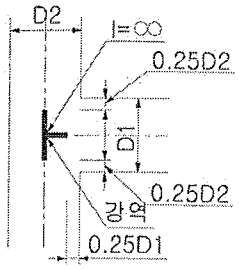
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~12
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	13~20

3) 단면좌표

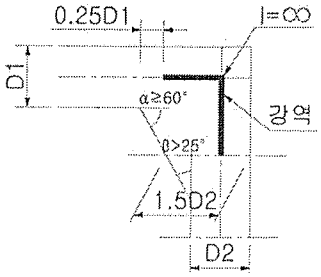
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	12	11.275	0.000
2	1.025	0.000	13	12.300	0.000
3	2.050	0.000	14	12.300	0.500
4	3.075	0.000	15	12.300	1.206
5	4.100	0.000	16	12.300	1.713
6	5.125	0.000	17	12.300	2.413
7	6.150	0.000	18	0.000	2.413
8	7.175	0.000	19	0.000	1.713
9	8.200	0.000	20	0.000	1.206
10	9.225	0.000	21	0.000	0.500
11	10.250	0.000			

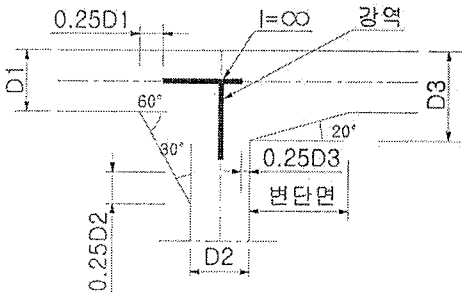
8) 강역설정



(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 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 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 = √(12.750 × 12.750) = 12.75 m (L > B)

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

Kv = 30000.000 × (12.750 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1802.31 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.025/2) = 1329 kN/m	1,13
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 1847 kN/m	2~12
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

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) = √(12.750 × 12.750) = 12.750 m

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

Kv = 60000.000 × (12.750 / 0.3) $^{-3/4}$ = 3604.62 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3604.620 = 1201.54 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.013 × 2.013) = 2.013 m

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

Kh = 60000.000 × (2.013 / 0.3) $^{-3/4}$ = 14391.61 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 14391.610 = 4797.20 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(2.013 × 2.013) = 2.013 m

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

Kh = 60000.000 × (2.013 / 0.3)$^{-3/4}$ = 14391.61 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 14391.610 = 4797.20 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.206/2 + 1.206/2) = 17363 kN/m	15,20
Kss1	Kss x (1.206/2 + 1.206/2) = 5788 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 3695 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 1232 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.025/2) = 2658 kN/m	1,13
Ksb1	Kh x (1.206/2 + 0.600/2) = 12999 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)

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.426 × 19.000 × 0.500	= 4.972 kN/m²
Wh3	= 4.972 + 0.707 × 19.000 × 0.500	= 11.684 kN/m²
Wh4	= 11.684 + 0.500 × 19.000 × 0.500	= 16.434 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.426 × 19.000 × 0.500	= 4.972 kN/m²
Wh3	= 4.972 + 0.493 × 19.000 × 0.500	= 9.660 kN/m²
Wh4	= 9.660 + 0.213 × 10.000 × 0.500	= 10.725 kN/m²
Wh5	= 10.725 + 0.500 × 10.000 × 0.500	= 13.225 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1	= 0.213 × 10.000	= 2.130 kN/m²
Ww2	= 2.130 + 0.500 × 10.000	= 7.130 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww3	= (2.013 - 1.000) × 10.000	= 10.130 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

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

= 0.436

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

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

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.436	= 0.802 kN/m²
Wh2	= 0.802 + 0.426 × 19.000 × 0.436	= 4.335 kN/m²
Wh3	= 4.335 + 0.707 × 19.000 × 0.436	= 10.188 kN/m²
Wh4	= 10.188 + 0.500 × 19.000 × 0.436	= 14.330 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.372	= 0.684 kN/m²
Wh2	= 0.684 + 0.426 × 19.000 × 0.372	= 3.699 kN/m²
Wh3	= 3.699 + 0.707 × 19.000 × 0.372	= 8.693 kN/m²
Wh4	= 8.693 + 0.500 × 19.000 × 0.372	= 12.227 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.436	= 0.802 kN/m²
Wh2	= 0.802 + 0.426 × 19.000 × 0.436	= 4.335 kN/m²
Wh3	= 4.335 + 0.493 × 19.000 × 0.436	= 8.424 kN/m²
Wh4	= 8.424 + 0.213 × 10.000 × 0.436	= 9.352 kN/m²
Wh5	= 9.352 + 0.500 × 10.000 × 0.436	= 11.532 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.372	= 0.684 kN/m²
Wh2	= 0.684 + 0.426 × 19.000 × 0.372	= 3.699 kN/m²
Wh3	= 3.699 + 0.493 × 19.000 × 0.372	= 7.187 kN/m²
Wh4	= 7.187 + 0.213 × 10.000 × 0.372	= 7.979 kN/m²
Wh5	= 7.979 + 0.500 × 10.000 × 0.372	= 9.839 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

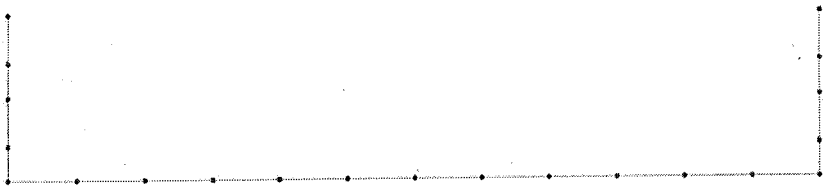
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

② 측벽

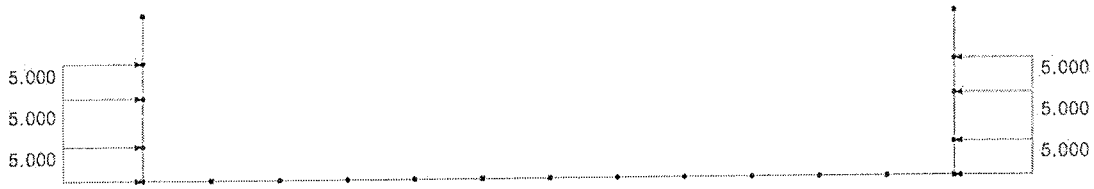
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f1 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f2 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f2 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f3 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f4 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f5 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f5 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732

10. 하 중 재 하 (상시)

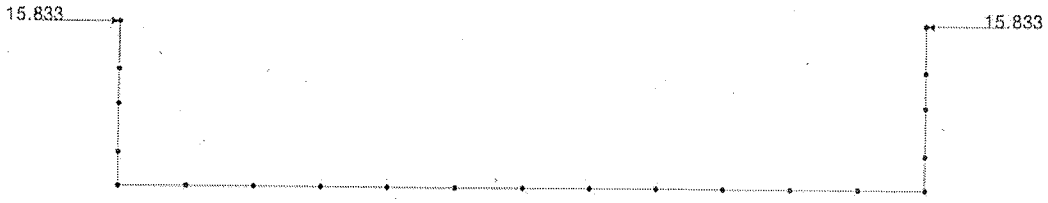
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)

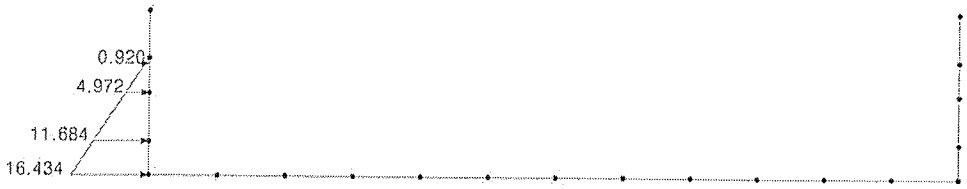


3) CASE3 - 충돌하중(CL)

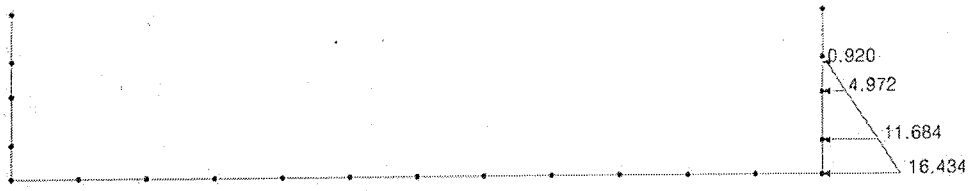


4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)

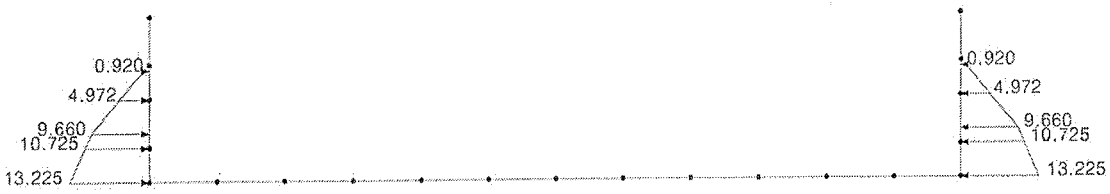
5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



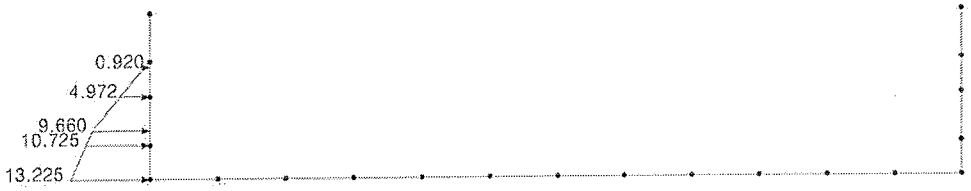
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



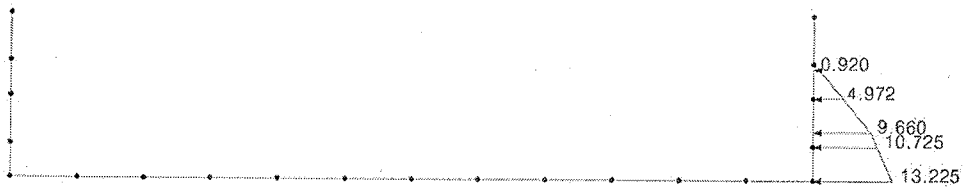
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



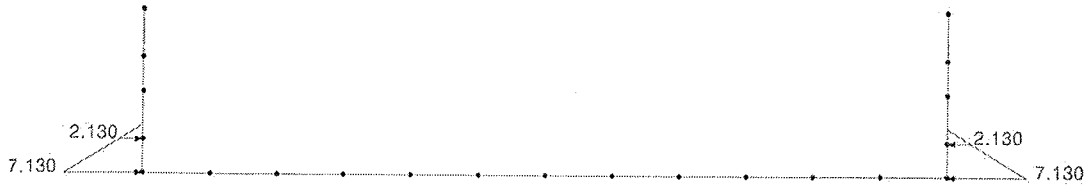
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



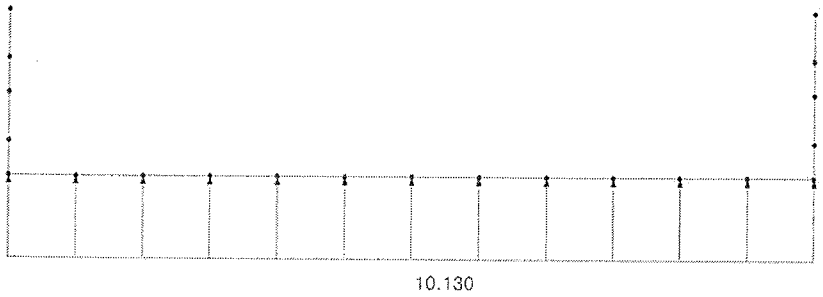
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



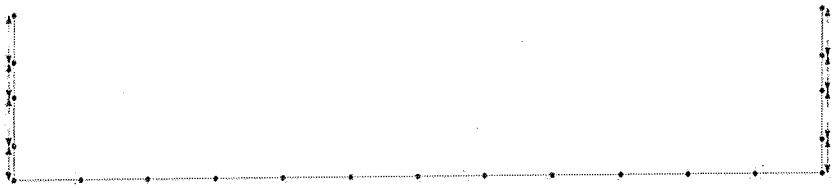
10) CASE10 - 수평수압(WATERH)



11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

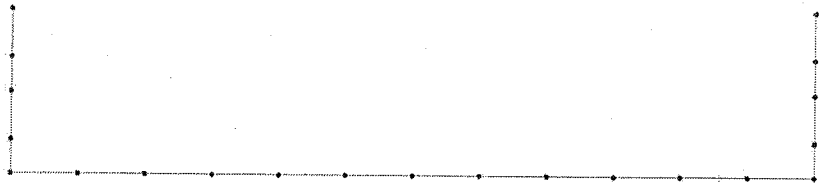


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

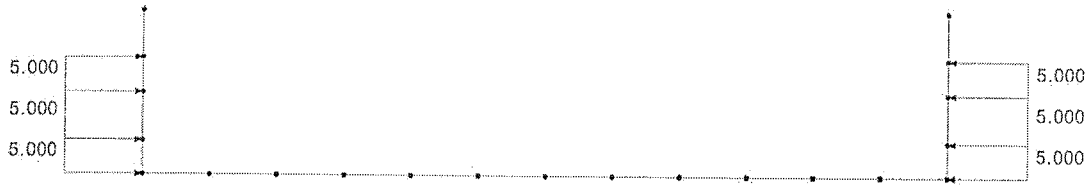


11. 하중 재하 (기능수행)

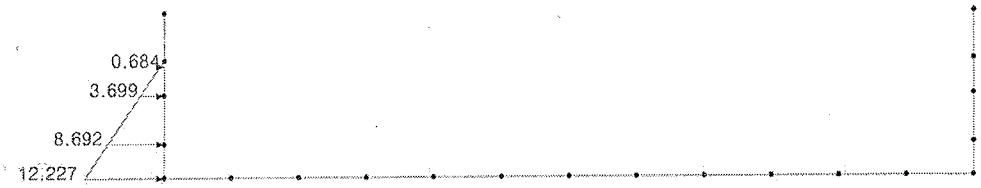
1) CASE1 - 구체자중(SW)



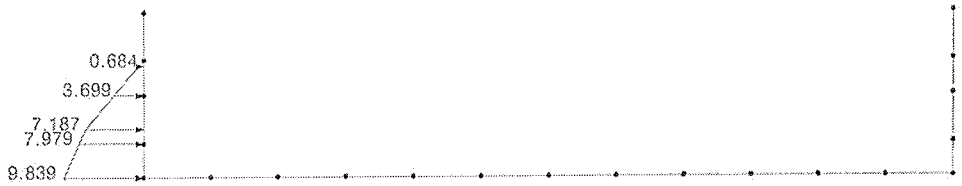
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



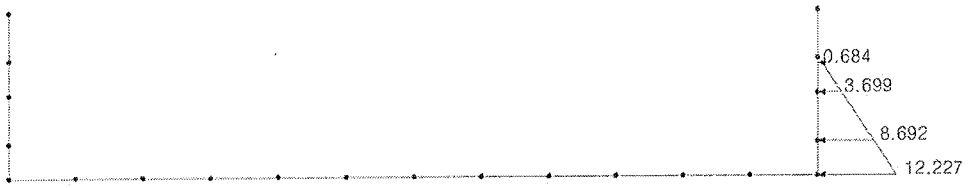
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



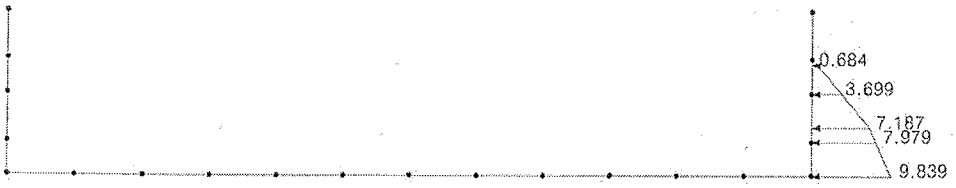
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



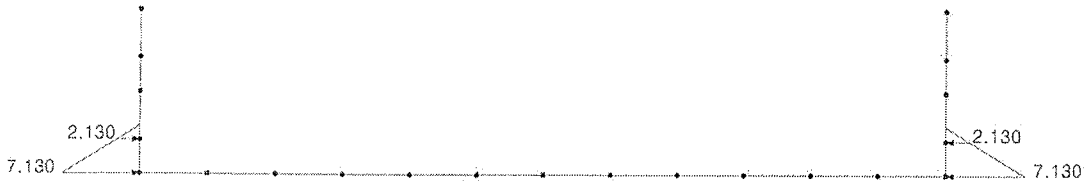
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



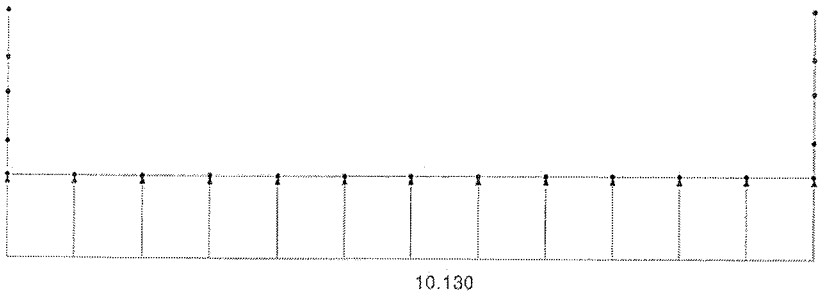
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



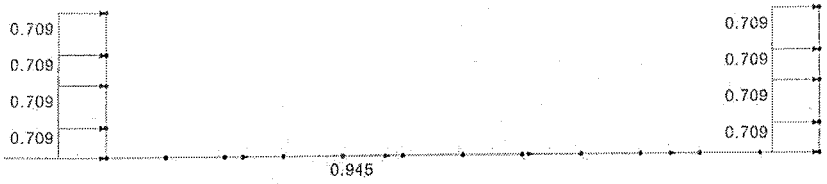
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



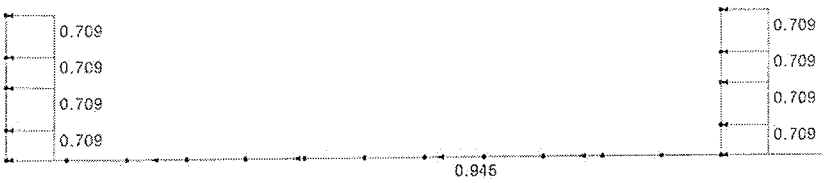
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

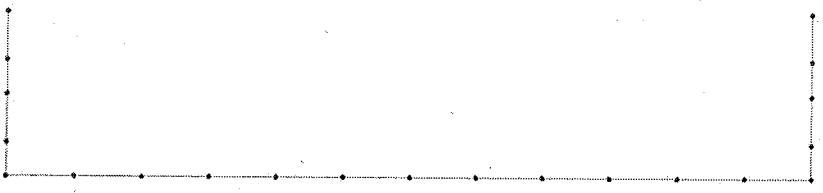


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

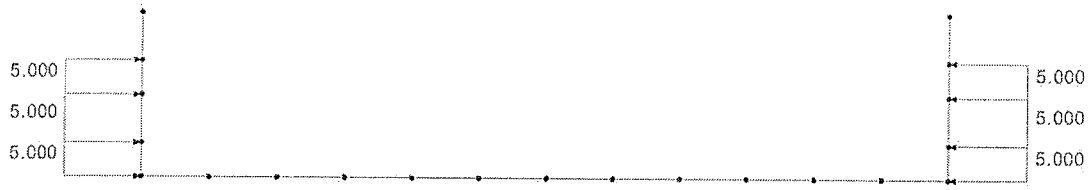


12. 하중 재하 (붕괴방지)

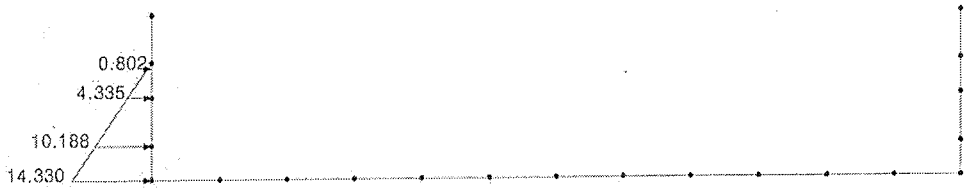
1) CASE1 - 구체자중(SW)



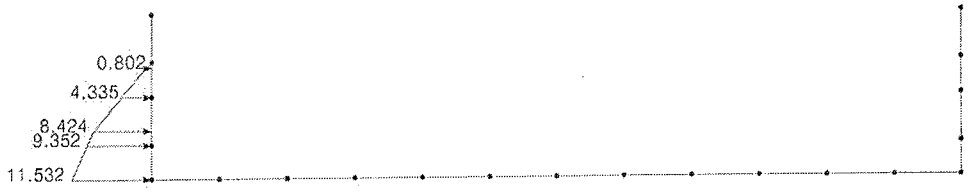
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



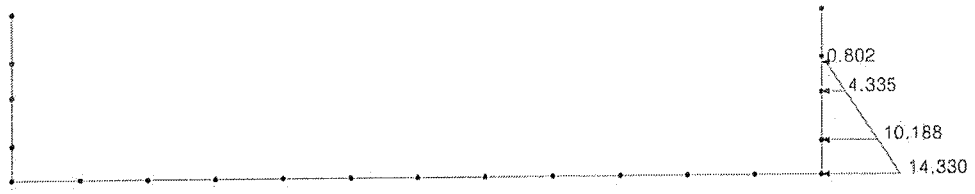
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



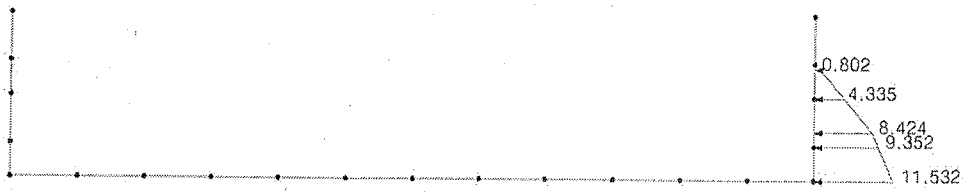
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



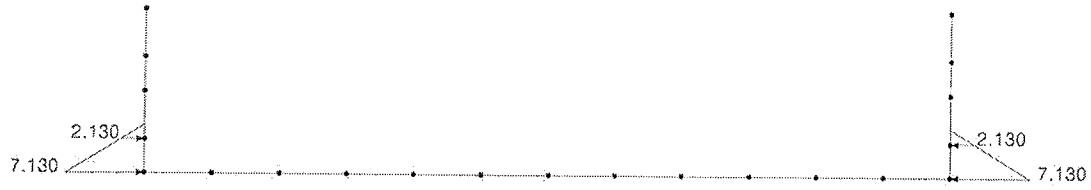
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



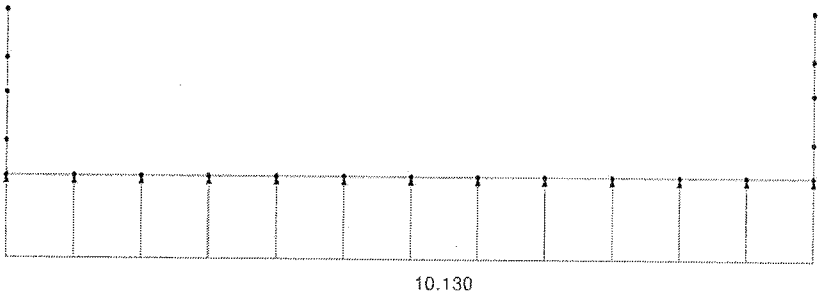
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



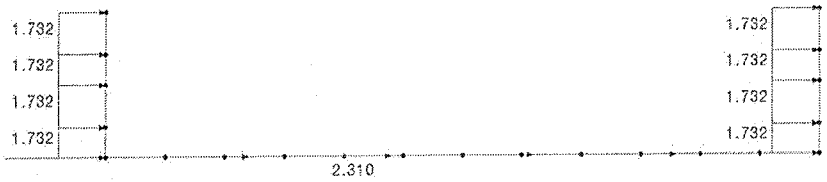
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



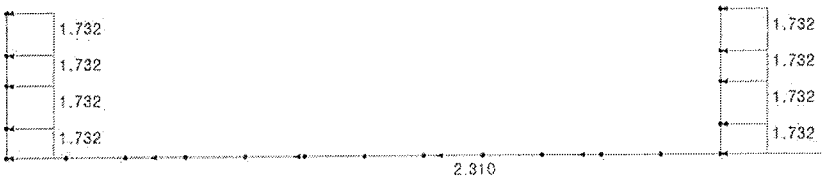
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



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	●

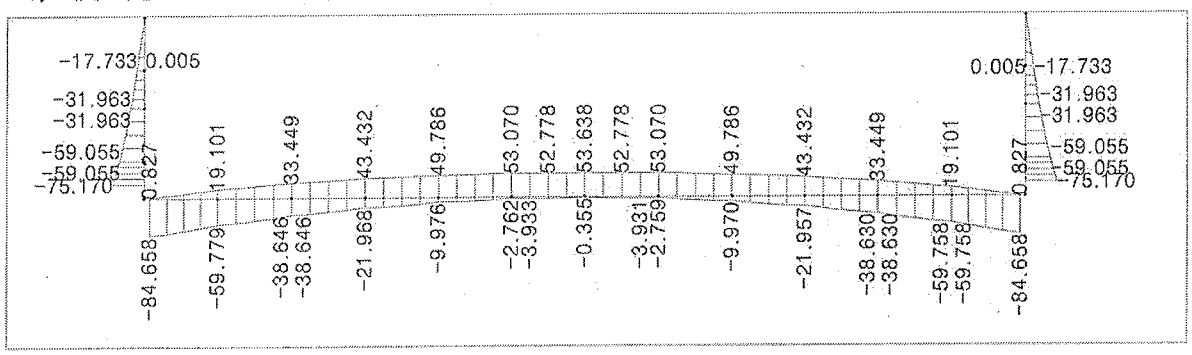
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

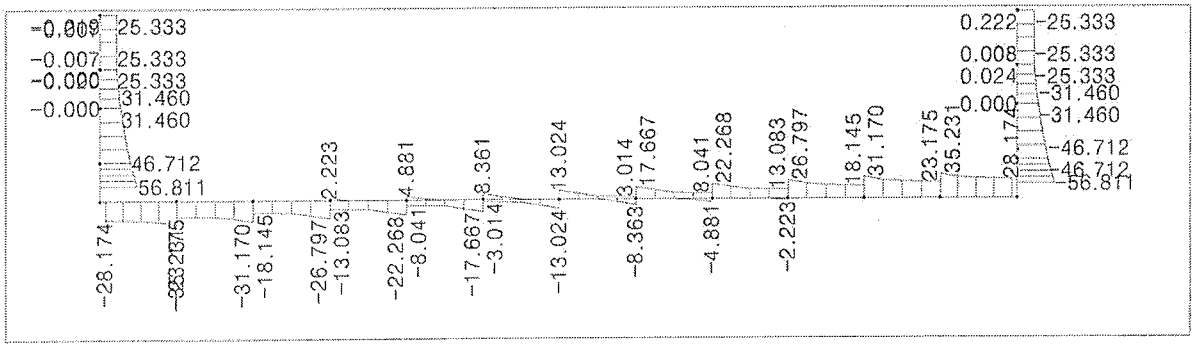
14. 단면력정리

14.1 상시

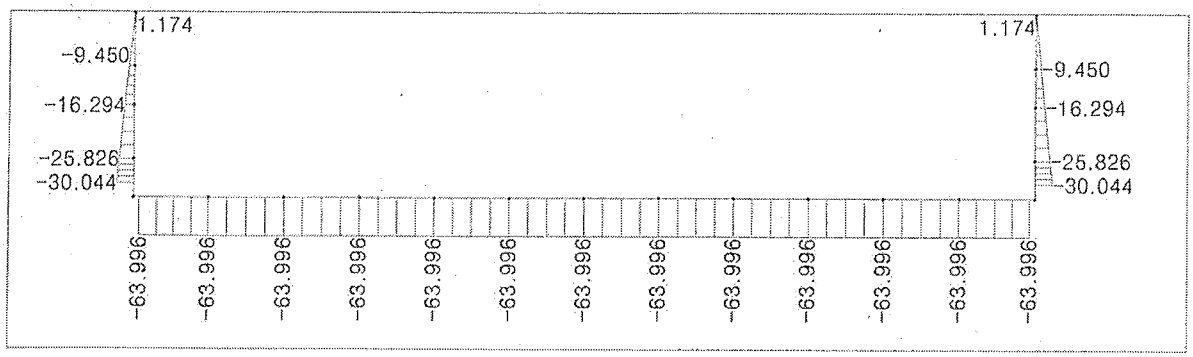
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



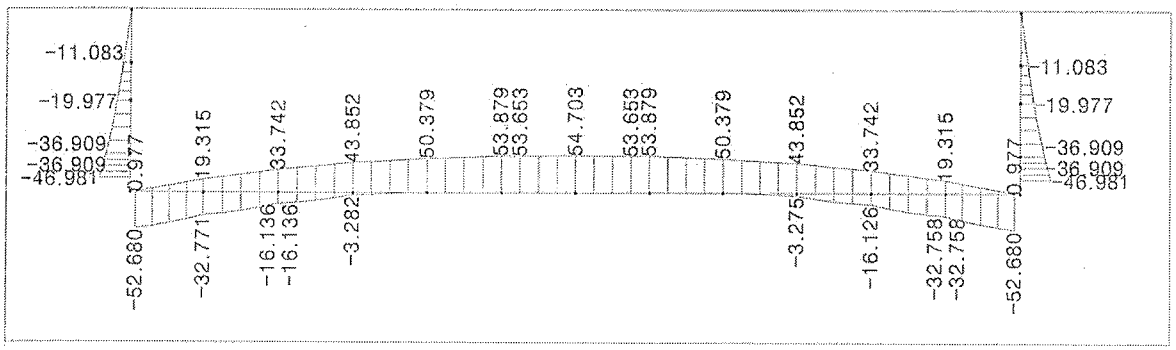
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

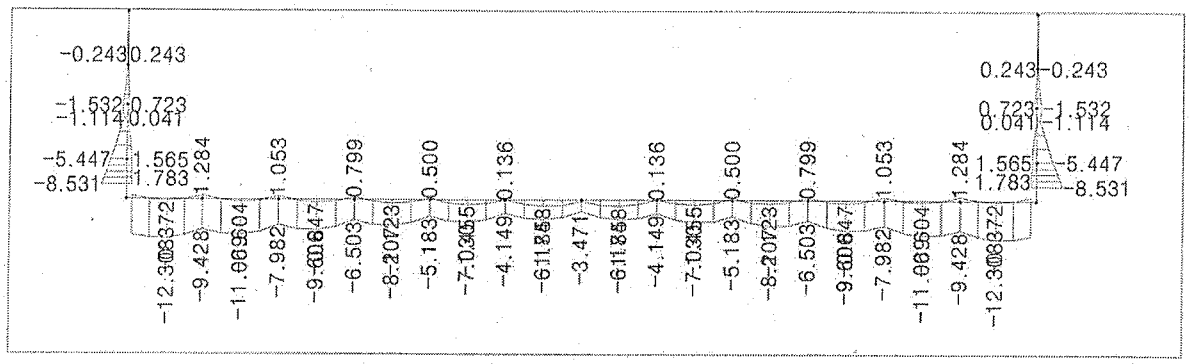


5) 단면력 정리

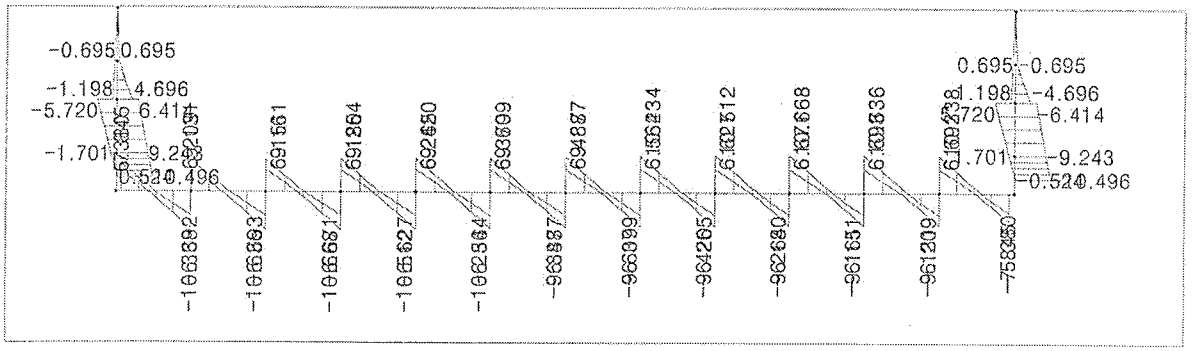
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	84.66	30.45	64.00	52.68	1000.00	600.00	
		중앙부	2	53.64	13.02	64.00	54.70	1000.00	600.00	
		우측	3	84.66	30.45	64.00	52.68	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	44.17	38.04	21.06	27.61	1000.00	450.00	
		하부	5	75.17	39.76	30.04	46.98	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	44.17	38.04	21.06	27.61	1000.00	450.00	
		하부	7	75.17	39.76	30.04	46.98	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

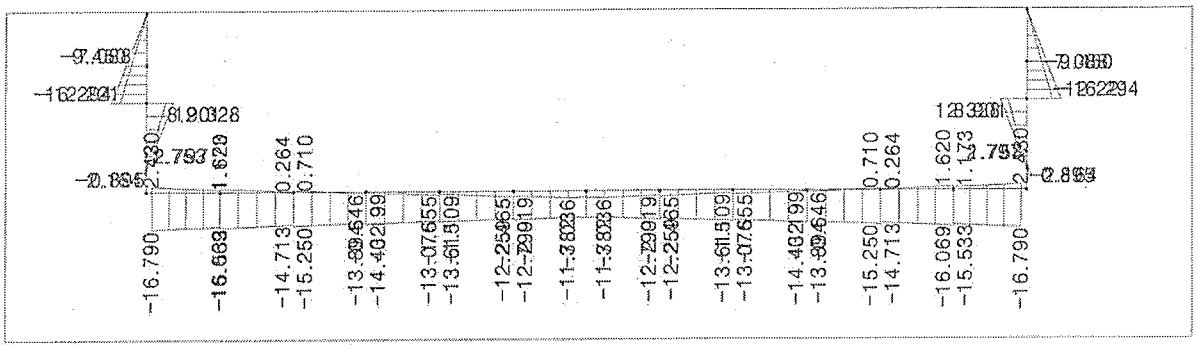
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

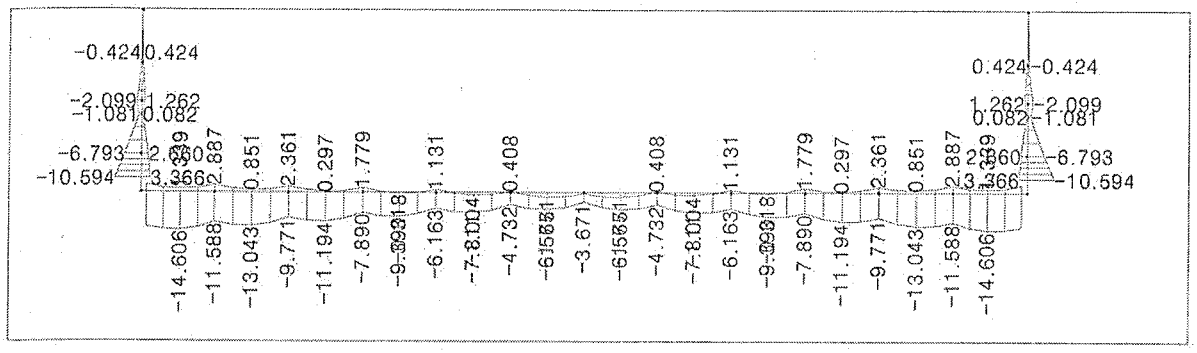


4) 단면력 정리

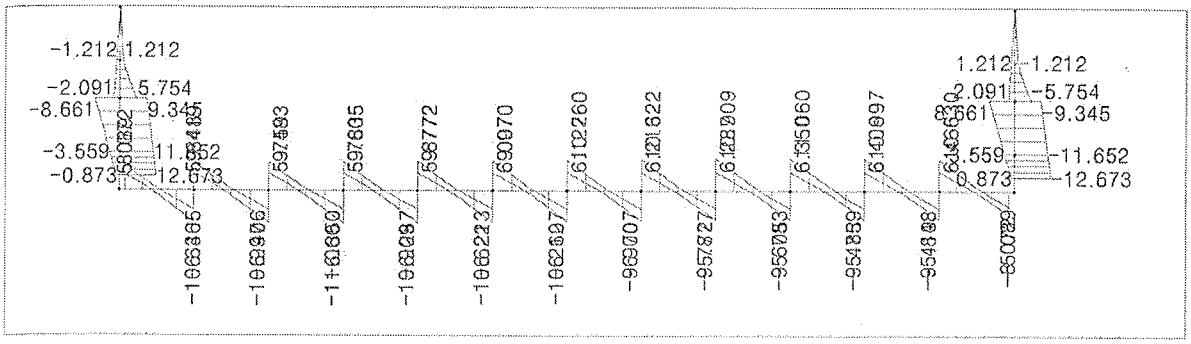
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	11.13	4.94	16.79	1000.00	600.00	
		중앙부	2	0.00	9.89	11.99	1000.00	600.00	
		우측	3	11.13	4.94	16.79	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	2.43	7.83	7.56	1000.00	450.00	
		하부	5	8.53	8.13	2.16	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	2.43	7.83	7.56	1000.00	450.00	
		하부	7	8.53	8.13	2.16	1000.00	450.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

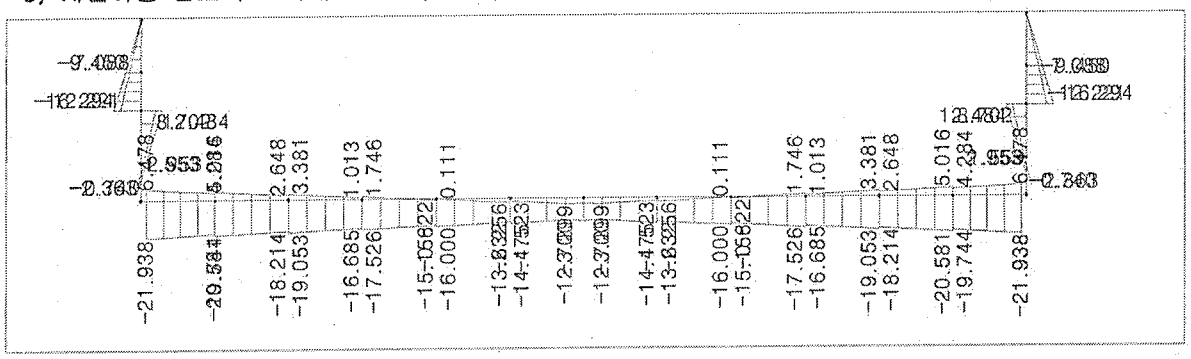
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	13.56	5.23	21.94	1000.00	600.00	
		중앙부	2	0.00	10.26	12.95	1000.00	600.00	
		우측	3	13.56	5.23	21.94	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	2.88	10.50	7.72	1000.00	450.00	
		하부	5	10.59	10.75	2.36	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	2.88	10.50	7.72	1000.00	450.00	
		하부	7	10.59	10.75	2.36	1000.00	450.00	

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	-84.66	-	-13.56	-11.13	-84.66	
		중앙부	2	53.64	-	-	-	53.64	
		우측	3	-84.66	-	-13.56	-11.13	-84.66	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-44.17	-	-2.88	-2.43	-44.17	
		하부	5	-75.17	-	-10.59	-8.53	-75.17	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-44.17	-	-2.88	-2.43	-44.17	
		하부	7	-75.17	-	-10.59	-8.53	-75.17	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-30.45	-	-5.23	-4.94	-30.45	
		중앙부	2	-13.02	-	-10.26	-9.89	-13.02	
		우측	3	30.45	-	5.23	4.94	30.45	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	38.04	-	10.50	7.83	38.04	
		하부	5	39.76	-	10.75	8.13	39.76	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-38.04	-	-10.50	-7.83	-38.04	
		하부	7	-39.76	-	-10.75	-8.13	-39.76	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-64.00	-	-21.94	-16.79	-64.00	
		중앙부	2	-64.00	-	-12.95	-11.99	-64.00	
		우측	3	-64.00	-	-21.94	-16.79	-64.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-21.06	-	7.72	7.56	-21.06	
		하부	5	-30.04	-	-2.36	-2.16	-30.04	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-21.06	-	7.72	7.56	-21.06	
		하부	7	-30.04	-	-2.36	-2.16	-30.04	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-52.68	-	-	-	-52.68	
		중앙부	2	54.70	-	-	-	54.70	
		우측	3	-52.68	-	-	-	-52.68	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-27.61	-	-	-	-27.61	
		하부	5	-46.98	-	-	-	-46.98	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-27.61	-	-	-	-27.61	
		하부	7	-46.98	-	-	-	-46.98	

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	500	84.66	190.93	502.39	H19 - 4.0EA	1146.00	2.26
		중앙부	2	1000	520	53.64	138.58	304.94	H16 - 4.0EA	794.40	2.58
		우측	3	1000	500	84.66	190.93	502.39	H19 - 4.0EA	1146.00	2.26
		우측(배수구 단면)	3	1000	346	68.34	91.96	842.2	H19 - 4.0EA	1146.0	1.35
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	44.17	132.48	374.70	H19 - 4.0EA	1146.00	3.00
		하부	5	1000	350	75.17	132.48	641.94	H19 - 4.0EA	1146.00	1.76
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	44.17	132.48	374.70	H19 - 4.0EA	1146.00	3.00
		하부	7	1000	350	75.17	132.48	641.94	H19 - 4.0EA	1146.00	1.76

(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	324.8	30.4	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	13.0	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	30.4	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	4	159.8	30.7	284.45	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	5	227.3	38.0	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	6	227.3	39.8	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	7	227.3	38.0	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	8	227.3	39.8	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	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	600.00	500.00	100.00	84.66	30.45

* 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 (500.00 - 23.499) / 23.499 = 0.06083

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 502.390 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.281]

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 = 0.00229

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 (500.00 - a/2) = 190.929 kN.m

≥ Mu (= 84.658 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.255]

* 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 (= 30.448 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	600.00	520.00	80.00	53.64	13.02

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 304.941 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.605]

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 (= 53.638 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.584]

* 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 (= 13.024 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	600.00	500.00	100.00	84.66	30.45

* 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 (500.00 - 23.499) / 23.499 = 0.06083

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 502.390 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.281]

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 = 0.00229

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 (500.00 - a/2) = 190.929 kN.m

≥ Mu (= 84.658 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.255]

* 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 (= 30.448 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	346.0	246.0	100.0	68.3	30.7

* 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 (246.00 - 23.499) / 23.499 = 0.02841

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 842.238 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.361]

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

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 = 0.00466

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 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 (246.00 - a/2) = 91.960 kN.m

≥ Mu (= 68.343 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.346]

* 전단에 대한 검토 (d = 246.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 246.00 = 159.782 kN

≥ Vu (= 30.686 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	44.17	38.04

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 374.702 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.058]

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 (= 44.174 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.999]

* 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 (= 38.040 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	75.17	39.76

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 641.938 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.785]

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 (= 75.170 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.762]

* 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 (= 39.757 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	450.00	350.00	100.00	44.17	38.04

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 374.702 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.058]

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 (= 44.174 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.999]

* 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 (= 38.040 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	450.00	350.00	100.00	75.17	39.76

* 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 / 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 641.938 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1146.0 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.785]

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 (= 75.170 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.762]

* 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 (= 39.757 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 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

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

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

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

= 1000 × 346 × 0.0020 = 692.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 692.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 346 × 1000 = 519.00 ㎟ (≤1800)

∴ 519.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

4) 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 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

5) 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 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

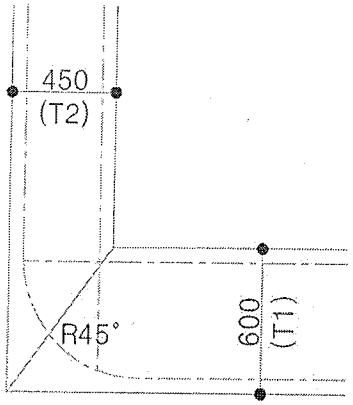
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 52.680 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 52.680 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 52.68 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.468 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 977325.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 2.478 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 2.478 x 794.400 = 1968.680 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) = 977325.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 3.511 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 3.511 x 794.400 = 2789.244 N

- 보강철근량 산정

T = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ = fsa x As T : 대각선 방향의 인장력

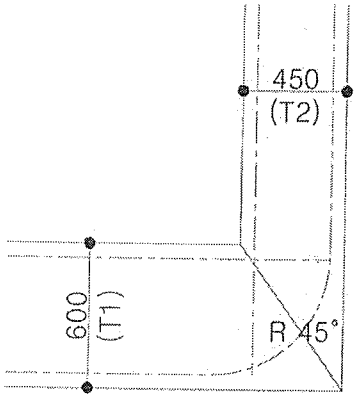
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = $\sqrt{(Th1^2 + Th2^2)}$ / fsa = $\sqrt{(1968.680^2 + 2789.244^2)}$ / 180.0

As = 18.967 ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 52.680 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 52.680 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 52.68 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.468 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = $-np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

= $-7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 /3 = 0.955

fs = Mo / (As x d x j) = 977325.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 2.478 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 2.478 x 794.400 = 1968.680 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) = 977325.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 3.511 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 3.511 x 794.400 = 2789.244 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 = $\sqrt{(1968.680^2 + 2789.244^2)}$ / 180.0

As = 18.967 ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H19 - 4.0EA	250	583.546	O.K	2.334
		중앙부	2	520	H16 - 4.0EA	250	387.735	O.K	1.551
		우측	3	500	H19 - 4.0EA	250	583.546	O.K	2.334
		우측(배수구 단면)	4	346	H19 - 4.0EA	250	292.110	O.K	1.168
좌측벽체	1층	중앙부	5	350	H19 - 4.0EA	250	844.465	O.K	3.378
		하부	6	350	H19 - 4.0EA	250	402.957	O.K	1.612
우측벽체	1층	중앙부	7	350	H19 - 4.0EA	250	844.465	O.K	3.378
		하부	8	350	H19 - 4.0EA	250	402.957	O.K	1.612

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 52.680 x 1000000 / [1146.000 x (500.000 - 81.902/3)]
= 97.247 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1146.000)]
= 81.902 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 / 97.25) - 2.5 x 90.50 = 583.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 97.25) = 647.84 mm
Sa는 작은 값인 583.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 583.55 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 54.703 x 1000000 / [794.400 x (520.000 - 70.690/3)]
= 138.709 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x794.400)]
= 70.690 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 / 138.71) - 2.5 x 72.00 = 387.74 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 138.71) = 454.19 mm
Sa는 작은 값인 387.74 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 387.74 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 52.680 x 1000000 / [1146.000 x (500.000 - 81.902/3)]
= 97.247 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x1146.000)]
= 81.902 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 / 97.25) - 2.5 x 90.50 = 583.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 97.25) = 647.84 mm
Sa는 작은 값인 583.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 583.55 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 39.619 x 1000000 / [1146.000 x (246.000 - 55.312/3)]
= 151.921 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x1146.000/1000.0 + 7x1146.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x246.0/(7x1146.000)]
= 55.312 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 151.92) - 2.5 x 90.50 = 292.11 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 151.92) = 414.69 mm
Sa는 작은 값인 292.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 292.11 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 27.608 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 73.549 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 / 73.55) - 2.5 x 90.50 = 844.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 73.55) = 856.57 mm
Sa는 작은 값인 844.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 844.47 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46.981 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 125.158 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 / 125.16) - 2.5 x 90.50 = 402.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 125.16) = 503.37 mm
Sa는 작은 값인 402.96 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 402.96 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 27.608 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 73.549 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 / 73.55) - 2.5 x 90.50 = 844.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 73.55) = 856.57 mm

Sa는 작은 값인 844.47 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 844.47 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 46.981 x 1000000 / [1146.000 x (350.000 - 67.342/3)]
= 125.158 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 / 125.16) - 2.5 x 90.50 = 402.96 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 125.16) = 503.37 mm

Sa는 작은 값인 402.96 mm 를 적용

S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 402.96 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

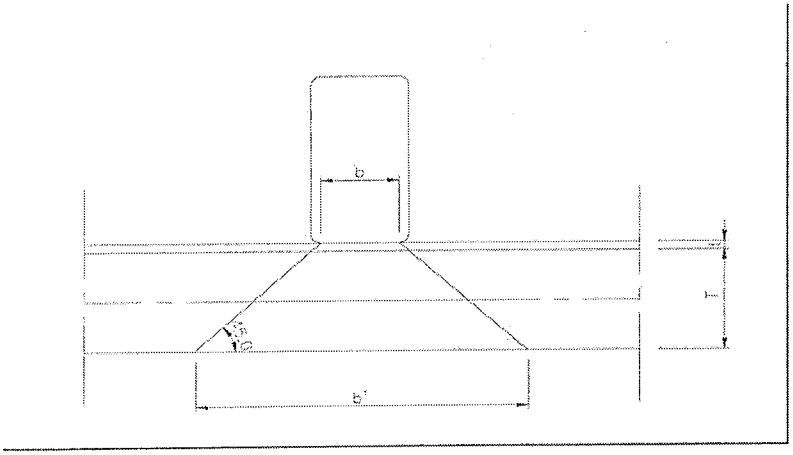
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 238.793 / 12.750 = 18.729 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

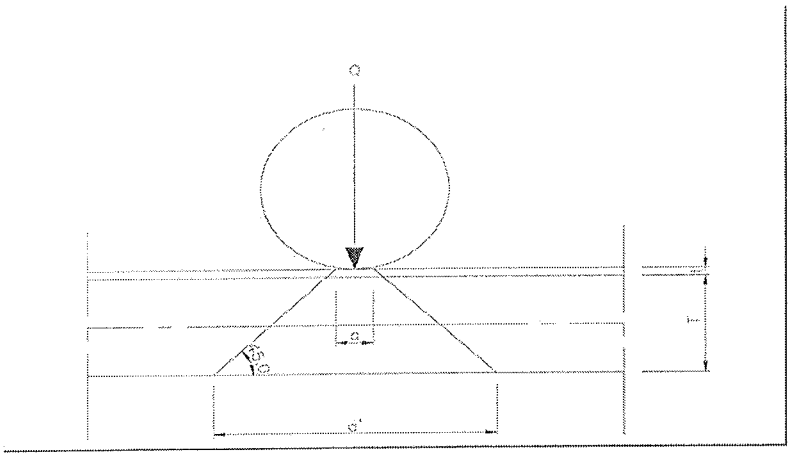


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560)= 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 18.73 + 1.84 + 33.09

= 53.654 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 372.80 kN/m² ≥ Qmax = 53.654 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	12.750	×	0.600	×	25.000				=	191.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	2.113	×	25.000	×	2		=	47.543	kN/m
	:	0.000	×	1.413	×	25.000	/	2	× 2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.650	×	0.080	×	23.000				=	19.596	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	0.413	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	0.413	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
								∴ Σ		=	268.389	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times 0.413 \times 19.000 + 0.413^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

$\therefore \Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 268.389 + 0.000 = 268.389$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.750 \times 1.013 \times 10.000$

$= 129.158$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 268.389 / 129.158$

$= 2.078 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -12.8 m (보링주상도 NBB-7 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	12.750	×	0.600	×	25.000					=	191.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	2.113	×	25.000	×	2			=	47.543	kN/m
	:	0.000	×	1.413	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.650	×	0.080	×	23.000					=	19.596	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	12.800	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-11.387	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-11.387	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
								∴ Σ			=	268.389	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 12.800^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 12.800 \times -11.387 \times 19.000 + -11.387^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 268.389 + 0.000 = 268.389 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

$$H = \frac{191.250}{12.750 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

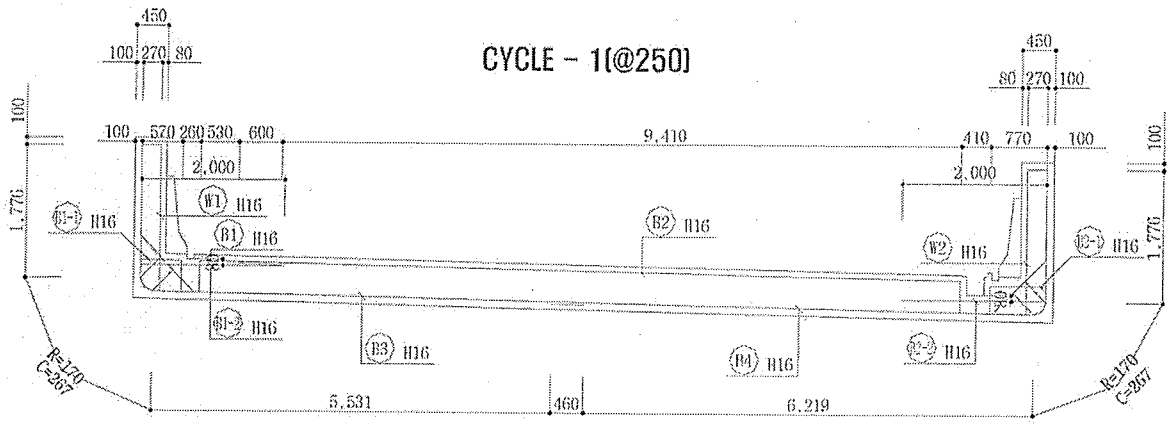
∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{248.793}{12.750 \times 10.000 \times 1.100} = 1.774 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.774 m 이하유지

20. 주철근 조립도

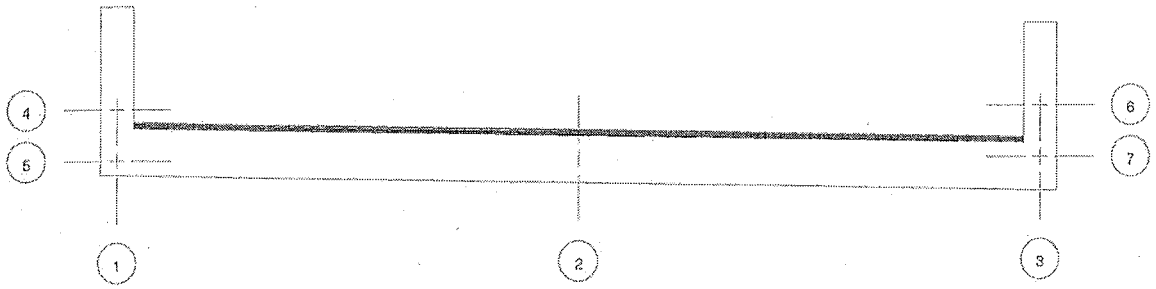

CYCLE - 1(@250)
450
100 270 80
450
80 270 100
100
100 570 260 530 600
9,410
410 770 100
100
2,000
2,000
1,776
1,776
W1 H16
B1 H16
B2 H16
W2 H16
B1-1 H16
B2-1 H16
B1-2 H16
B3 H16
B4 H16
B2-2 H16
R=170
C=267
R=170
C=267
5,531
460
6,219

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

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	500	55.23	133.18	326.72	H16 - 4.0EA	794.40	2.41
		중앙부	2	1000	520	41.19	138.58	233.89	H16 - 4.0EA	794.40	3.36
		우측	3	1000	500	55.23	133.18	326.72	H16 - 4.0EA	794.40	2.41
		우측(배수구단면)	4	1000	346	43.88	64.57	534.8	H16 - 4.0EA	794.4	1.47
좌측벽체	1층	중앙부	5	1000	350	31.26	92.66	264.42	H16 - 4.0EA	794.40	2.96
		하부	6	1000	350	48.03	92.66	407.73	H16 - 4.0EA	794.40	1.93
우측벽체	1층	중앙부	7	1000	350	31.26	92.66	264.42	H16 - 4.0EA	794.40	2.96
		하부	8	1000	350	48.03	92.66	407.73	H16 - 4.0EA	794.40	1.93

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부슬래브	1경간	좌측	1	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		중앙부	2	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		우측	3	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		우측(배수구단면)	4	692.0	1986.0	O.K	519.0	1986.0	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	5	900.0	1986.0	O.K	675.0	1986.0	O.K
		하부	6	900.0	1986.0	O.K	675.0	1986.0	O.K
우측벽체	1층	중앙부	7	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	O.K
		하부	8	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	22.9	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	11.3	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	22.9	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	159.8	23.2	284.45	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	227.3	29.4	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	227.3	29.4	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	637.779	O.K	2.551
		중앙부	2	520	H16 - 4.0EA	250	605.818	O.K	2.423
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	637.779	O.K	2.551
		우측(배수구단면)	4	346	H16 - 4.0EA	250	337.670	O.K	1.351
좌측벽체	1층	중앙부	5	350	H16 - 4.0EA	250	829.812	O.K	3.319
		하부	6	350	H16 - 4.0EA	250	459.781	O.K	1.839
우측벽체	1층	중앙부	7	350	H16 - 4.0EA	250	829.812	O.K	3.319
		하부	8	350	H16 - 4.0EA	250	459.781	O.K	1.839

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp A U type (내공 : 11.85M × 1.546M, 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)

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

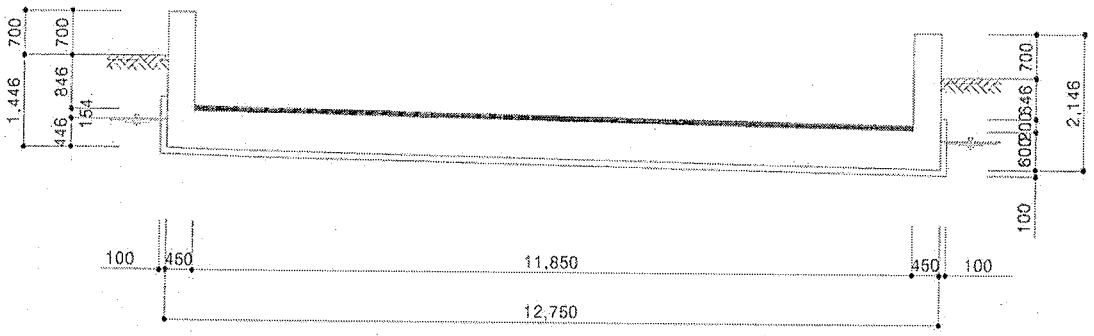
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


700
700
1,446
846
154
446
700
546
600
2,146
100
100
450
11,850
450
100
12,750

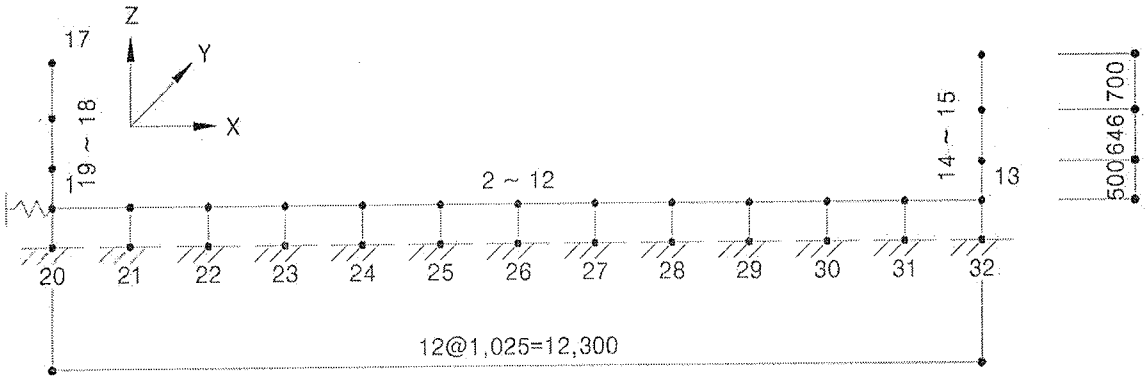
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

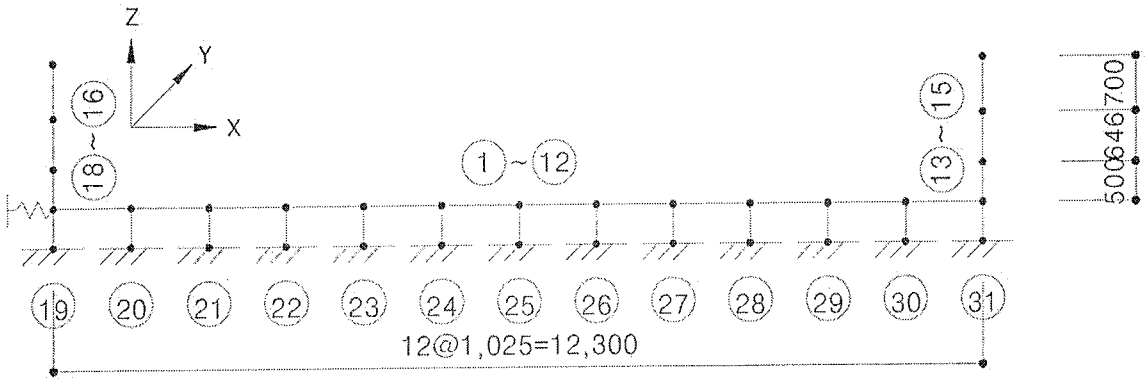
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재삽도



2) 단면제원

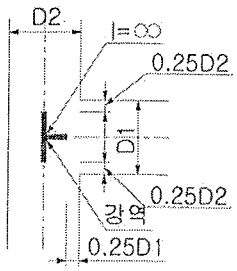
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~12
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	13~18

3) 단면좌표

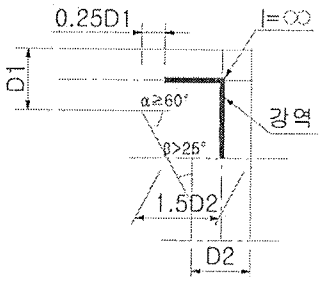
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	17	0.000	2.346
2	1.025	0.500	18	0.000	1.646
3	2.050	0.500	19	0.000	1.000
4	3.075	0.500	20	0.000	0.000
5	4.100	0.500	21	1.025	0.000
6	5.125	0.500	22	2.050	0.000
7	6.150	0.500	23	3.075	0.000
8	7.175	0.500	24	4.100	0.000
9	8.200	0.500	25	5.125	0.000
10	9.225	0.500	26	6.150	0.000
11	10.250	0.500	27	7.175	0.000
12	11.275	0.500	28	8.200	0.000
13	12.300	0.500	29	9.225	0.000
14	12.300	1.000	30	10.250	0.000
15	12.300	1.646	31	11.275	0.000
16	12.300	2.346	32	12.300	0.000

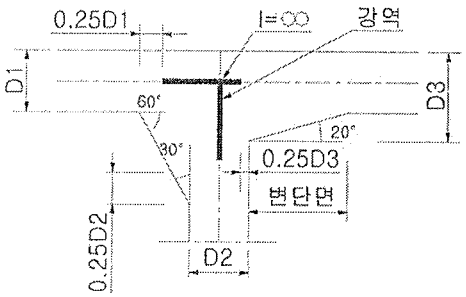
4) 강역설정



(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 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

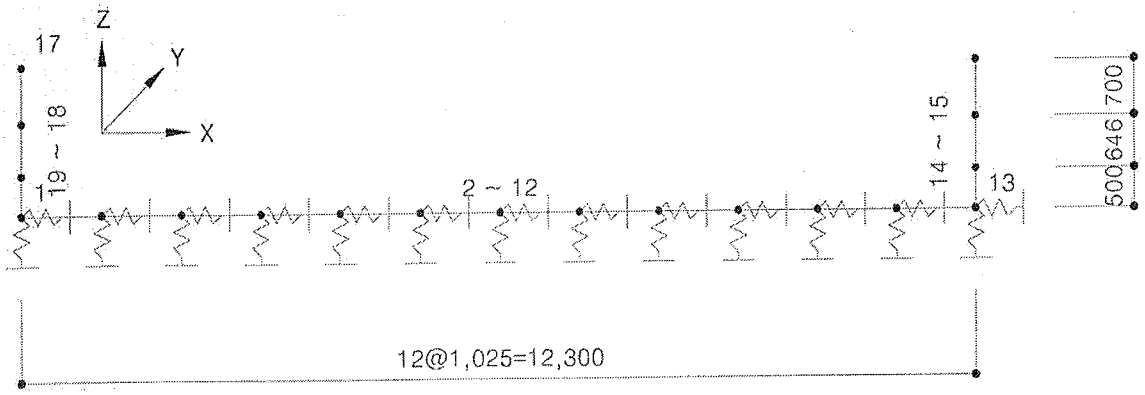
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

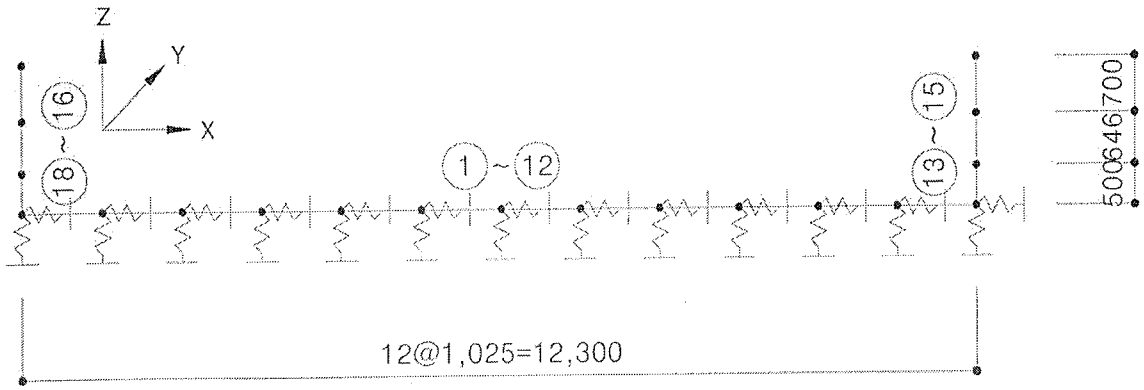
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

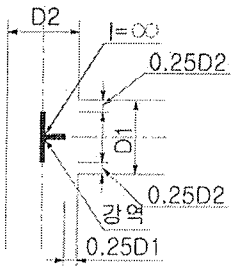
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~12
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	13~18

3) 단면좌표

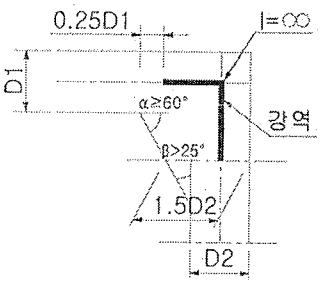
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	11	10.250	0.000
2	1.025	0.000	12	11.275	0.000
3	2.050	0.000	13	12.300	0.000
4	3.075	0.000	14	12.300	0.500
5	4.100	0.000	15	12.300	1.146
6	5.125	0.000	16	12.300	1.846
7	6.150	0.000	17	0.000	1.846
8	7.175	0.000	18	0.000	1.146
9	8.200	0.000	19	0.000	0.500
10	9.225	0.000			

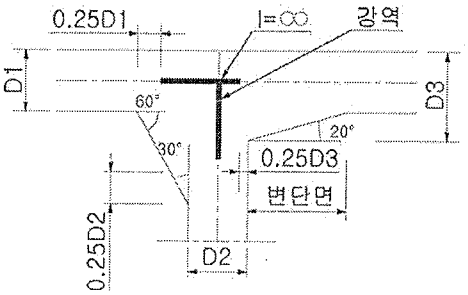
8) 강역설정



(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 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 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) = √(12.750 × 12.750) = 12.75 m (L > B)

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

Kv = 30000.000 × (12.750 / 0.3) $^{-3/4}$ = 1802.31 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.025/2) = 1329 kN/m	1,13
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 1847 kN/m	2~12
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

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) = √(12.750 × 12.750) = 12.750 m

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

Kv = 60000.000 × (12.750 / 0.3) $^{-3/4}$ = 3604.62 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3604.620 = 1201.54 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.446 × 1.446) = 1.446 m

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

Kh = 60000.000 × (1.446 / 0.3) $^{-3/4}$ = 18444.46 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18444.460 = 6148.15 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.446 × 1.446) = 1.446 m

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

Kh = 60000.000 × (1.446 / 0.3)$^{-3/4}$ = 18444.46 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 18444.460 = 6148.15 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 3695 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 1232 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.025/2) = 2658 kN/m	1,13
Ksb1	Kh x (1.846/2 + 0.600/2) = 22558 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)

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.566 × 19.000 × 0.500	= 6.297 kN/m²
Wh3	= 6.297 + 0.500 × 19.000 × 0.500	= 11.047 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.566 × 19.000 × 0.500	= 6.297 kN/m²
Wh3	= 6.297 + 0.354 × 19.000 × 0.500	= 9.660 kN/m²
Wh4	= 9.660 + 0.146 × 10.000 × 0.500	= 10.390 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 측벽에 작용하는 하중

Ww1 = 0.146 × 10.000 = 1.460 kN/m²

② 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww2 = (1.446 - 1.000) × 10.000 = 4.460 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

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

= 0.436

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

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

= 0.372

3) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

4) 토압 (지하수가 없을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.436	= 0.802 kN/m²
Wh2	= 0.802 + 0.566 × 19.000 × 0.436	= 5.491 kN/m²
Wh3	= 5.491 + 0.500 × 19.000 × 0.436	= 9.633 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.372 = 0.684 kN/m²

Wh2 = 0.684 + 0.566 × 19.000 × 0.372 = 4.685 kN/m²

Wh3 = 4.685 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 8.219 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.436 = 0.802 kN/m²

Wh2 = 0.802 + 0.566 × 19.000 × 0.436 = 5.491 kN/m²

Wh3 = 5.491 + 0.354 × 19.000 × 0.436 = 8.424 kN/m²

Wh4 = 8.424 + 0.146 × 10.000 × 0.436 = 9.060 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.372 = 0.684 kN/m²

Wh2 = 0.684 + 0.566 × 19.000 × 0.372 = 4.685 kN/m²

Wh3 = 4.685 + 0.354 × 19.000 × 0.372 = 7.187 kN/m²

Wh4 = 7.187 + 0.146 × 10.000 × 0.372 = 7.730 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

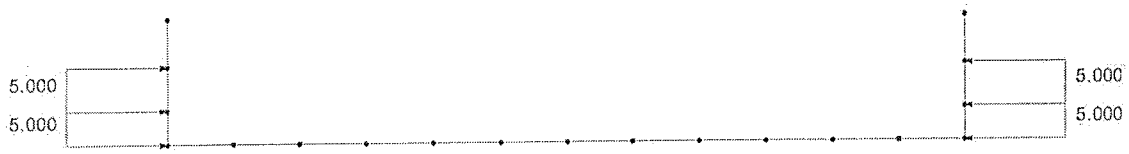
② 측벽

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 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f4 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732

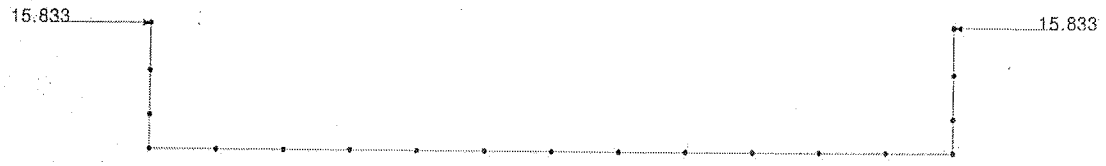
10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



3) CASE3 - 충돌하중(CL)



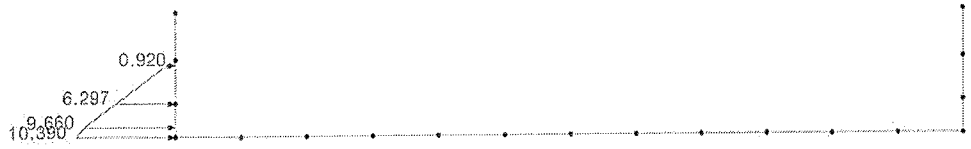
4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)

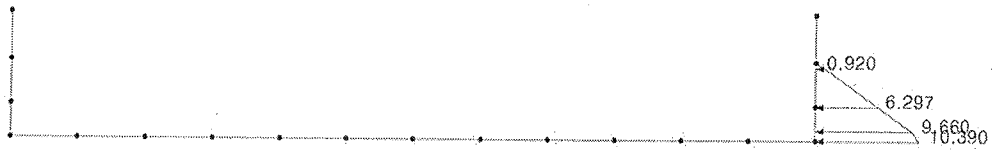
6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)

7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)

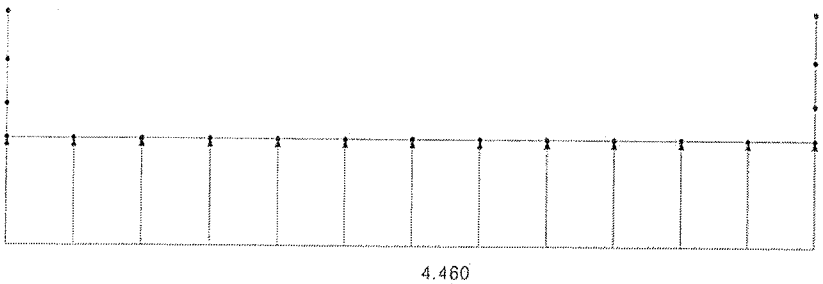


9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)

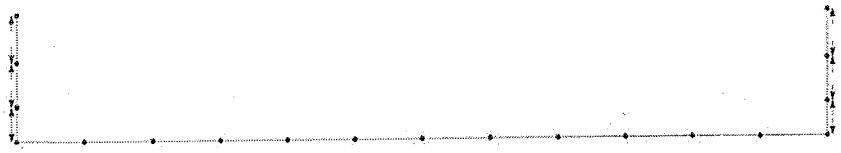


10) CASE10 - 수평수압(WATERH)

11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)

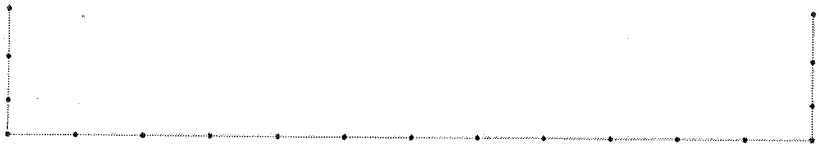


12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

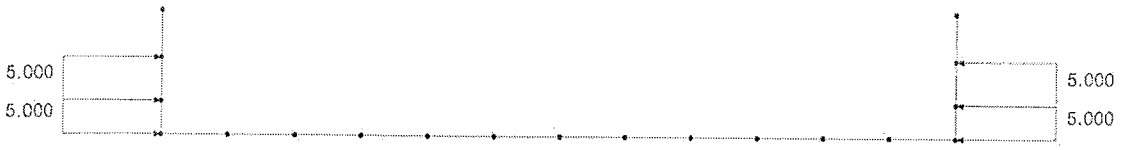


11. 하중 재하 (기능수행)

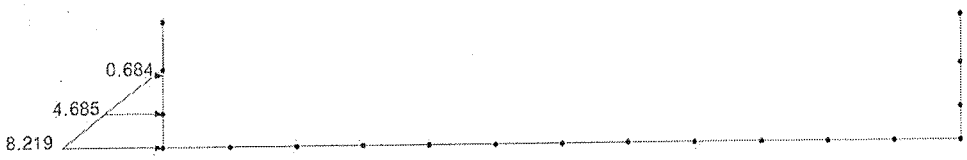
1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



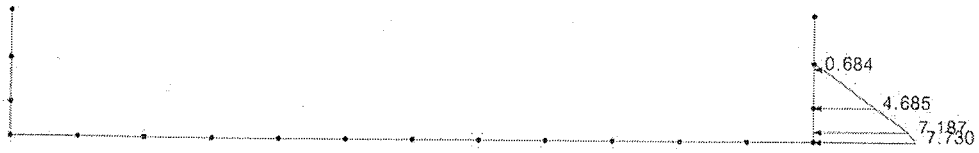
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



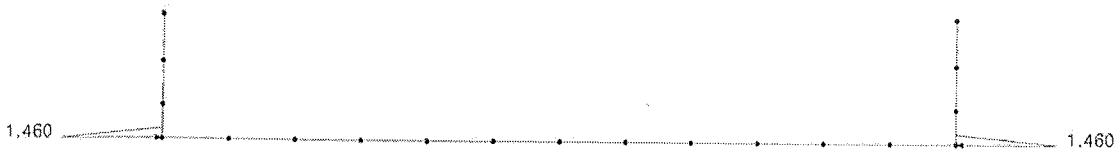
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)

5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)

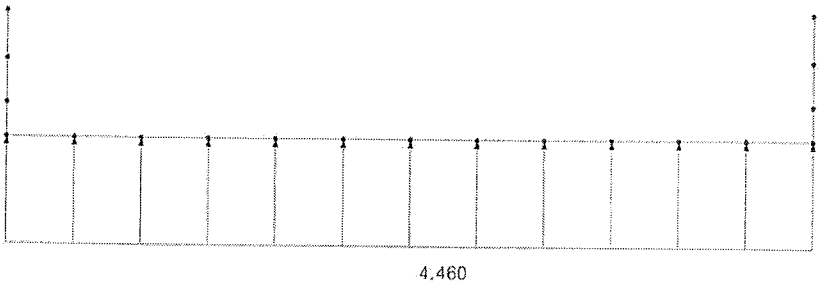
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



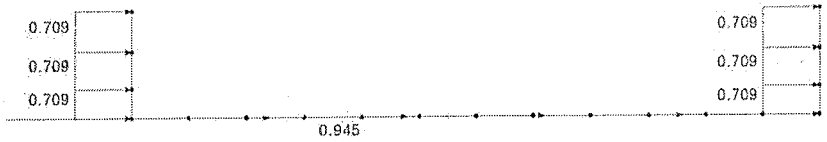
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



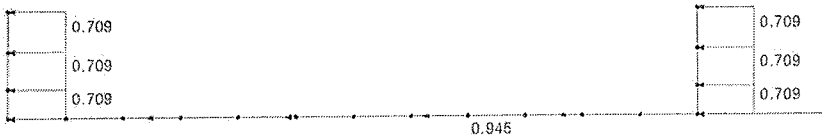
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

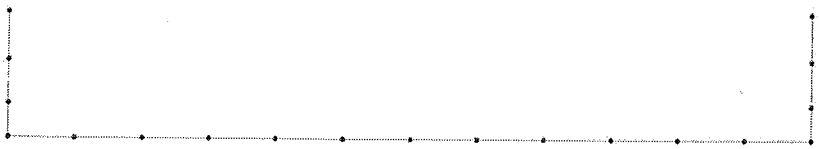


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

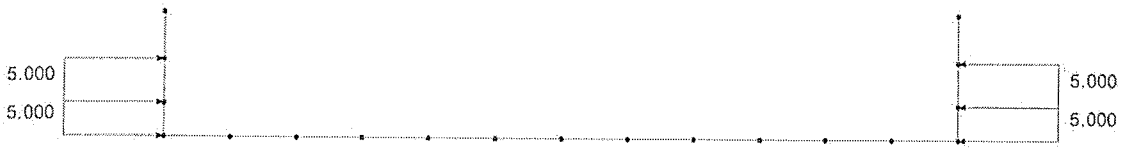


12. 하중 재하 (붕괴방지)

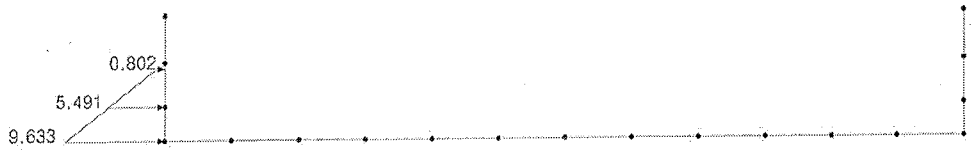
1) CASE1 - 구체자중(SW)



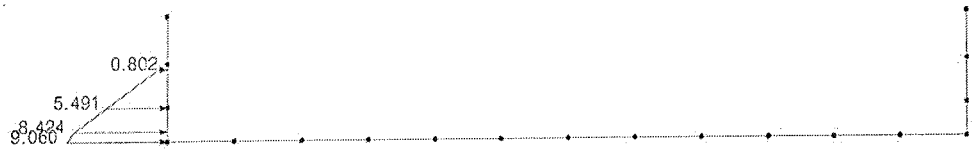
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



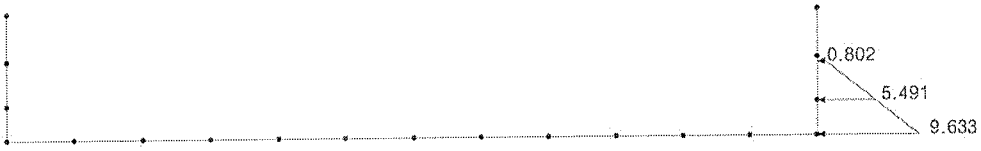
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



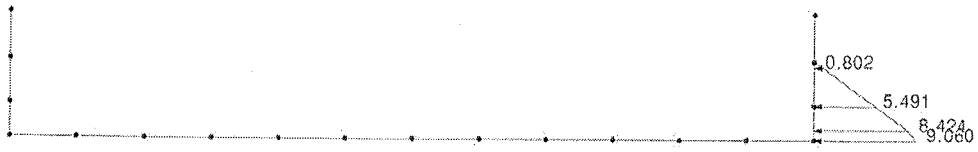
4) CASE4 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



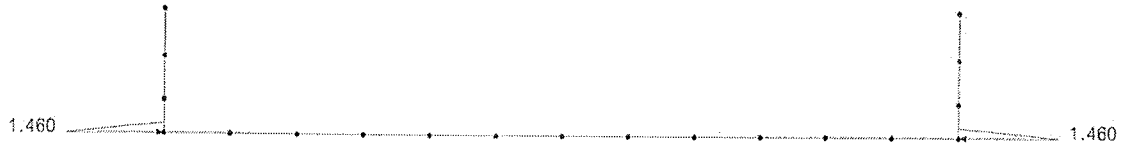
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



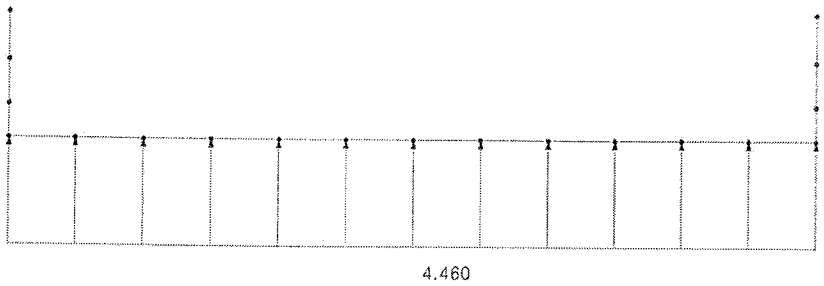
6) CASE6 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



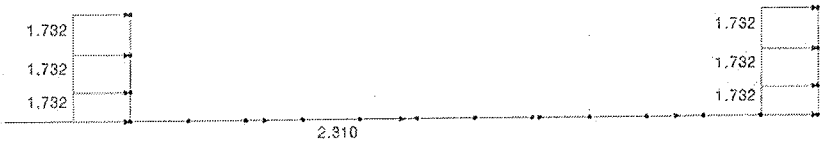
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)



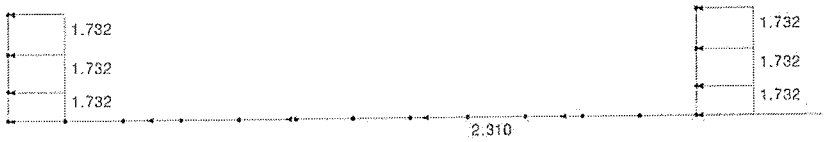
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



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	●

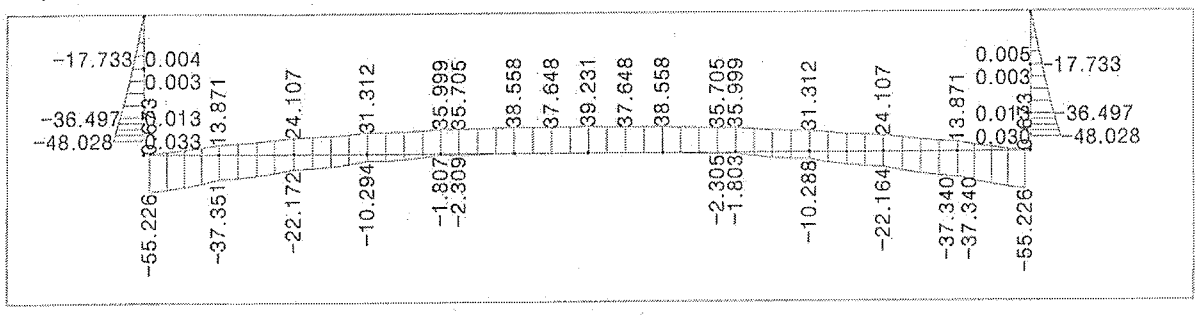
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

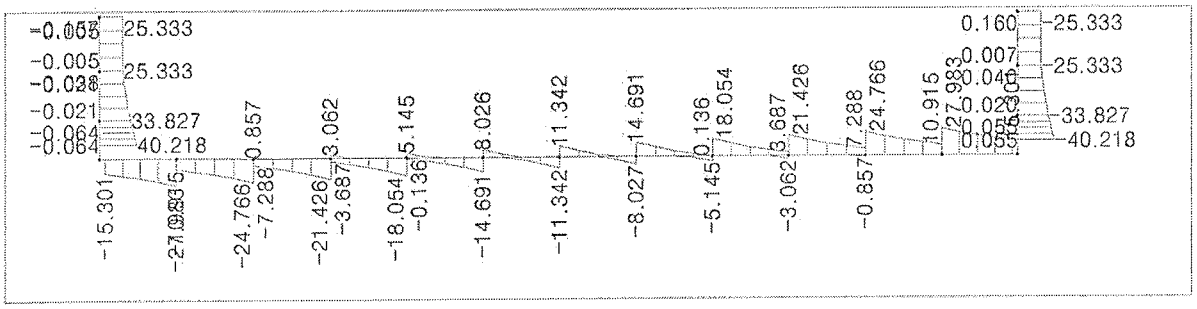
14. 단면력정리

14.1 상시

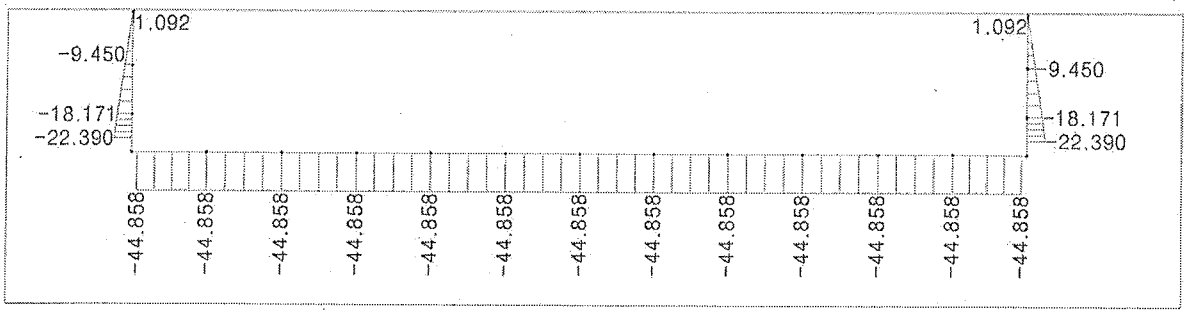
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



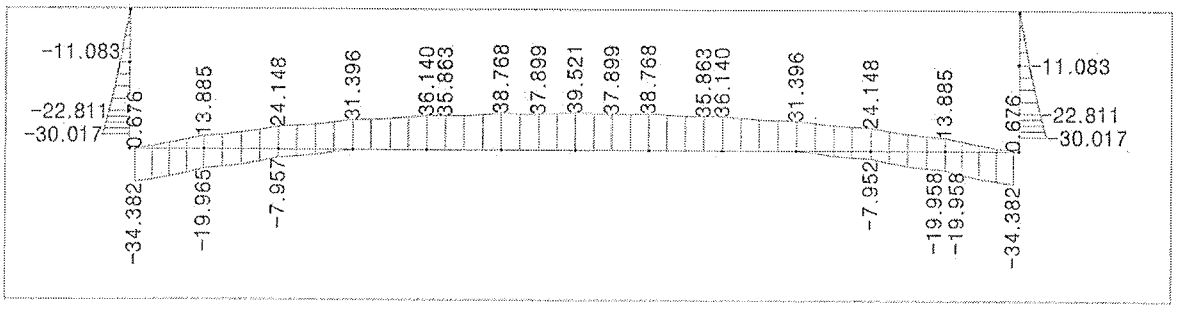
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

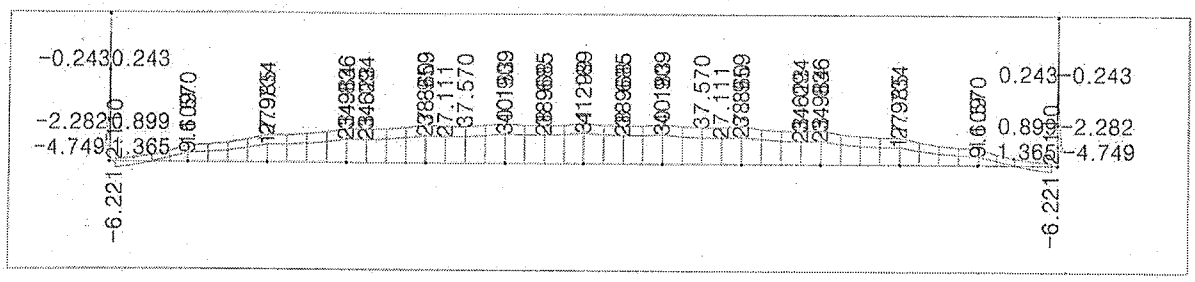


5) 단면력 정리

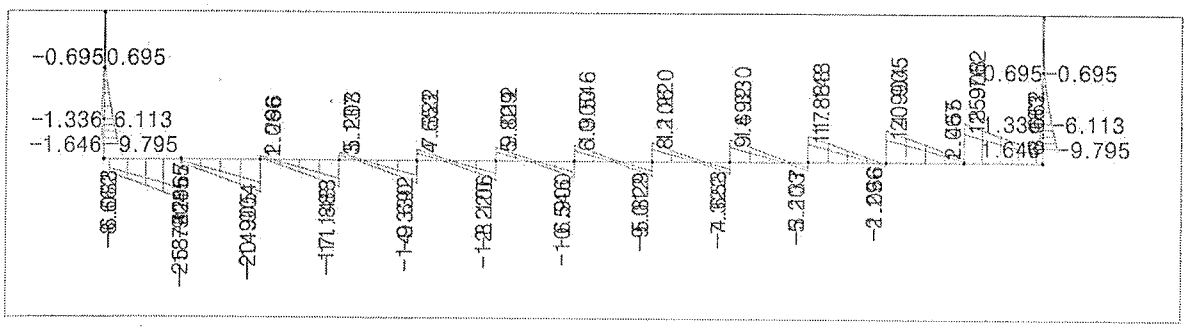
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	55.23	22.85	44.86	34.38	1000.00	600.00	
		중앙부	2	39.23	11.34	44.86	39.52	1000.00	600.00	
		우측	3	55.23	22.85	44.86	34.38	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	31.26	31.11	15.99	19.54	1000.00	450.00	
		하부	5	48.03	29.44	22.39	30.02	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	31.26	31.11	15.99	19.54	1000.00	450.00	
		하부	7	48.03	29.44	22.39	30.02	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

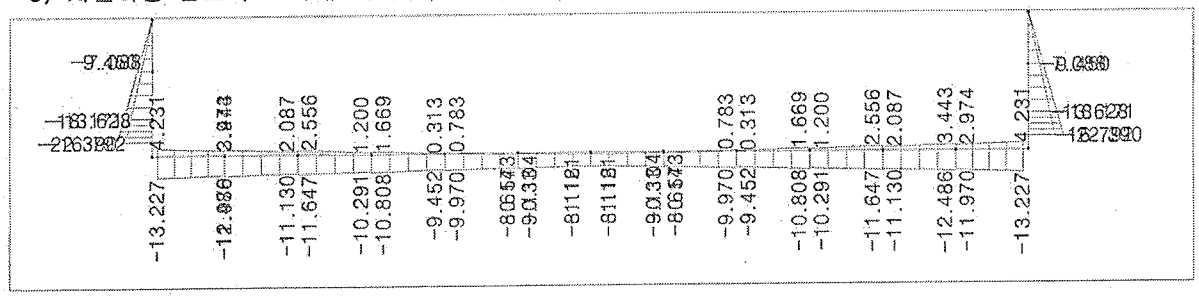
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

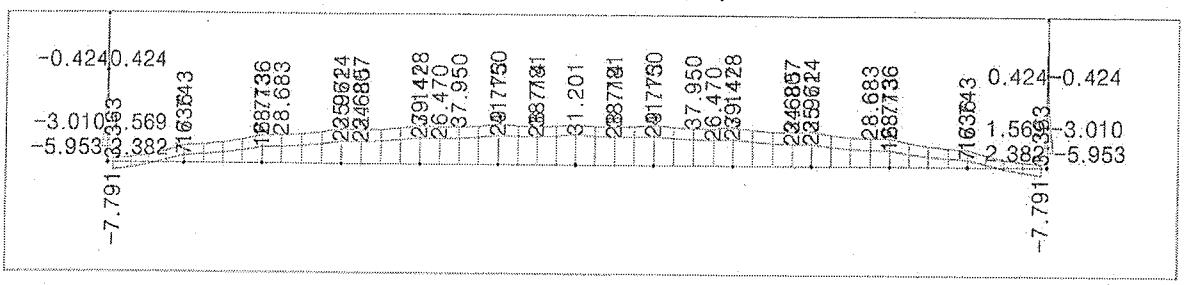


4) 단면력 정리

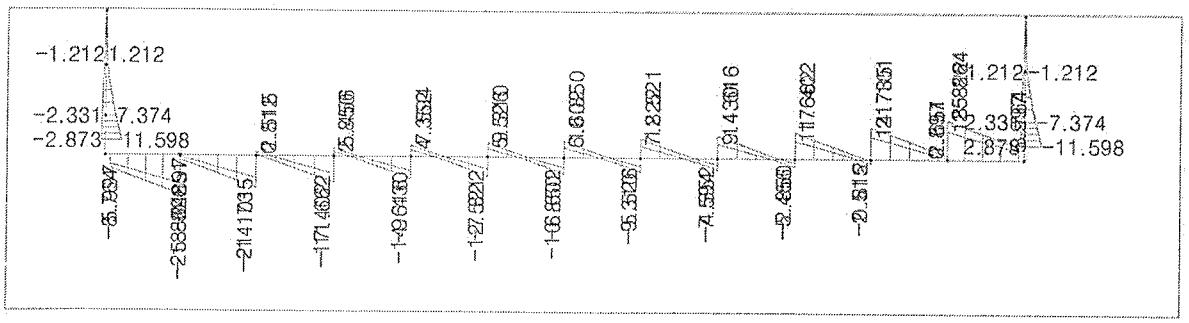
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	6.22	20.36	13.23	1000.00	600.00	
		중앙부	2	41.19	10.55	8.30	1000.00	600.00	
		우측	3	6.22	20.36	13.23	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1.43	4.48	15.99	1000.00	450.00	
		하부	5	4.75	3.44	22.39	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1.43	4.48	15.99	1000.00	450.00	
		하부	7	4.75	3.44	22.39	1000.00	450.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

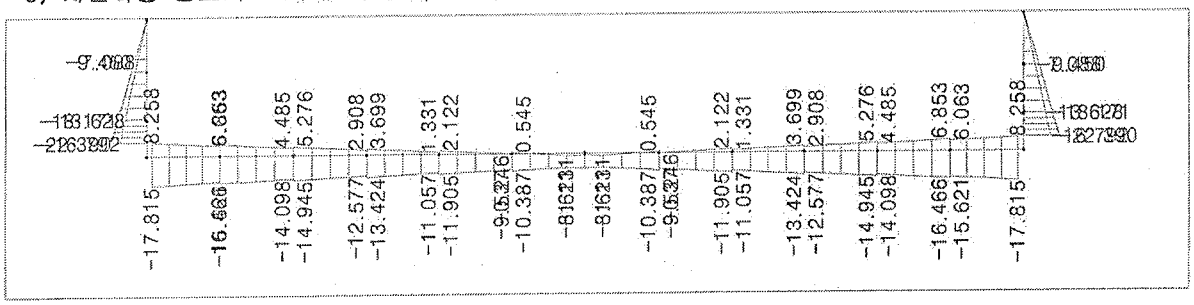
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	7.79	20.46	17.82	1000.00	600.00	
		중앙부	2	41.14	10.85	8.87	1000.00	600.00	
		우측	3	7.79	20.46	17.82	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	1.97	5.51	15.99	1000.00	450.00	
		하부	5	5.95	4.32	22.39	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	1.97	5.51	15.99	1000.00	450.00	
		하부	7	5.95	4.32	22.39	1000.00	450.00	

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	-55.23	-	-7.79	-6.22	-55.23	
		중앙부	2	39.23	-	41.14	41.19	41.19	
		우측	3	-55.23	-	-7.79	-6.22	-55.23	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-31.26	-	-1.97	-1.43	-31.26	
		하부	5	-48.03	-	-5.95	-4.75	-48.03	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-31.26	-	-1.97	-1.43	-31.26	
		하부	7	-48.03	-	-5.95	-4.75	-48.03	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-22.85	-	-20.46	-20.36	-22.85	
		중앙부	2	-11.34	-	-10.85	-10.55	-11.34	
		우측	3	22.85	-	20.46	20.36	22.85	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	31.11	-	5.51	4.48	31.11	
		하부	5	29.44	-	4.32	3.44	29.44	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-31.11	-	-5.51	-4.48	-31.11	
		하부	7	-29.44	-	-4.32	-3.44	-29.44	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-44.86	-	-17.82	-13.23	-44.86	
		중앙부	2	-44.86	-	-8.87	-8.30	-44.86	
		우측	3	-44.86	-	-17.82	-13.23	-44.86	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-15.99	-	-15.99	-15.99	-15.99	
		하부	5	-22.39	-	-22.39	-22.39	-22.39	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-15.99	-	-15.99	-15.99	-15.99	
		하부	7	-22.39	-	-22.39	-22.39	-22.39	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-34.38	-	-	-	-34.38	
		중앙부	2	39.52	-	-	-	39.52	
		우측	3	-34.38	-	-	-	-34.38	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-19.54	-	-	-	-19.54	
		하부	5	-30.02	-	-	-	-30.02	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-19.54	-	-	-	-19.54	
		하부	7	-30.02	-	-	-	-30.02	

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	500	55.23	133.18	326.72	H16 - 4.0EA	794.40	2.41
		중앙부	2	1000	520	41.19	138.58	233.89	H16 - 4.0EA	794.40	3.36
		우측	3	1000	500	55.23	133.18	326.72	H16 - 4.0EA	794.40	2.41
		우측(배수구 단면)	4	1000	346	43.88	64.57	534.8	H16 - 4.0EA	794.4	1.47
좌측벽체	1층	중앙부	5	1000	350	31.26	92.66	264.42	H16 - 4.0EA	794.40	2.96
		하부	6	1000	350	48.03	92.66	407.73	H16 - 4.0EA	794.40	1.93
우측벽체	1층	중앙부	7	1000	350	31.26	92.66	264.42	H16 - 4.0EA	794.40	2.96
		하부	8	1000	350	48.03	92.66	407.73	H16 - 4.0EA	794.40	1.93

(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	324.8	22.9	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	11.3	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	22.9	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	159.8	23.2	284.45	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	5	227.3	29.4	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	31.1	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		하부	7	227.3	29.4	260.59	1.00	-	H13	400	126.70	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	600.00	500.00	100.00	55.23	22.85

* 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 (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 326.717 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.431]

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 = 0.00159

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 (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 55.226 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.412]

* 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 (= 22.853 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	600.00	520.00	80.00	41.19	11.34

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 233.888 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 3.397]

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 (= 41.189 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.364]

* 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 (= 11.342 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	600.00	500.00	100.00	55.23	22.85

* 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 (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 326.717 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 2.431]

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 = 0.00159

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 (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 55.226 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.412]

* 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 (= 22.853 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	346.0	246.0	100.0	43.9	23.2

* 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 (246.00 - 16.289) / 16.289 = 0.04231

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 534.772 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.485]

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

수축은도철근비 = 0.00200

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

ρuse = As / bd = 0.00323

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 (246.00 - a/2) = 64.574 kN.m

≥ Mu (= 43.881 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.472]

* 전단에 대한 검토 (d = 246.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 246.00 = 159.782 kN

≥ Vu (= 23.223 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	31.26	31.11

* 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 (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 264.422 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.004]

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 = 0.00227

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 (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 31.259 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.964]

* 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 (= 31.106 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	48.03	29.44

* 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 (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 407.735 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.948]

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 = 0.00227

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 (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 48.028 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.929]

* 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 (= 29.437 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	450.00	350.00	100.00	31.26	31.11

* 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 (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 264.422 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.004]

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 = 0.00227

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 (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 31.259 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.964]

* 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 (= 31.106 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	450.00	350.00	100.00	48.03	29.44

* 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 (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 407.735 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.948]

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 = 0.00227

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 (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 48.028 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.929]

* 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 (= 29.437 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 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

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

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

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

= 1000 × 346 × 0.0020 = 692.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 692.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 346 × 1000 = 519.00 ㎟ (≤1800)

∴ 519.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

4) 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 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 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 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

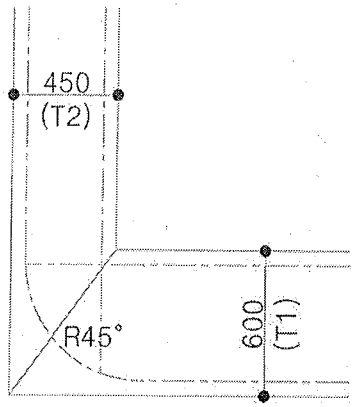
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 34.382 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 34.382 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 34.38 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.306 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 / 3 = 0.955$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 675623.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955)$

  $= 1.713$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 1.713 \times 794.400 = 1360.945$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 / 3 = 0.947$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 675623.000 / (794.400 \times 370.000 \times 0.947)$

  $= 2.427$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 2.427 \times 794.400 = 1928.199$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

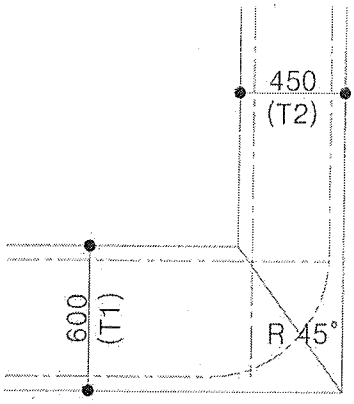
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(1360.945^2 + 1928.199^2)} / 180.0$

  $As = 13.112$ ㎟

  사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 34.382 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 34.382 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 34.38 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.306 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 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) = 675623.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 1.713 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 1.713 x 794.400 = 1360.945 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0021470 + √(2 x 0.0150 + (0.0150)²) = 0.159

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 675623.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 2.427 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 2.427 x 794.400 = 1928.199 N

- 보강철근량 산정

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

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(1360.945² + 1928.199²) / 180.0

As = 13.112 ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	637.779	O.K	2.551
		중앙부	2	520	H16 - 4.0EA	250	605.818	O.K	2.423
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	637.779	O.K	2.551
		우측(배수구 단면)	4	346	H16 - 4.0EA	250	337.670	O.K	1.351
좌측벽체	1층	중앙부	5	350	H16 - 4.0EA	250	829.812	O.K	3.319
		하부	6	350	H16 - 4.0EA	250	459.781	O.K	1.839
우측벽체	1층	중앙부	7	350	H16 - 4.0EA	250	829.812	O.K	3.319
		하부	8	350	H16 - 4.0EA	250	459.781	O.K	1.839

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.382 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 90.749 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 90.75) - 2.5 x 92.00 = 637.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 90.75) = 694.22 mm
Sa는 작은 값인 637.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 637.78 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 39.521 x 1000000 / [794.400 x (520.000 - 70.690/3)]
= 100.214 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x794.400)]
= 70.690 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 / 100.21) - 2.5 x 72.00 = 605.82 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 100.21) = 628.65 mm
Sa는 작은 값인 605.82 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 605.82 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 34.382 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 90.749 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 90.75) - 2.5 x 92.00 = 637.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 90.75) = 694.22 mm
Sa는 작은 값인 637.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 637.78 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.382 x 1000000 / [794.400 x (246.000 - 47.040/3)]
= 138.725 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x246.0/(7x794.400)]
= 47.040 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 138.73) - 2.5 x 92.00 = 337.67 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 138.73) = 454.14 mm
Sa는 작은 값인 337.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 337.67 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.537 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 74.306 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 74.31) - 2.5 x 92.00 = 829.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 74.31) = 847.85 mm
Sa는 작은 값인 829.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 829.81 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 30.017 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 114.167 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 114.17) - 2.5 x 92.00 = 459.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.17) = 551.82 mm
Sa는 작은 값인 459.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 459.78 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 19.537 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 74.306 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 74.31) - 2.5 x 92.00 = 829.81 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 74.31) = 847.85 mm
Sa는 작은 값인 829.81 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 829.81 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 30.017 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 114.167 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 114.17) - 2.5 x 92.00 = 459.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 114.17) = 551.82 mm
Sa는 작은 값인 459.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 459.78 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

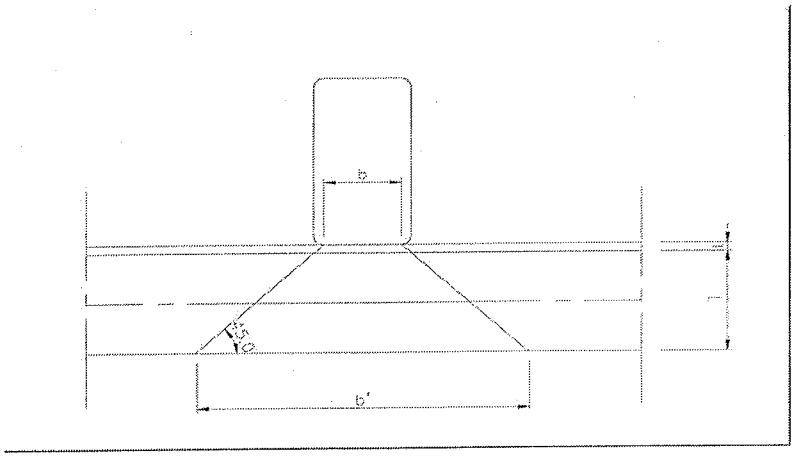
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 226.035 / 12.750 = 17.728 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

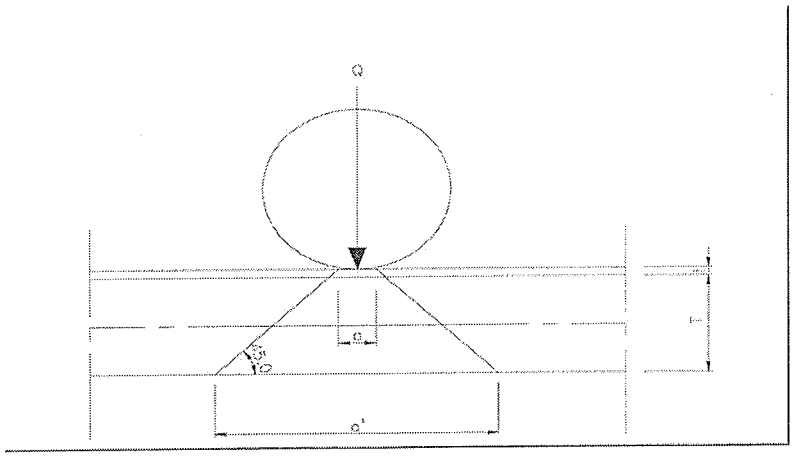


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560)= 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 17.73 + 1.84 + 33.09

= 52.653 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 173.00 kN/m² ≥ Qmax = 52.653 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	12.750	×	0.600	×	25.000				=	191.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.546	×	25.000	×	2		=	34.785	kN/m
	:	0.000	×	0.846	×	25.000	/	2	× 2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.650	×	0.080	×	23.000				=	19.596	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-0.154	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-0.154	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
									∴ Σ	=	255.631	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times -0.154 \times 19.000 + -0.154^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ $\Sigma = 0.000 + 0.000 = 0.000$ kN/m

(3) 저항력

$R = 255.631 + 0.000 = 255.631$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.750 \times 0.446 \times 10.000$

$= 56.865$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 255.631 / 56.865$

$= 4.495 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -12.8 m (보링주상도 NBB-7 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	12.750	×	0.600	×	25.000					=	191.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.546	×	25.000	×	2			=	34.785	kN/m
	:	0.000	×	0.846	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.650	×	0.080	×	23.000					=	19.596	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	12.800	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-11.954	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-11.954	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
								∴ Σ			=	255.631	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 12.800^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 12.800 \times -11.954 \times 19.000 + -11.954^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 255.631 + 0.000 = 255.631 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

$$H = \frac{191.250}{12.750 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

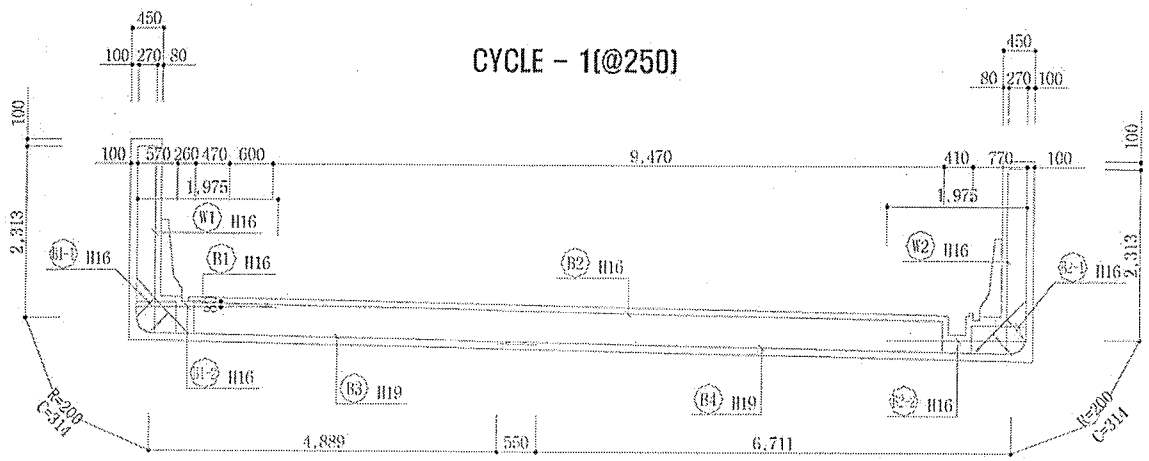
∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{236.035}{12.750 \times 10.000 \times 1.100} = 1.683 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.683 m 이하유지

20. 주철근 조립도

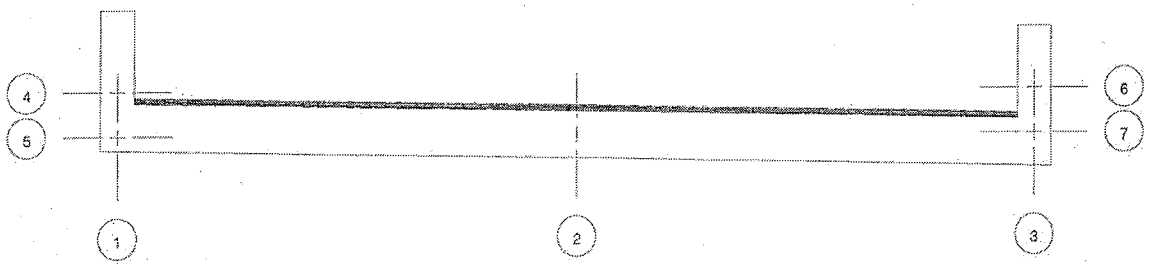

CYCLE - 1(@250)
450
100 270 80
80 270 100
100
100 570 260 470 600
9,470
410 770 100
1,975
1,975
W1 H16
W2 H16
B1 H16
B2 H16
B3 H19
B4 H19
G1-1 H16
G1-2 H16
G2-1 H16
G2-2 H16
2,313
2,313
R=200
C=314
R=200
C=314
4,889
550
6,711

U7

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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	1000	500	41.09	133.18	242.74	H16 - 4.0EA	794.40	3.24
		중앙부	2	1000	520	32.24	138.58	182.93	H16 - 4.0EA	794.40	4.30
		우측	3	1000	500	41.09	133.18	242.74	H16 - 4.0EA	794.40	3.24
		우측(배수구 단면)	3	1000	346	32.68	64.57	396.3	H16 - 4.0EA	794.4	1.98
좌측벽체	1층	중앙부	4	1000	350	23.44	92.66	197.96	H16 - 4.0EA	794.40	3.95
		하부	5	1000	350	35.01	92.66	296.38	H16 - 4.0EA	794.40	2.65
우측벽체	1층	중앙부	6	1000	350	23.44	92.66	197.96	H16 - 4.0EA	794.40	3.95
		하부	7	1000	350	35.01	92.66	296.38	H16 - 4.0EA	794.40	2.65

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
하부 슬래브	1경간	좌측	1	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		중앙부	2	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		우측	3	1200.0	1986.0	O.K	900.0	1986.0	O.K
		우측(배수구단면)	4	692.0	1986.0	O.K	519.0	1986.0	O.K
좌측 벽체	1층	중앙부	5	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	O.K
		하부	6	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	O.K
우측 벽체	1층	중앙부	7	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	O.K
		하부	8	900.0	1489.5	O.K	675.0	1489.5	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	
하부슬래브	1경간	좌측	1	324.8	18.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	10.7	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	18.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	4	159.8	18.8	284.45	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	5	227.3	27.5	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
		하부	6	227.3	25.4	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	7	227.3	27.5	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
		하부	8	227.3	25.4	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	932.006	O.K	3.728
		중앙부	2	520	H16 - 4.0EA	250	842.925	O.K	3.372
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	932.006	O.K	3.728
		우측(배수구단면)	4	346	H16 - 4.0EA	250	532.680	O.K	2.131
좌측벽체	1층	중앙부	4	350	H16 - 4.0EA	250	1130.594	O.K	4.522
		하부	5	350	H16 - 4.0EA	250	716.276	O.K	2.865
우측벽체	1층	중앙부	6	350	H16 - 4.0EA	250	1130.594	O.K	4.522
		하부	7	350	H16 - 4.0EA	250	716.276	O.K	2.865

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- Ramp A U type (내공 : 11.85M × 1.189M, 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, 경양 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

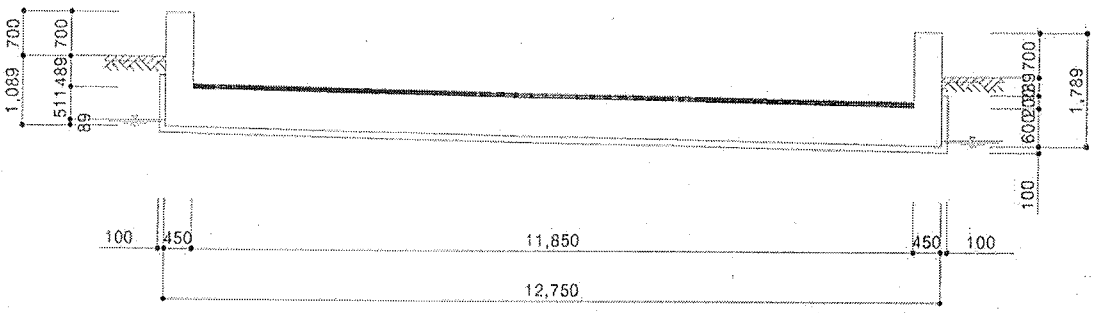
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


700
700
1,089
511
489
89
700
600
100
1,789
100
450
11,850
450
100
12,750

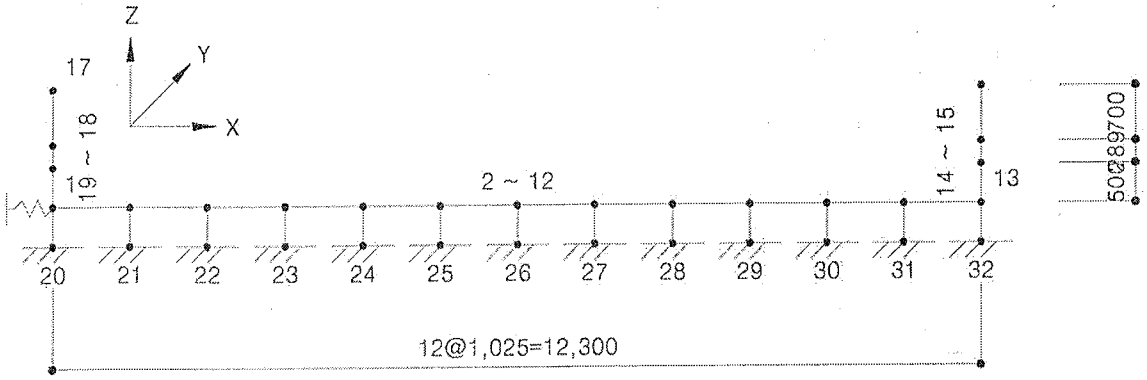
4. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

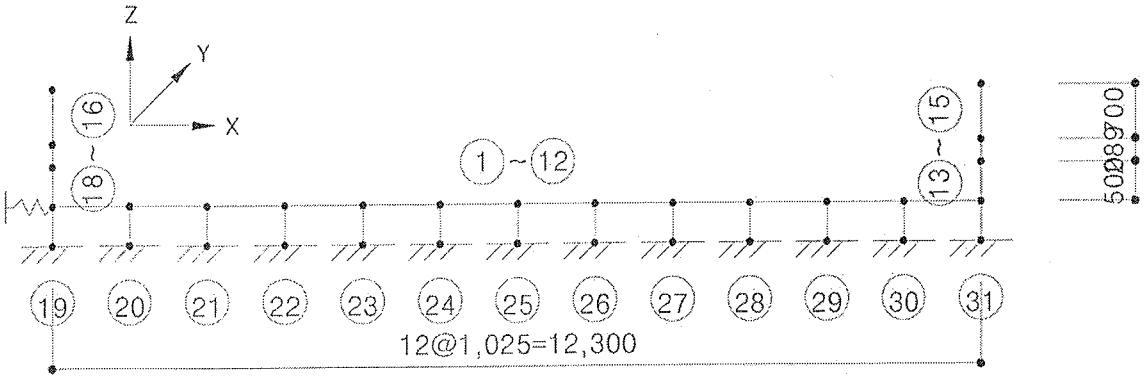
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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 부재삽도



2) 단면제원

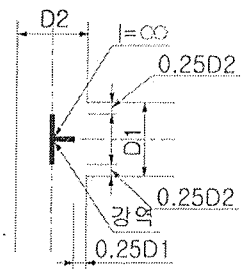
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000 = 0.600	0.01800	1~12
2	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	13~18

3) 단면좌표

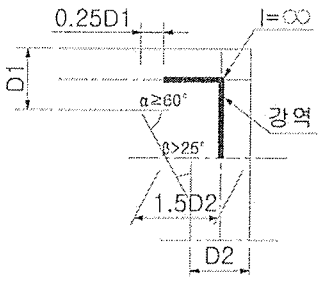
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	17	0.000	1.989
2	1.025	0.500	18	0.000	1.289
3	2.050	0.500	19	0.000	1.000
4	3.075	0.500	20	0.000	0.000
5	4.100	0.500	21	1.025	0.000
6	5.125	0.500	22	2.050	0.000
7	6.150	0.500	23	3.075	0.000
8	7.175	0.500	24	4.100	0.000
9	8.200	0.500	25	5.125	0.000
10	9.225	0.500	26	6.150	0.000
11	10.250	0.500	27	7.175	0.000
12	11.275	0.500	28	8.200	0.000
13	12.300	0.500	29	9.225	0.000
14	12.300	1.000	30	10.250	0.000
15	12.300	1.289	31	11.275	0.000
16	12.300	1.989	32	12.300	0.000

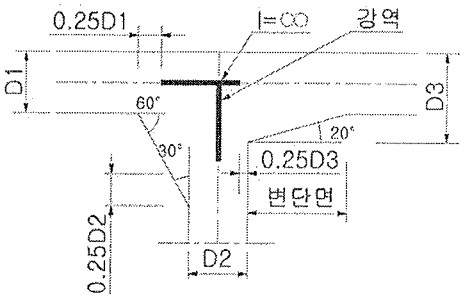
4) 강역설정



(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 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

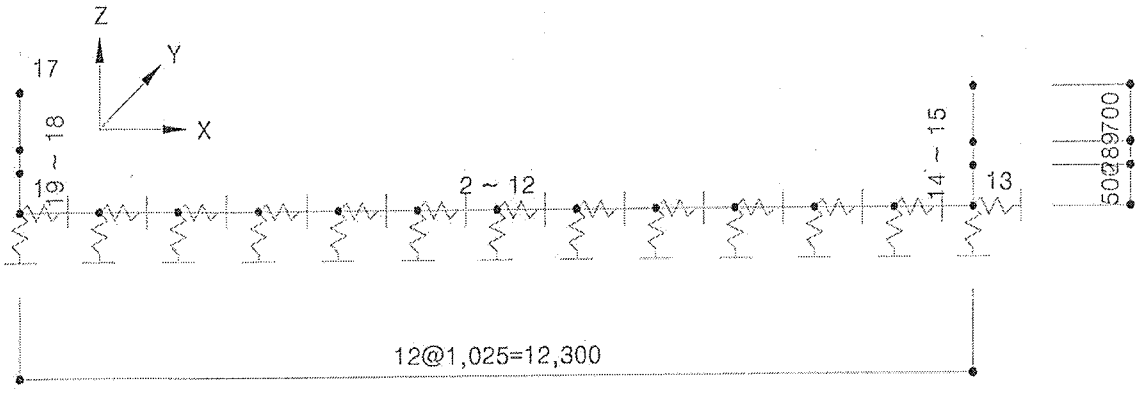
5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

1) Modeling

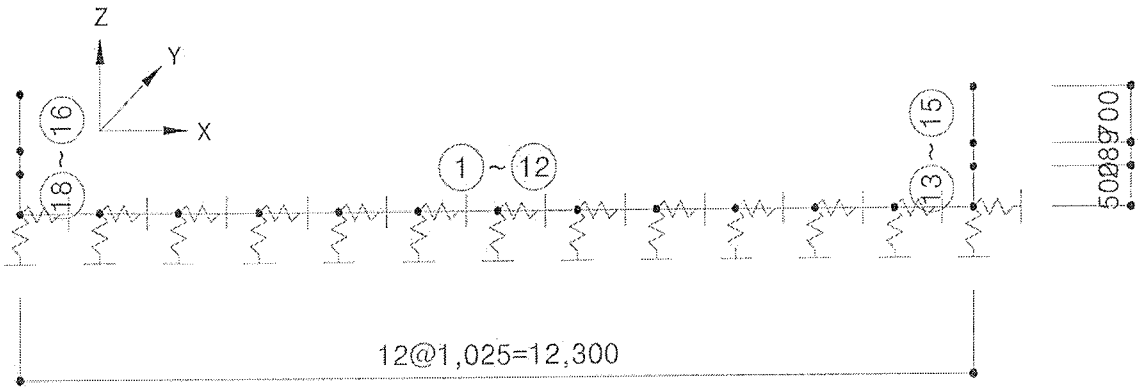
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 연직지반반력계수를 지반반력 스프링으로 모델링을 하였다.

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

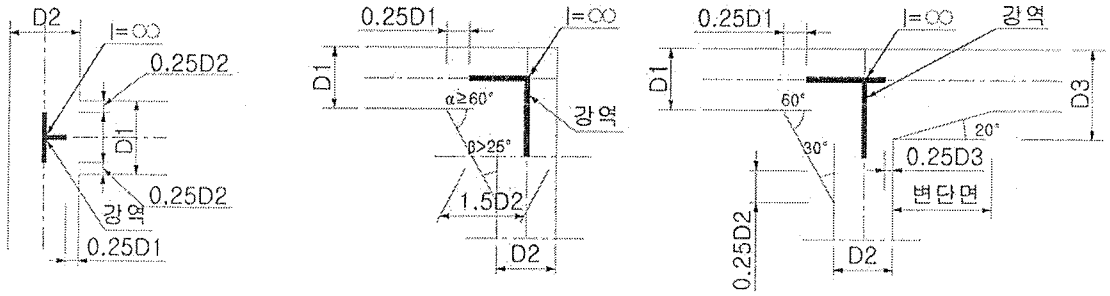
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	0.600 × 1.000	= 0.600	0.01800	1~12
2	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	13~18

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	11	10.250	0.000
2	1.025	0.000	12	11.275	0.000
3	2.050	0.000	13	12.300	0.000
4	3.075	0.000	14	12.300	0.500
5	4.100	0.000	15	12.300	0.789
6	5.125	0.000	16	12.300	1.489
7	6.150	0.000	17	0.000	1.489
8	7.175	0.000	18	0.000	0.789
9	8.200	0.000	19	0.000	0.500
10	9.225	0.000			

8) 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 × 600 = 75 mm

(2) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 mm

(3) 13 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 450 / 2 - 0.25 × 600 = 75 mm

(4) 13 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 600 / 2 - 0.25 × 450 = 188 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) = √(12.750 × 12.750) = 12.75 m (L > B)

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

Kv = 30000.000 × (12.750 / 0.3)$^{-3/4}$ = 1802.31 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.025/2) = 1329 kN/m	1,13
Kv2	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 1847 kN/m	2~12
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	7

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) = √(12.750 × 12.750) = 12.750 m

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

Kv = 60000.000 × (12.750 / 0.3) $^{-3/4}$ = 3604.62 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 3604.620 = 1201.54 kN/m³

(2) 측벽 : 제1토층 , 성토재

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.089 × 1.089) = 1.089 m

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

Kh = 60000.000 × (1.089 / 0.3) $^{-3/4}$ = 22815.04 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 22815.040 = 7605.01 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 . 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Eo = 9000.000 kN/m²

Bv = √(H × H) = √(1.089 × 1.089) = 1.089 m

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

Kh = 60000.000 × (1.089 / 0.3)$^{-3/4}$ = 22815.04 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 22815.040 = 7605.01 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.025/2 + 1.025/2) = 3695 kN/m	2~12
Ksb1	Ksb x (1.025/2 + 1.025/2) = 1232 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.450/2 + 1.025/2) = 2658 kN/m	1.13
Ksb1	Kh x (1.489/2 + 0.600/2) = 23830 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)

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.209 × 19.000 × 0.500	= 2.906 kN/m²
Wh3	= 2.906 + 0.500 × 19.000 × 0.500	= 7.656 kN/m²

4) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= 0.080 × 23.000 × 0.500	= 0.920 kN/m²
Wh2	= 0.920 + 0.209 × 19.000 × 0.500	= 2.906 kN/m²
Wh3	= 2.906 + 0.500 × 19.000 × 0.500	= 7.656 kN/m²

5) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = (1.089 - 1.000) × 10.000 = 0.890 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

Wh1	=	0.080 × 23.000 × 0.436	=	0.802 kN/m²
Wh2	=	0.802 + 0.209 × 19.000 × 0.436	=	2.534 kN/m²
Wh3	=	2.534 + 0.500 × 19.000 × 0.436	=	6.676 kN/m²

5) 토압 (지하수가 없을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.372 = 0.684 kN/m²

Wh2 = 0.684 + 0.209 × 19.000 × 0.372 = 2.162 kN/m²

Wh3 = 2.162 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 5.696 kN/m²

6) 토압 (지하수가 있을 경우) : 붕괴방지수준

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.436 = 0.802 kN/m²

Wh2 = 0.802 + 0.209 × 19.000 × 0.436 = 2.534 kN/m²

Wh3 = 2.534 + 0.500 × 19.000 × 0.436 = 6.676 kN/m²

7) 토압 (지하수가 있을 경우) : 기능수행수준

Wh1 = 0.080 × 23.000 × 0.372 = 0.684 kN/m²

Wh2 = 0.684 + 0.209 × 19.000 × 0.372 = 2.162 kN/m²

Wh3 = 2.162 + 0.500 × 19.000 × 0.372 = 5.696 kN/m²

8) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH

① 하부슬래브

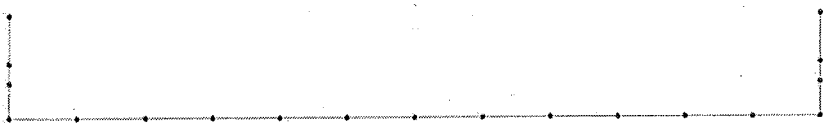
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.600×25.000×0.063 = 0.945	fb = 0.600×25.000×0.154 = 2.310

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 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f3 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732
f4 = 0.450×25.000×0.063 = 0.709	f4 = 0.450×25.000×0.154 = 1.732

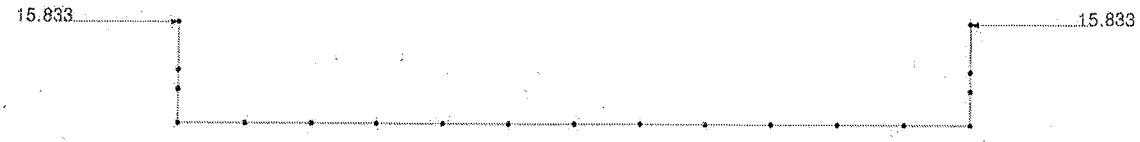
10. 하 중 재 하 (상시)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



2) CASE2 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)

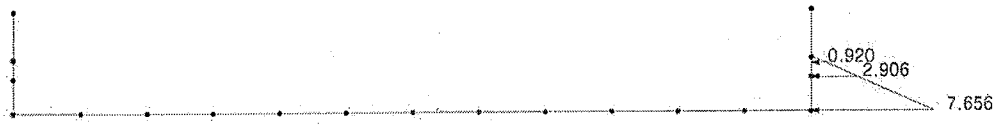
3) CASE3 - 충돌하중(CL)



4) CASE4 - 양토압 : 지하수無(SOILB)

5) CASE5 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)

6) CASE6 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



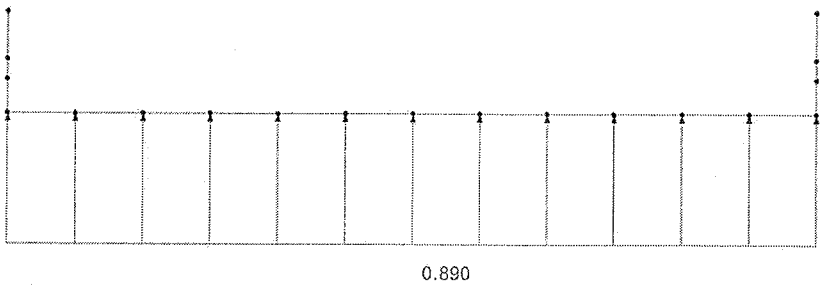
7) CASE7 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)

8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)

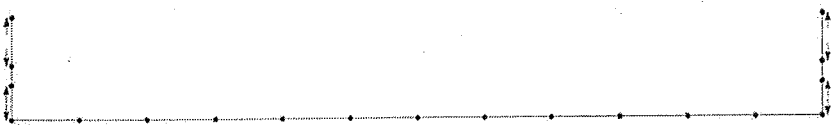
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)

10) CASE10 - 수평수압(WATERH)

11) CASE11 - 부력(BUOYANCY)



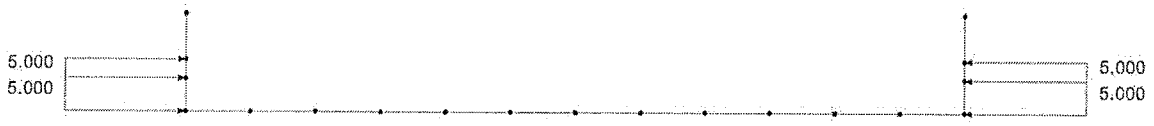
12) CASE12 - 건조수축 -15° C(SHRINK)



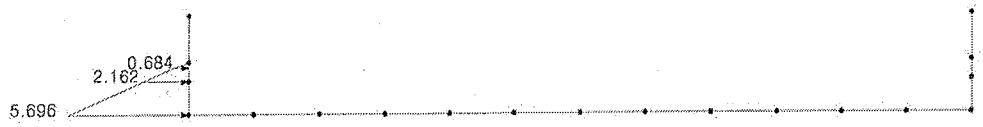
11. 하중 재하 (기능수행)

1) CASE1 - 구체자중(SW)

2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



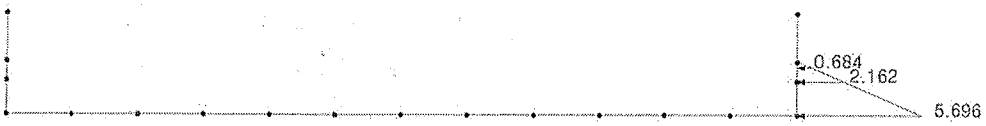
3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



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

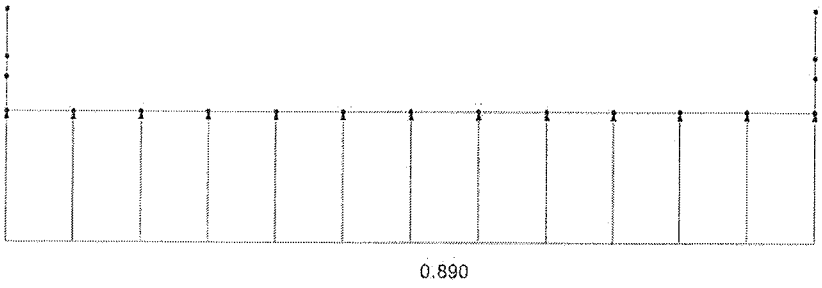
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)

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

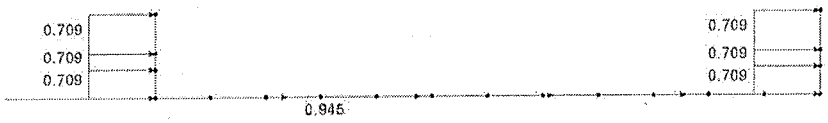


7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

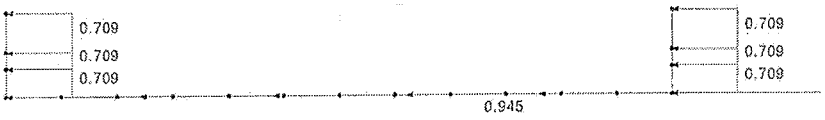
8) CASE8 - 부력(BUOYANCY)



9) CASE9 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

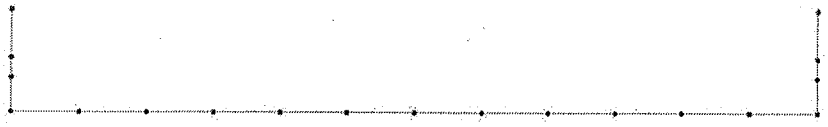


10) CASE10 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

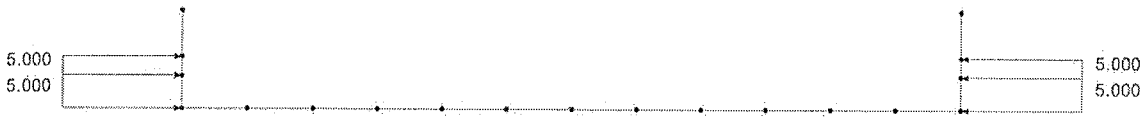


12. 하중 재하 (붕괴방지)

1) CASE1 - 구체자중(SW)



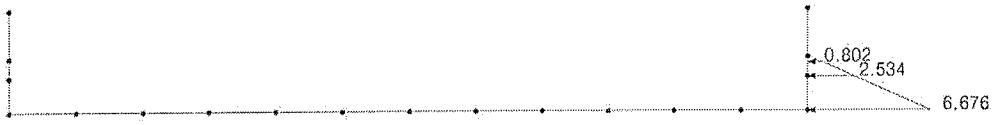
2) CASE2 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



3) CASE3 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)

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

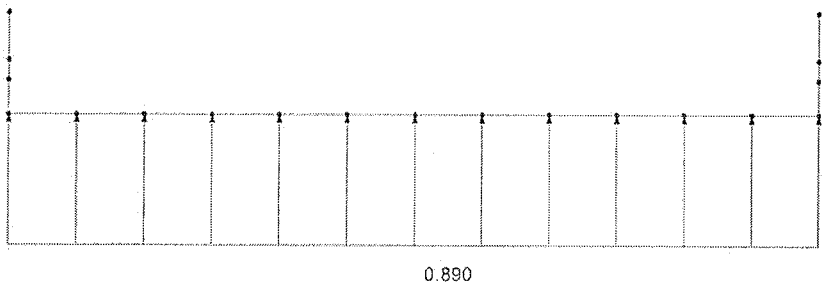
5) CASE5 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



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

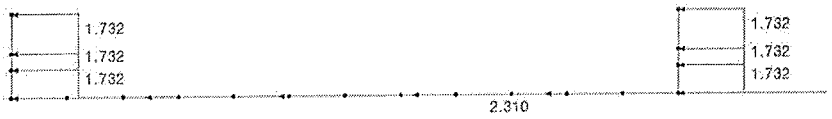
7) CASE7 - 수평수압(WATERH)

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	●

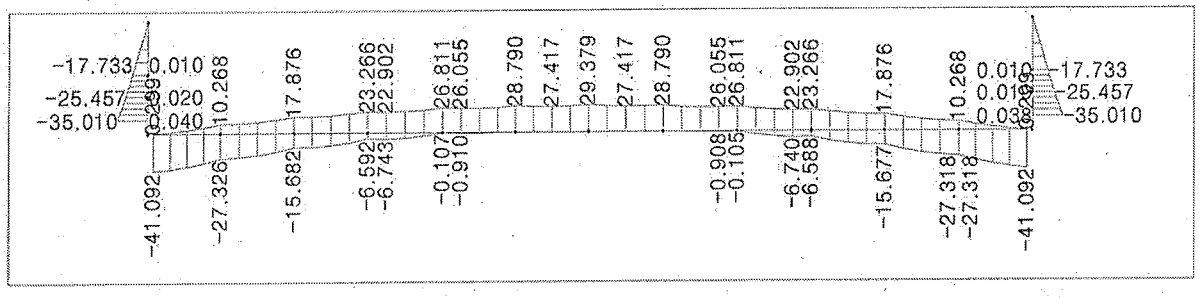
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

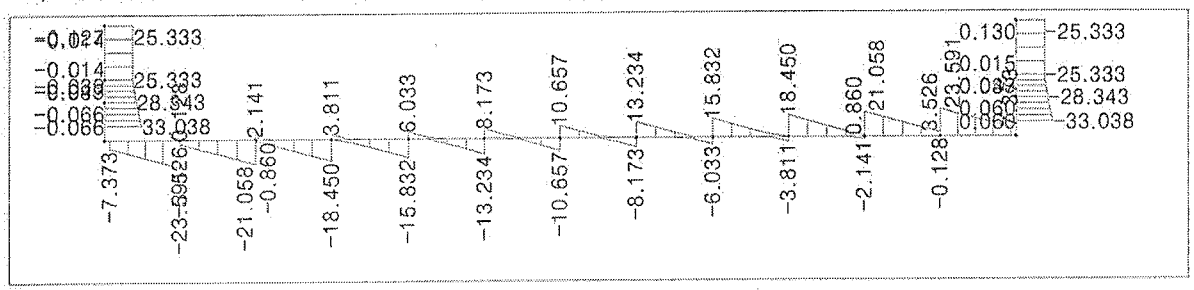
14. 단면력정리

14.1 상시

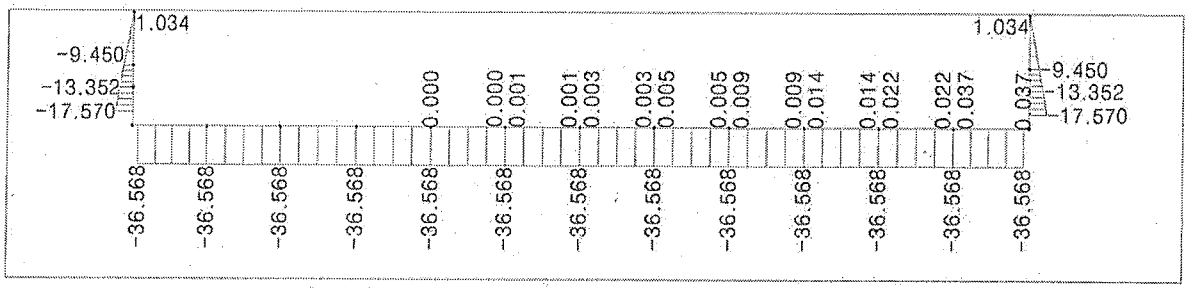
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



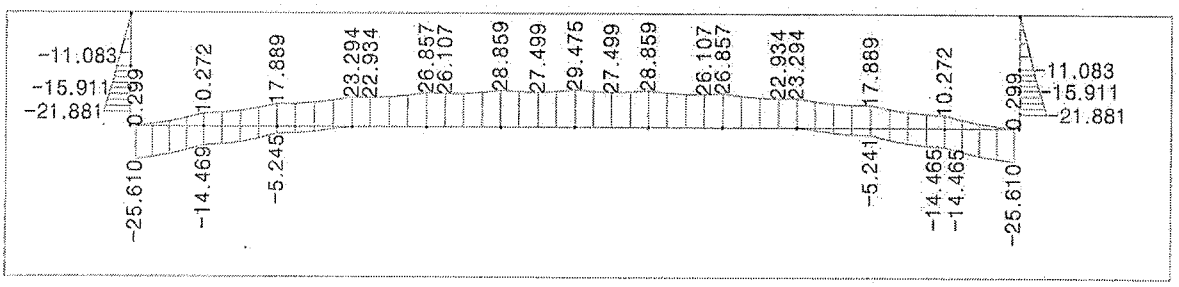
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

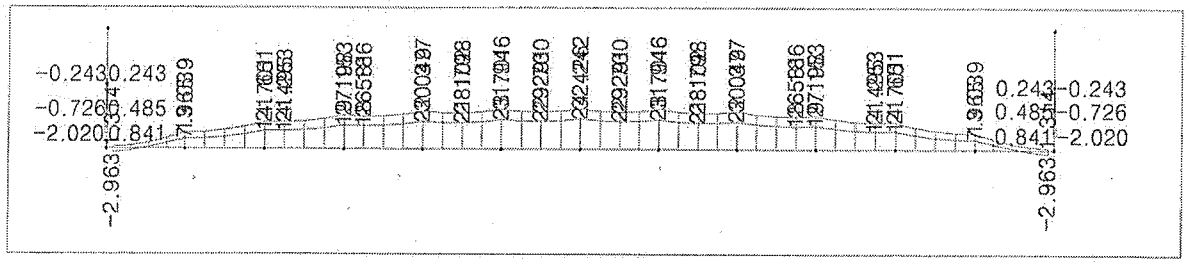


5) 단면력 정리

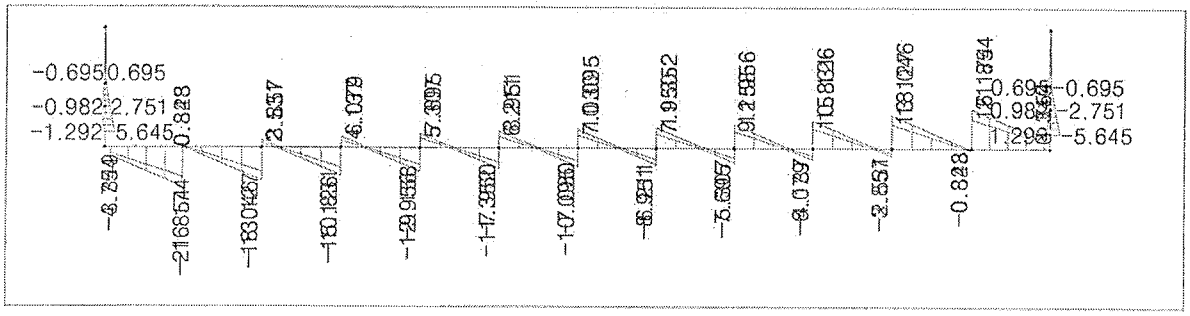
구분	위 치			계수하중			사용하중	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력	모멘트			
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	41.09	18.25	36.57	25.61	1000.00	600.00	
		중앙부	2	29.38	10.66	36.57	29.48	1000.00	600.00	
		우측	3	41.09	18.25	36.57	25.61	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	23.44	27.47	12.38	14.65	1000.00	450.00	
		하부	5	35.01	25.43	17.57	21.88	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	23.44	27.47	12.38	14.65	1000.00	450.00	
		하부	7	35.01	25.43	17.57	21.88	1000.00	450.00	

14.2 지진시(기능수행)

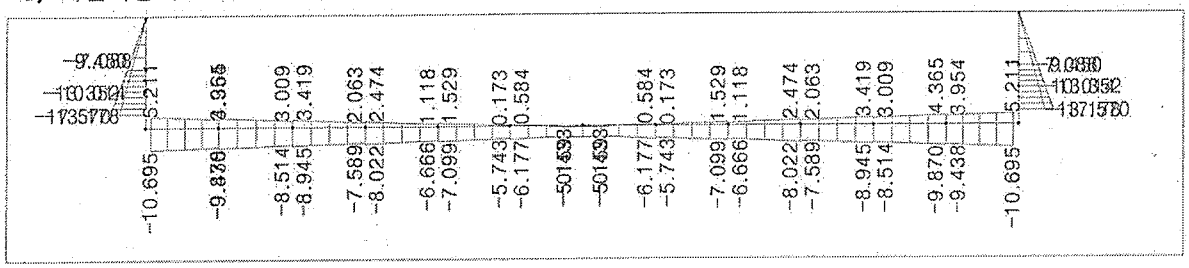
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

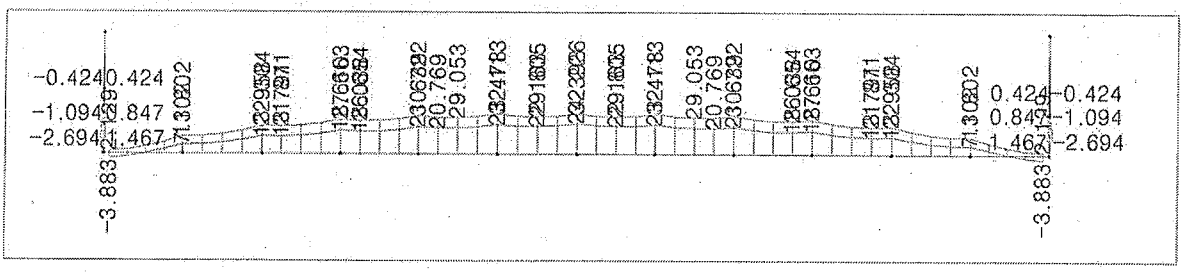


4) 단면력 정리

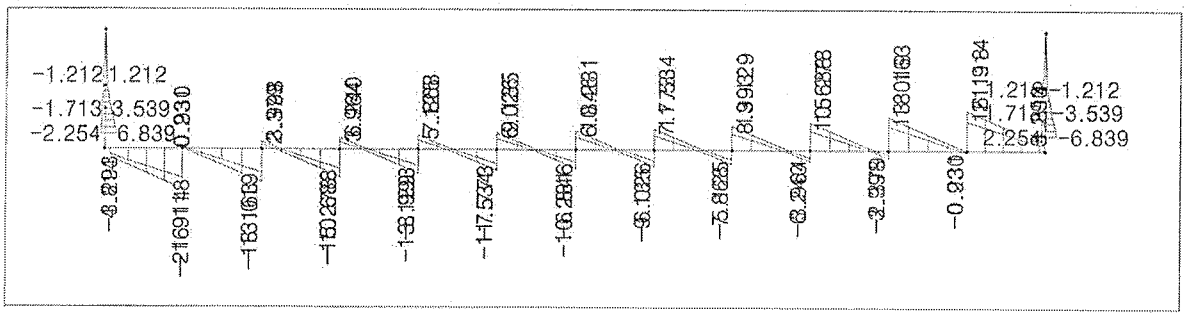
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	2.96	16.45	10.70	1000.00	600.00	
		중앙부	2	32.24	10.10	5.26	1000.00	600.00	
		우측	3	2.96	16.45	10.70	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	0.55	2.18	12.38	1000.00	450.00	
		하부	5	2.02	0.77	17.57	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	0.55	2.18	12.38	1000.00	450.00	
		하부	7	2.02	0.77	17.57	1000.00	450.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

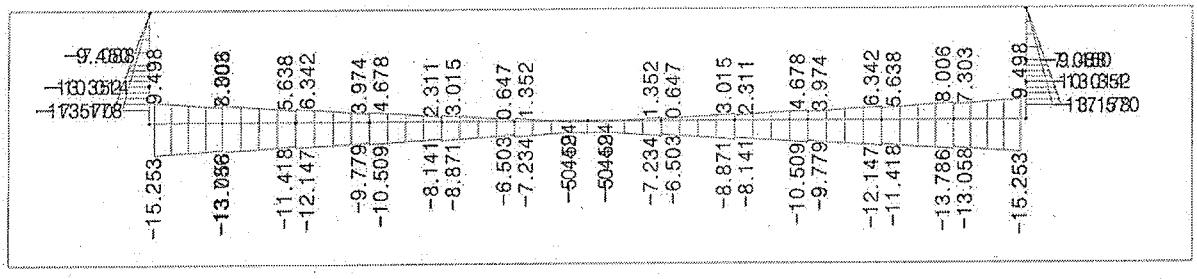
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	3.88	16.51	15.25	1000.00	600.00	
		중앙부	2	32.23	10.28	5.60	1000.00	600.00	
		우측	3	3.88	16.51	15.25	1000.00	600.00	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	0.86	2.89	12.38	1000.00	450.00	
		하부	5	2.69	1.29	17.57	1000.00	450.00	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	0.86	2.89	12.38	1000.00	450.00	
		하부	7	2.69	1.29	17.57	1000.00	450.00	

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	-41.09	-	-3.88	-2.96	-41.09	
		중앙부	2	29.38	-	32.23	32.24	32.24	
		우측	3	-41.09	-	-3.88	-2.96	-41.09	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-23.44	-	-0.86	-0.55	-23.44	
		하부	5	-35.01	-	-2.69	-2.02	-35.01	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-23.44	-	-0.86	-0.55	-23.44	
		하부	7	-35.01	-	-2.69	-2.02	-35.01	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-18.25	-	-16.51	-16.45	-18.25	
		중앙부	2	-10.66	-	-10.28	-10.10	-10.66	
		우측	3	18.25	-	16.51	16.45	18.25	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	27.47	-	2.89	2.18	27.47	
		하부	5	25.43	-	1.29	0.77	25.43	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-27.47	-	-2.89	-2.18	-27.47	
		하부	7	-25.43	-	-1.29	-0.77	-25.43	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-36.57	-	-15.25	-10.70	-36.57	
		중앙부	2	-36.57	-	-5.60	-5.26	-36.57	
		우측	3	-36.57	-	-15.25	-10.70	-36.57	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-12.38	-	-12.38	-12.38	-12.38	
		하부	5	-17.57	-	-17.57	-17.57	-17.57	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-12.38	-	-12.38	-12.38	-12.38	
		하부	7	-17.57	-	-17.57	-17.57	-17.57	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
하부 슬래브	1 경간	좌측	1	-25.61	-	-	-	-25.61	
		중앙부	2	29.48	-	-	-	29.48	
		우측	3	-25.61	-	-	-	-25.61	
좌측 벽체	1 층	중앙부	4	-14.65	-	-	-	-14.65	
		하부	5	-21.88	-	-	-	-21.88	
우측 벽체	1 층	중앙부	6	-14.65	-	-	-	-14.65	
		하부	7	-21.88	-	-	-	-21.88	

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	500	41.09	133.18	242.74	H16 - 4.0EA	794.40	3.24
		중앙부	2	1000	520	32.24	138.58	182.93	H16 - 4.0EA	794.40	4.30
		우측	3	1000	500	41.09	133.18	242.74	H16 - 4.0EA	794.40	3.24
		우측(배수구 단면)	4	1000	346	32.68	64.57	396.3	H16 - 4.0EA	794.4	1.98
좌측벽체	1층	중앙부	5	1000	350	23.44	92.66	197.96	H16 - 4.0EA	794.40	3.95
		하부	6	1000	350	35.01	92.66	296.38	H16 - 4.0EA	794.40	2.65
우측벽체	1층	중앙부	7	1000	350	23.44	92.66	197.96	H16 - 4.0EA	794.40	3.95
		하부	8	1000	350	35.01	92.66	296.38	H16 - 4.0EA	794.40	2.65

(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	324.8	18.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		중앙부	2	337.8	10.7	387.16	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측	3	324.8	18.2	372.27	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
		우측(배수구단면)	3	159.8	18.8	284.45	1.00	-	H13	400	126.70	O.K
좌측벽체	1층	중앙부	4	227.3	27.5	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
		하부	5	227.3	25.4	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
우측벽체	1층	중앙부	6	227.3	27.5	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	O.K
		하부	7	227.3	25.4	293.85	1.00	-	H13	200	126.70	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	600.00	500.00	100.00	41.09	18.25

* 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 (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 242.745 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 3.273]

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 = 0.00159

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 (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 41.092 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.241]

* 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 (= 18.245 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	600.00	520.00	80.00	32.24	10.66

* 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 182.927 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 4.343]

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 (= 32.242 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.298]

* 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 (= 10.657 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	600.00	500.00	100.00	41.09	18.25

* 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 (500.00 - 16.289) / 16.289 = 0.08909

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 242.745 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.273]

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 = 0.00159

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 (500.00 - a/2) = 133.178 kN.m

≥ Mu (= 41.092 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.241]

* 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 (= 18.245 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	346.0	246.0	100.0	32.7	18.8

* 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 (246.00 - 16.289) / 16.289 = 0.04231

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 396.273 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.005]

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

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 = 0.00323

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 (246.00 - a/2) = 64.574 kN.m

≥ Mu (= 32.679 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.976]

* 전단에 대한 검토 (d = 246.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 246.00 = 159.782 kN

≥ Vu (= 18.750 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	23.44	27.47

* 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 (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 197.964 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.013]

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 = 0.00227

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 (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 23.442 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.953]

* 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 (= 27.469 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	35.01	25.43

* 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 (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 296.385 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.680]

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 = 0.00227

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 (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 35.010 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.647]

* 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 (= 25.432 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	450.00	350.00	100.00	23.44	27.47

* 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 (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 197.964 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 4.013]

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 = 0.00227

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 (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 23.442 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.953]

* 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 (= 27.469 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	450.00	350.00	100.00	35.01	25.43

* 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 (350.00 - 16.289) / 16.289 = 0.06146

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 296.385 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 2.680]

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 = 0.00227

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 (350.00 - a/2) = 92.664 kN.m

≥ Mu (= 35.010 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.647]

* 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 (= 25.432 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 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

2) 하부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

3) 하부슬래브 : 1경간(우측)

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

= 1000 × 600 × 0.0020 = 1200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1200.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 600 x 1000 = 900.0 ㎟ (≤1800)

∴ 900.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

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

= 1000 × 346 × 0.0020 = 692.0 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 692.0 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 × 346 × 1000 = 519.00 ㎟ (≤1800)

∴ 519.00 ㎟ ≤ 1986.000 ㎟ ∴ O.K

4) 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 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

5) 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 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 하부

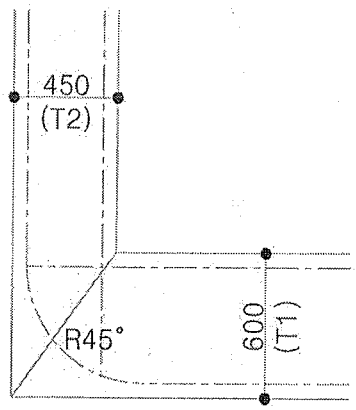
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 7.5EA = 1489.500 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 1489.5 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 25.610 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 25.610 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000$ mm

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 25.61 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.228 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 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) = 299172.000 / (794.400 x 520.000 x 0.955)

= 0.759 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 0.759 x 794.400 = 602.639 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0021470 + √(2 x 0.0150 + (0.0150)²) = 0.159

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 /3 = 0.947

fs = Mo / (As x d x j) = 299172.000 / (794.400 x 370.000 x 0.947)

= 1.075 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 1.075 x 794.400 = 853.824 N

- 보강철근량 산정

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

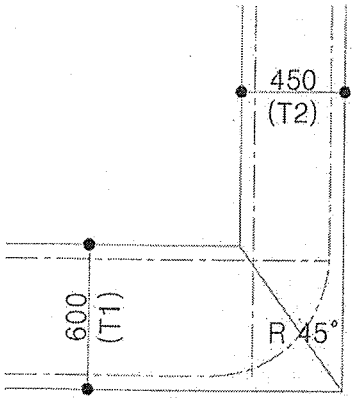
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(602.639² + 853.824²) / 180.0

As = 5.806 ㎟

사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

2) 우측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 25.610 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 25.610 kN.m

$$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 750.000 \text{ mm}$$

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 25.61 \times 10^6}{750.000^2 \times 1000} = 0.228 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0015277 + \sqrt{(2 \times 0.0107 + (0.0107)^2)} = 0.136$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.136 / 3 = 0.955$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 299172.000 / (794.400 \times 520.000 \times 0.955)$

  $= 0.759$ MPa

  인장력 $Th1 = fs \times As = 0.759 \times 794.400 = 602.639$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0021470 + \sqrt{(2 \times 0.0150 + (0.0150)^2)} = 0.159$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.159 / 3 = 0.947$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 299172.000 / (794.400 \times 370.000 \times 0.947)$

  $= 1.075$ MPa

  인장력 $Th2 = fs \times As = 1.075 \times 794.400 = 853.824$ N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(602.639^2 + 853.824^2)} / 180.0$

  $As = 5.806$ ㎟

  사용철근량 : H16 @ 1000, 2EA = 397.200 ㎟ ∴ O.K

18. 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준·해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 250 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
하부슬래브	1경간	좌측	1	500	H16 - 4.0EA	250	932.006	O.K	3.728
		중앙부	2	520	H16 - 4.0EA	250	842.925	O.K	3.372
		우측	3	500	H16 - 4.0EA	250	932.006	O.K	3.728
		우측(배수구 단면)	4	346	H16 - 4.0EA	250	532.680	O.K	2.131
좌측벽체	1층	중앙부	5	350	H16 - 4.0EA	250	1130.594	O.K	4.522
		하부	6	350	H16 - 4.0EA	250	716.276	O.K	2.865
우측벽체	1층	중앙부	7	350	H16 - 4.0EA	250	1130.594	O.K	4.522
		하부	8	350	H16 - 4.0EA	250	716.276	O.K	2.865

1) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.610 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 67.596 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 67.60) - 2.5 x 92.00 = 935.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 67.60) = 932.01 mm
Sa는 작은 값인 932.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 932.01 mm) ∴ O.K

2) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 29.475 x 1000000 / [794.400 x (520.000 - 70.690/3)]
= 74.740 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x520.0/(7x794.400)]
= 70.690 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 / 74.74) - 2.5 x 72.00 = 873.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 74.74) = 842.92 mm
Sa는 작은 값인 842.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 842.92 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 25.610 x 1000000 / [794.400 x (500.000 - 69.217/3)]
= 67.596 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x500.0/(7x794.400)]
= 69.217 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 67.60) - 2.5 x 92.00 = 935.01 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 67.60) = 932.01 mm
Sa는 작은 값인 932.01 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 932.01 mm) ∴ O.K

3) 하부슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 18.892 x 1000000 / [794.400 x (246.000 - 47.040/3)]
= 103.254 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x246.0/(7x794.400)]
= 47.040 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 103.25) - 2.5 x 92.00 = 532.68 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 103.25) = 610.15 mm
Sa는 작은 값인 532.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 532.68 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14.651 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 55.723 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 55.72) - 2.5 x 92.00 = 1183.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.72) = 1130.59 mm
Sa는 작은 값인 1130.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1130.59 mm) ∴ O.K

5) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 21.881 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 83.221 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 83.22) - 2.5 x 92.00 = 716.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 83.22) = 757.02 mm
Sa는 작은 값인 716.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 716.28 mm) ∴ O.K

6) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 14.651 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 55.723 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 55.72) - 2.5 x 92.00 = 1183.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 55.72) = 1130.59 mm
Sa는 작은 값인 1130.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 1130.59 mm) ∴ O.K

7) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 21.881 x 1000000 / [794.400 x (350.000 - 57.077/3)]
= 83.221 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x794.400/1000.0 + 7x794.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x350.0/(7x794.400)]
= 57.077 mm

사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H16 - 4.0 EA (= 794.4 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 / 83.22) - 2.5 x 92.00 = 716.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 83.22) = 757.02 mm
Sa는 작은 값인 716.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 4.0 EA = 250.00 ≤ Sa (= 716.28 mm) ∴ O.K

19. 기초 지지력 검토

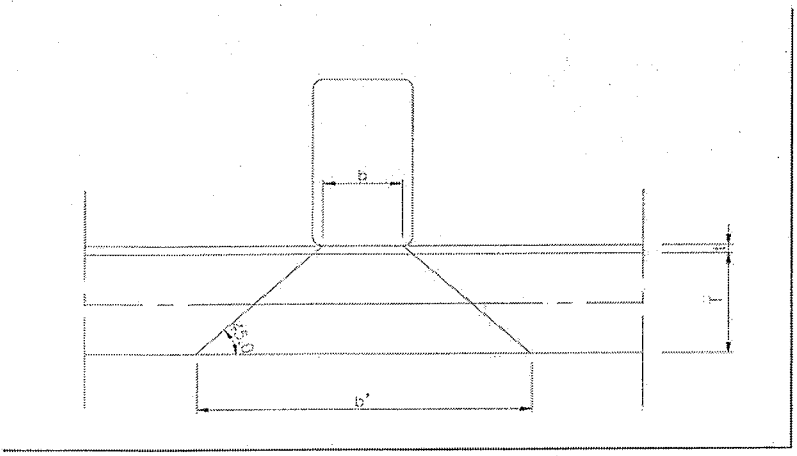
(1) 하중산정

1) 고정하중

- 구체자중 = 218.003 / 12.750 = 17.098 kN/m²
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 암거 내부 활하중

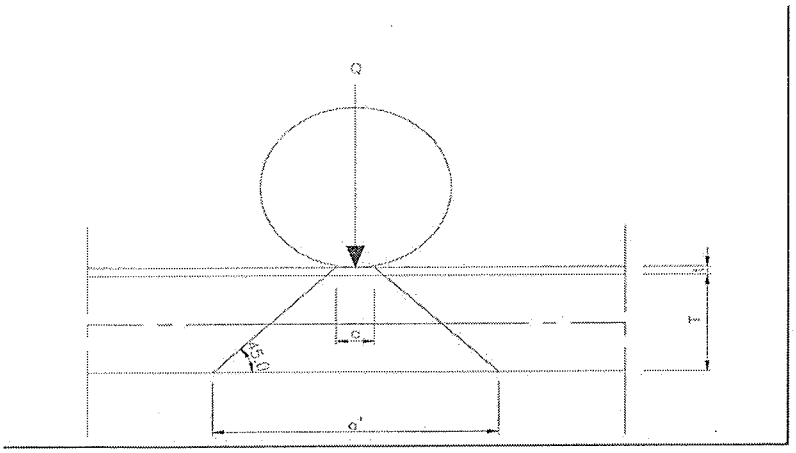


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.860 m



a' = 0.200 + 2 × (0.600 + 0.080) × cot 45°

= 1.560 m

Qz = 96.0 / (1.860 × 1.560)= 33.085 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 17.10 + 1.84 + 33.09

= 52.023 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 163.50 kN/m² ≥ Qmax = 52.023 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	12.750	×	0.600	×	25.000				=	191.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.189	×	25.000	×	2		=	26.753	kN/m
	:	0.000	×	0.489	×	25.000	/	2	× 2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000				=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.650	×	0.080	×	23.000				=	19.596	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	1.000	×	19.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-0.511	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-0.511	×	10.000	×	2		=	0.000	kN/m
								∴ Σ		=	247.599	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 1.000^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 1.000 \times -0.511 \times 19.000 + -0.511^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 247.599 + 0.000 = 247.599 kN/m

2) 부력

U = B × hs × γw (여기서,hs=지하수위 심도)

= 12.750 × 0.089 × 10.000

= 11.348 kN/m

3) 안정검토

Fs = R / U

= 247.599 / 11.348

= 21.820 > 1.05 ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -12.8 m (보링주상도 NBB-7 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 하부슬래브	:	12.750	×	0.600	×	25.000					=	191.250	kN/m
- 벽체	:	0.450	×	1.189	×	25.000	×	2			=	26.753	kN/m
	:	0.000	×	0.489	×	25.000	/	2	×	2	=	0.000	kN/m
- 헌치	:	0.200	×	2	×	25.000					=	10.000	kN/m
- 포장	:	10.650	×	0.080	×	23.000					=	19.596	kN/m
- 전단키	:	0.000	×	0.000	×	25.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	0.000	×	12.800	×	19.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	0.000	×	-12.311	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
- 수직수압	:	0.000	×	-12.311	×	10.000	×	2			=	0.000	kN/m
								∴ Σ			=	247.599	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

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 1.000 \times 19.000 \times 12.800^2 \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 1.000 \times (2 \times 12.800 \times -12.311 \times 19.000 + -12.311^2 \times 10.000) \times \tan(0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

∴ Σ = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN/m

(3) 저항력

R = 247.599 + 0.000 = 247.599 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

$$H = \frac{191.250}{12.750 \times 10.000 \times 1.100} = 1.364 \text{ m}$$

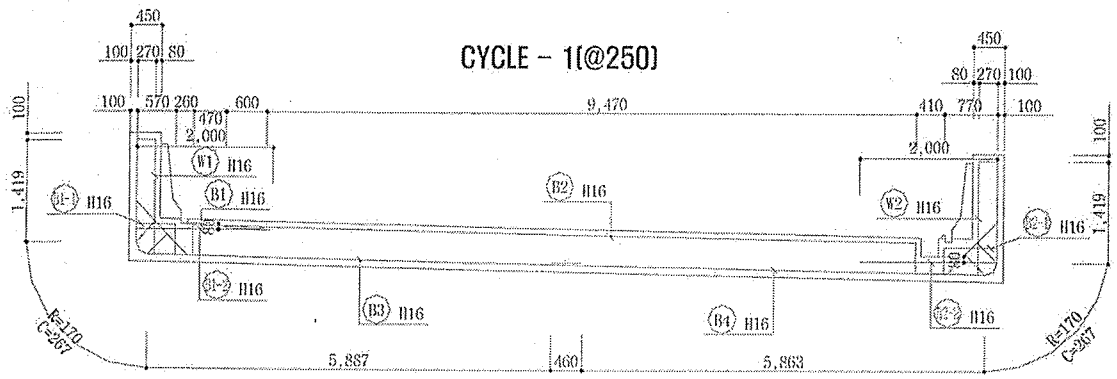
∴ 구조물 저면으로 부터 1.364 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{228.003}{12.750 \times 10.000 \times 1.100} = 1.626 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.626 m 이하유지

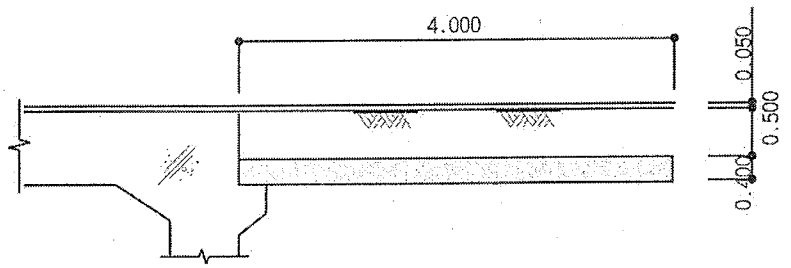
20. 주철근 조립도


CYCLE - 1(@250)
450
100 270 80
100 570 260 600
470
2,000
9,470
450
80 270 100
410 770 100
2,000
100
100
1,419
1,419
W1 H16
B1 H16
B2 H16
W2 H16
B1-1 H16
B1-2 H16
B2-1 H16
B3 H16
B4 H16
B2-2 H16
R=170
C=267
R=170
C=267
5,887
460
5,863

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	유효길이계수	$\beta 1$	= 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 = ₃ · 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 mm²

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 mm²
온도 철근 A_{smin2} = 0.002 · b · d = 600 mm²
∴ 최소철근 A_{smin} = = 1671.46 mm²
4/3 · A_s = 2228.61 mm²

② 사용 철근량

사용 철근량 $A_{s,use}$ 1단 = D 19 @ 125 = 2292 mm² ∴ 총 사용 철근량 = 2292 mm²
2단 = D 0 @ 125 = 0 mm²

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

$A = 2 \cdot d' \cdot b / N = 25000$ 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

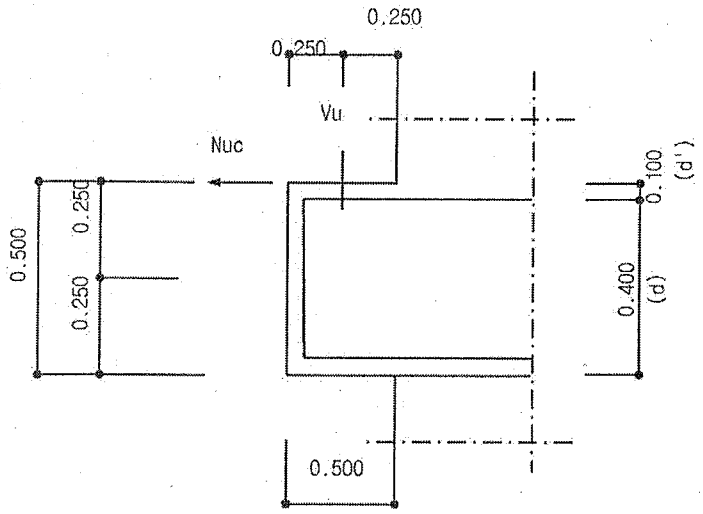
- 압축철근측의 배력철근

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

3.2 BOX

B1

▨ 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	430.7	601.7	670.3	731.6	646.82	942.05	1.08	1.29	H19@125
	우측단부	205.6	546.6	492.4	601.7	1494.34	942.05	2.73	1.57	H29@125
	중앙부	262.9	347.3	379.7	491.8	450.91	597.56	1.30	1.22	H22@250
하부슬래브	좌측단부	3334.9	3663.5	1801.7	1801.7	5786.20	2693.28	1.58	1.49	32@125,H32@12
	우측단부	3424.0	3966.7	2168.6	2168.6	5786.20	2693.28	1.46	1.24	32@125,H32@12
	중앙부	2903.1	2903.1	451.8	1015.4	4344.17	1797.10	1.50	1.77	29@125,H25@12
좌측 벽체 (공기정화시설)	상단부	430.7	601.7	407.6	1528.7	646.82	2014.49	1.08	1.32	H19@125
	중앙부	0.0	308.1	235.8	1037.4	489.50	1328.41	1.59	1.28	H16@125
	하단부	495.0	595.6	454.2	1725.6	646.82	2014.49	1.09	1.17	H19@125
좌측 벽체 (본체)	상단부	3485.9	4774.3	1551.2	1825.9	6056.10	3052.38	1.27	1.67	32@125,H29@12
	중앙부	661.5	1760.6	640.8	1928.9	2321.86	2102.73	1.32	1.09	H25@125
	하단부	3334.9	3663.5	1759.0	2331.1	6650.29	3052.38	1.82	1.31	32@125,H32@12
우측 벽체 (공기정화시설)	상단부	131.7	546.6	407.6	1553.0	1406.98	1615.97	2.57	1.04	H29@125
	중앙부	175.8	711.7	253.7	1045.0	940.27	1124.72	1.32	1.08	H22@125
	하단부	207.2	1489.8	454.1	1894.7	1529.29	2706.20	1.03	1.43	H29@125
우측 벽체 (본체)	상단부	3552.0	5039.5	1551.3	2008.6	6056.10	2454.66	1.20	1.22	32@125,H29@12
	중앙부	642.4	1677.4	441.5	1515.6	1782.60	1800.35	1.06	1.19	H22@125
	하단부	3424.0	3996.7	1759.6	2478.0	6736.70	2483.54	1.69	1.00	32@125,H32@12
중간슬래브	좌측단부	2990.9	4276.0	1501.5	1711.8	5274.59	2165.88	1.23	1.27	32@125,H29@12
	우측단부	3552.0	5039.5	2087.7	2104.6	5536.40	2262.62	1.10	1.08	32@125,H29@12
	중앙부	3114.6	3114.6	458.9	1176.8	4031.62	1486.34	1.29	1.26	29@125,H25@12

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		

$K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

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

단위체적중량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 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) 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

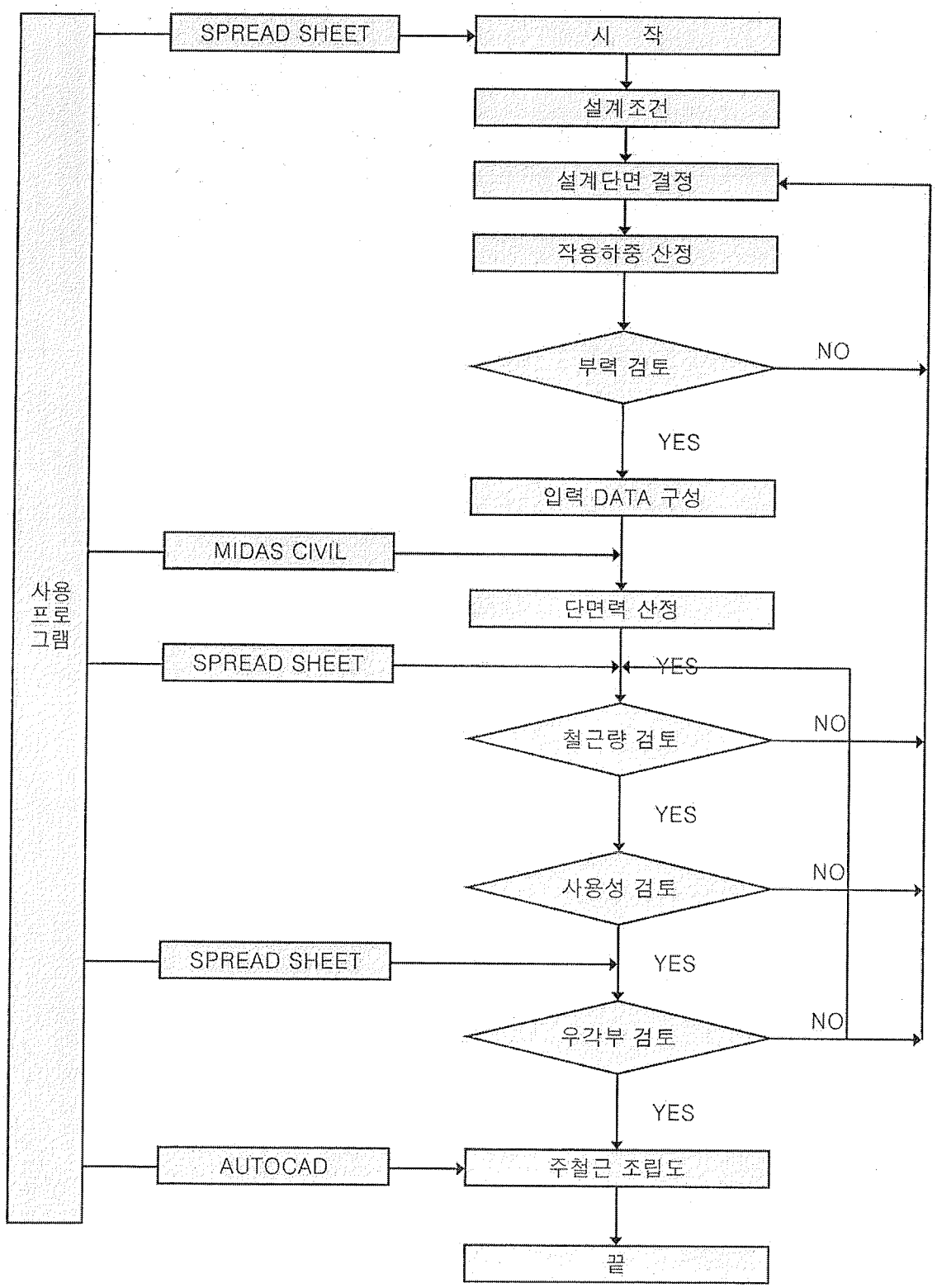
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준·해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

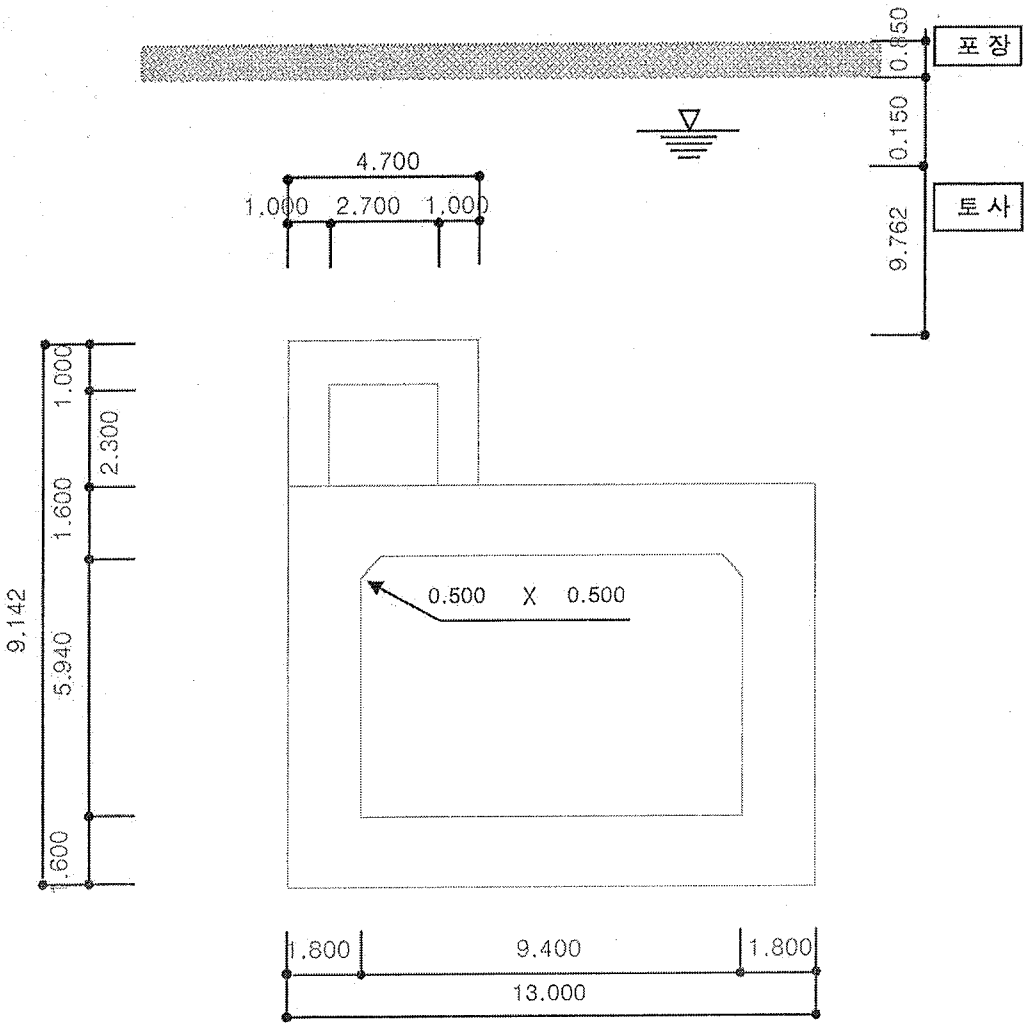
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상부슬라브	:	1.000	x	4.700	x	25.00			=	117.500	kN
②	측벽1	:	2.300	x	1.000	x	25.00	x	2 ea	=	115.000	kN
②	측벽2	:	1.800	x	5.940	x	25.00	x	2 ea	=	534.600	kN
④	중간슬라브	:	1.600	x	13.000	x	25.00			=	520.000	kN
③	하부슬라브	:	1.600	x	13.000	x	25.00			=	520.000	kN
④	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00 x 2 ea	=	6.250	kN
										Σ =	1813.350	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	9.762	x	19.000	=	##### kN/㎡
					∑ Wt1	=	205.028 kN/㎡

- 하부반력산정 : 205.028 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	9.612	x	10.000	=	96.120 kN/㎡
					∑ Wt2	=	118.520 kN/㎡

- 하부반력산정 : 118.520 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 : = 10.00 kN/㎡

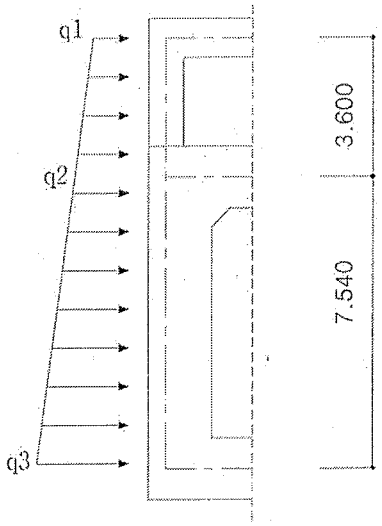
하부반력산정 : = 10.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

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

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 − sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 9.762 x 19.00) = 102.514 kN/㎡

q2 = 102.51 + 0.500 x 3.600 x 19.00 = 136.714 kN/㎡

q3 = 136.71 + 0.500 x 7.540 x 19.00 = 208.344 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

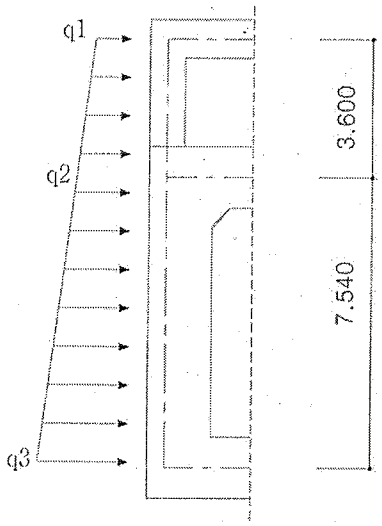
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 59.260 kN/㎡

+ 9.612 x 10.00)

q2 = 59.26 + 0.500 x 3.600 x 10.00 = 77.260 kN/㎡

q3 = 77.26 + 0.500 x 7.540 x 10.00 = 114.960 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 9.612 x 10.000 = 96.120 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 9.612 x 10.000 = 96.120 kN/㎡

qw2 = 96.120 + 3.600 x 10.000 = 132.120 kN/㎡

qw3 = 132.120 + 7.540 x 10.000 = 207.520 kN/㎡

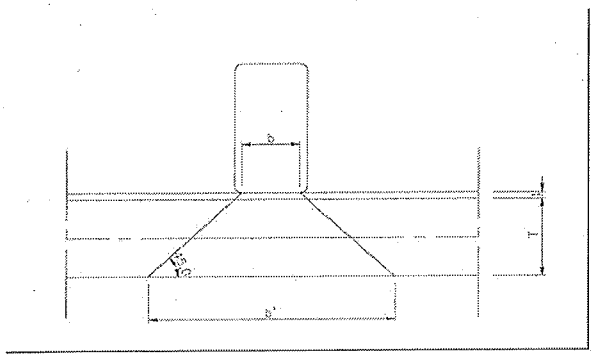
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 207.52 + 0.800 x 10.000 = 215.520 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

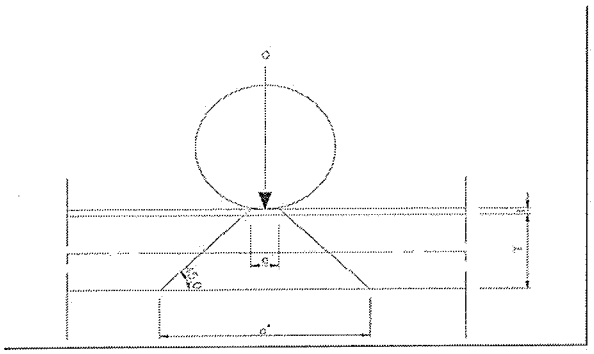
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.600 m

b' = 0.500 + 2 x (1.600 + 0.040) x cot 45° = 3.780 m



a' = 0.200 + 2 x (1.600 + 0.040) x cot 45° = 3.480 m

Qz = 96.00 / (3.780 x 3.480)

= 7.298 kN/m²

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브	:			=	117.500 kN
②	측벽	:			=	649.600 kN
③	하부슬라브	:			=	520.000 kN
④	헌치				=	6.250 kN
④	중간슬라브	:			=	520.000 KN
⑤	벽체	:			=	0.000 KN
-	연직하중	:	205.028 x	13.000	=	205.028 kN
-	상부활하중	:	10.000 x	13.000	=	130.000 kN
-	내부활하중	:	5.000 x	9.400	=	47.000 kN
					Σ =	2195.378 kN

Qmax1 = 2195.378 / 13.000 + 7.298 = **176.173** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브	:			=	117.500 kN
②	측벽	:			=	649.600 kN
③	하부슬라브	:			=	520.000 kN
④	헌치				=	6.250 kN
④	중간슬라브	:			=	520.000 kN
⑤	벽체	:			=	0.000 KN
-	연직하중	:	118.520 x	13.000	=	1540.760 KN
-	상부활하중	:			=	130.000 kN
-	내부활하중	:			=	47.000 kN
					Σ =	3531.110 kN

Qmax1 = 3531.110 / 13.000 + 7.298 = **278.922** kN/m²

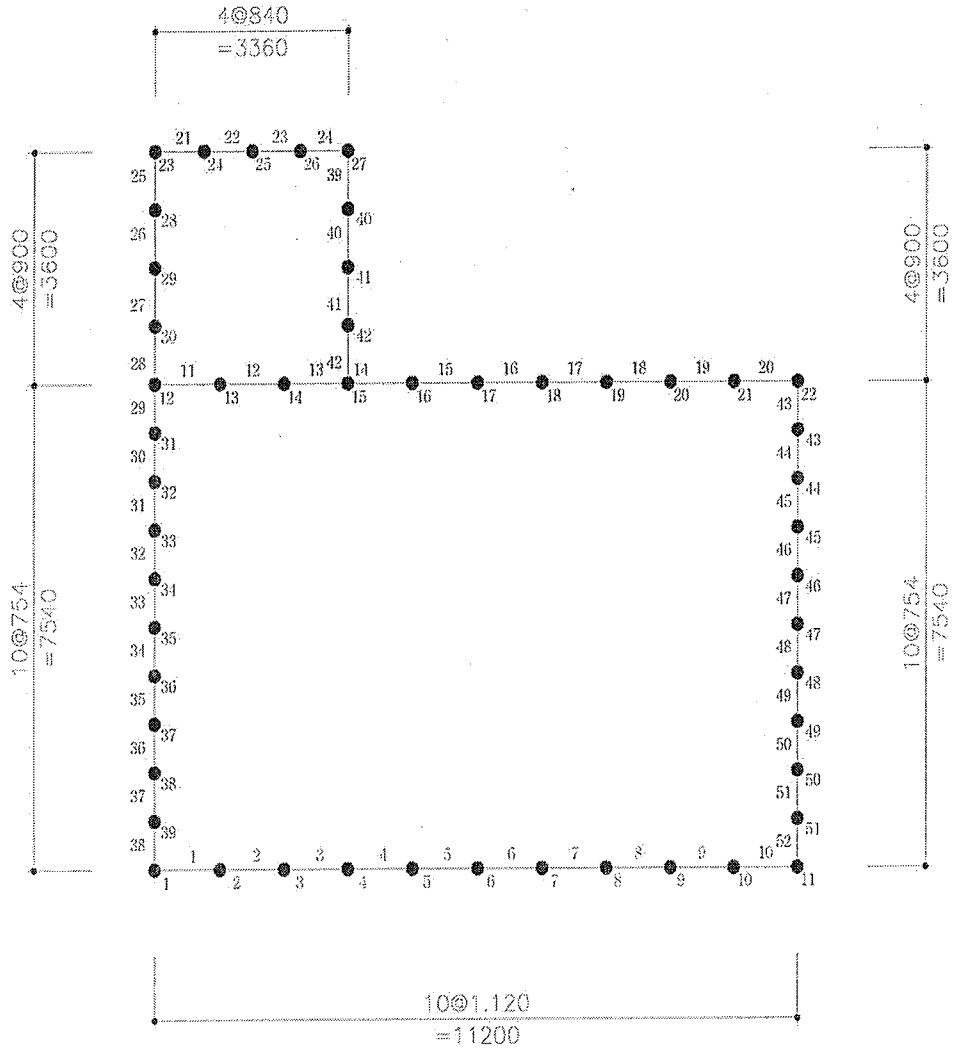
∵ Qmax = 278.922 kN/m²

(4) 지지력 판정

Qmax = 278.922 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² ---- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	21 ~ 24
측 벽	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	25 ~ 28
	1.0	1.800	1.800	0.4860000	26700	29 ~ 38
	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	39 ~ 42
	1.0	1.800	1.800	0.4860000	26700	43 ~ 52
하부슬래브	1.0	1.600	1.600	0.3413333	26700	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.600	1.600	0.3413333	26700	11 ~ 20

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

$Bh = \sqrt{13.000 \times 24.000} = 17.664$ 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 + 13.0 / 24.0) / 1.5 = 1.028 > 1

∴ β = 1.000

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (17.664 / 0)$^{-3/4}$ = 7841 kN/m³

Kz(1) =	7841	x	1.0	x (	1.800	/	2	+	1.600	/	2	) =	13330 kN/m³
Kz(10) =	7841	x	1.0	x (	1.800	/	2	+	1.600	/	2	) =	13330 kN/m³
Kz(2~9) =	7841	x	1.0	x (	1.600	/	2	+	1.600	/	2	) =	12546 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)

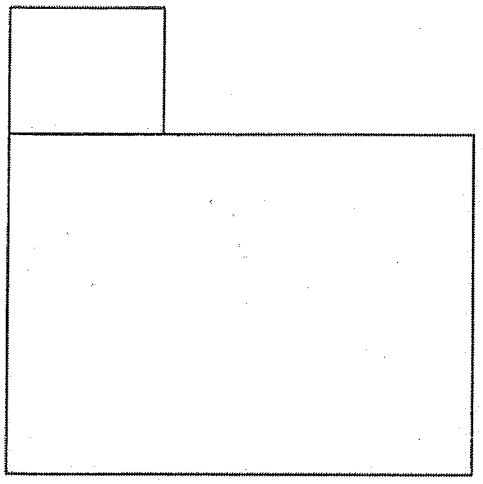
구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축 +15°C	건조수축 -15°C	비 고
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9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

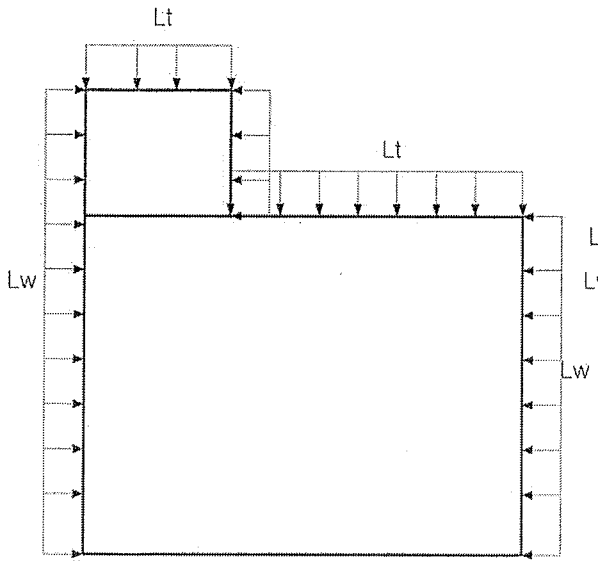
구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축 +15°C	건조수축 -15°C	비 고
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수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

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



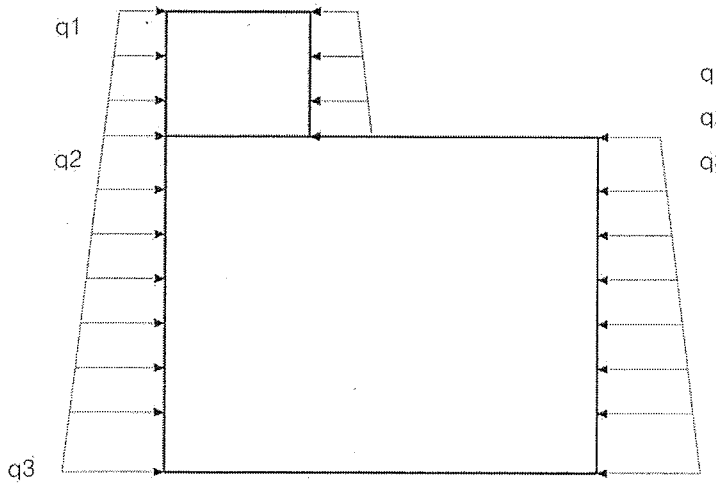
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 10.00 kN/㎡

Lw = 5.00 kN/㎡

4) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)

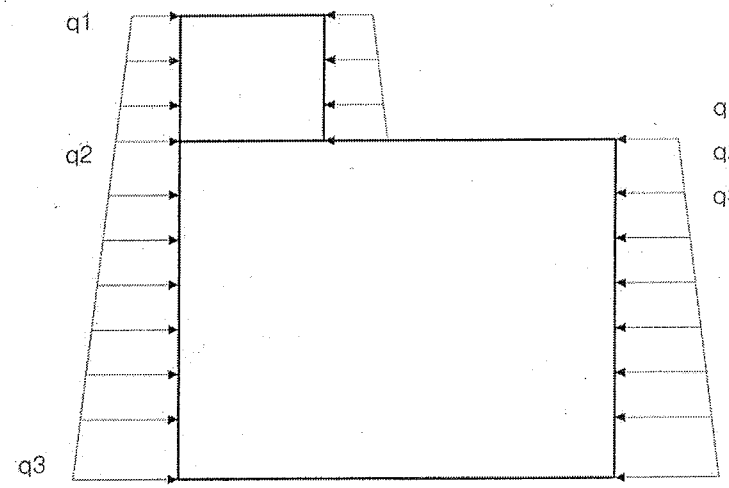


q1 = 102.51 kN/㎡

q2 = 136.71 kN/㎡

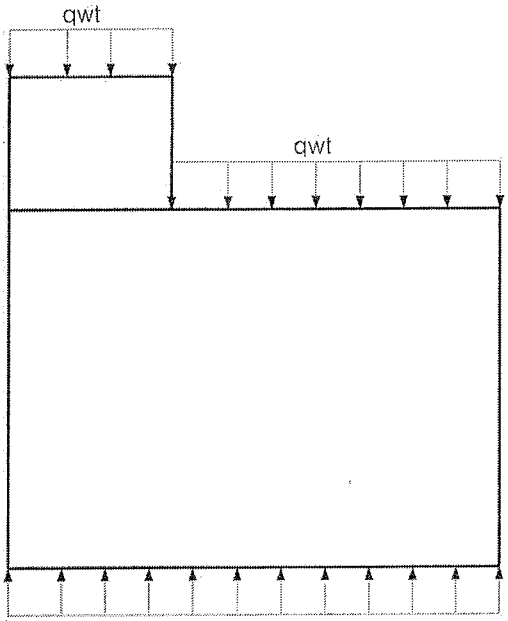
q3 = 208.34 kN/㎡

5) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



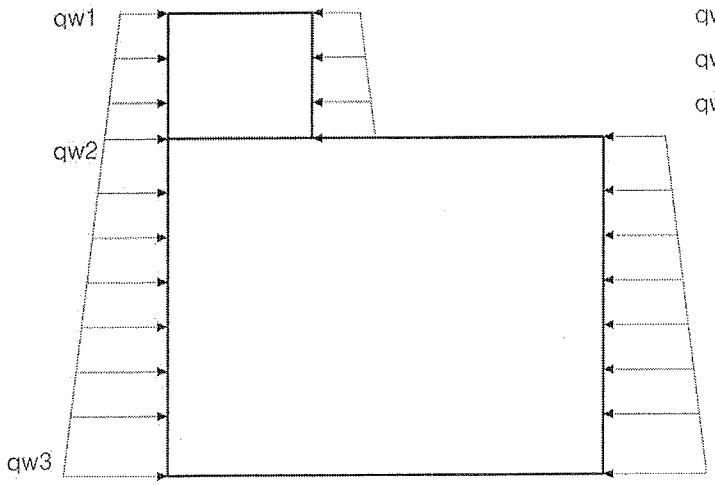
q1 = 59.26 kN/㎡
q2 = 77.26 kN/㎡
q3 = 114.96 kN/㎡

6) CASE 4 - 연 직 수 압



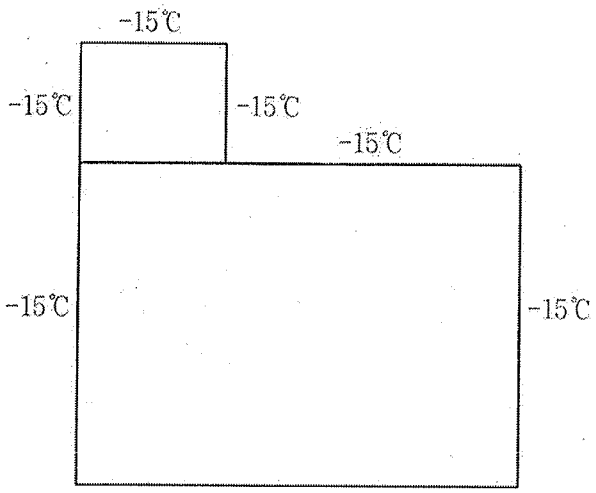
qwt = 96.12 kN/㎡
qwb = 215.52 kN/㎡

7) CASE 5 - 횡 수 압



qw1 = 96.12 kN/㎡
qw2 = 132.12 kN/㎡
qw3 = 207.52 kN/㎡

8) CASE 6 - 건조수축



건조수축

-15 ℃

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

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

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

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

④ 지진구역계수(Z)

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

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	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 : 11.262 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 14.862 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 22.402 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 13.000 m 구조물 길이 : 24.000 m

구조물 높이 : 9.142 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.000 m (측 벽 -1) 1.000 m (중간슬래브) 1.600 m

(측 벽 -2) 1.800 m (하부슬래브) 1.600 m

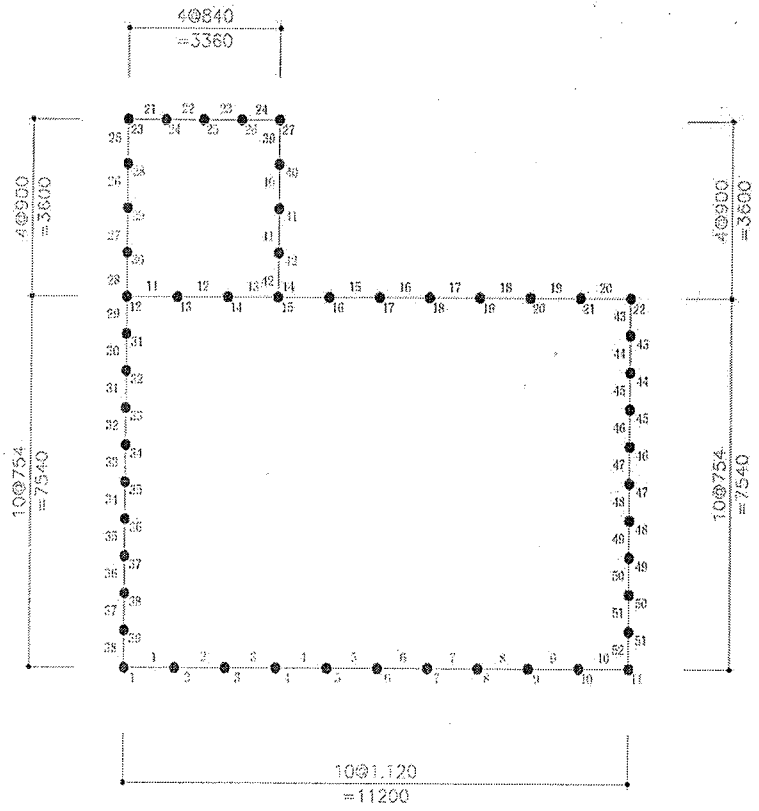
⑧ 상재토 제원

포장두께	0.850 m	
입도조정	0.000 m	
보조기층	0.000 m	
동방층	0.000 m	
토사층	9.762 m	
전체토피	10.612 m	내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

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



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.00	1.000	0.0833333	26700	21 ~ 24
측 벽	1.0	1.00	1.000	0.0833333	26700	25 ~ 28
	1.0	1.80	1.800	0.4860000	26700	29 ~ 38
	1.0	1.00	1.000	0.0833333	26700	39 ~ 42
	1.0	1.80	1.800	0.4860000	26700	43 ~ 52
하부슬래브	1.0	1.60	1.600	0.3413333	26700	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.60	1.600	0.3413333	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 × 137.92 ^{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 × 235.76 ^{2} = 130316.0 kN/m²

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

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

② 붕괴방지 수준

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

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

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

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

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

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

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.00 × 24.00) = 17.664 m

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

Kv = 293946.40 × (13 / 0.3)^(-3 / 4) = 13829.33 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13829.33 = 4609.78 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.00 × 24.00) = 17.664 m

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

Kv = 358336.00 × (13 / 0.3)^(-3 / 4) = 16858.67 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16858.67 = 5619.56 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.14 × 24.00) = 14.812 m

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

Kh = 358336.00 × (9.142 / 0.3)^(-3 / 4) = 19238.08 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 19238.08 = 6412.69 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 24.00) = 14.114 m

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

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 19947.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 19947.93 = 6649.31 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	13829	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	12536 kN/m³
Kvs(23,27)=	4610	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	4179 kN/m³
Kv(24~26)=	13829	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	11430 kN/m³
Kvs(24~26)=	4610	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	3810 kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	19238	x (	1.000	/	2	+	0.900	/	2	) =	18276 kN/m³
Khs(28,30)=	6413	x (	1.000	/	2	+	0.900	/	2	) =	6092 kN/m³
Kh(40,42)=	19238	x (	1.800	/	2	+	0.900	/	2	) =	25971 kN/m³
Khs(40,42)=	6413	x (	1.800	/	2	+	0.900	/	2	) =	8657 kN/m³
Kh(31~39)=	19238	x (	1.000	/	2	+	0.754	/	2	) =	16872 kN/m³
Khs(31~39)=	6413	x (	1.000	/	2	+	0.754	/	2	) =	5624 kN/m³
Kh(43~51)=	19238	x (	1.800	/	2	+	0.754	/	2	) =	24567 kN/m³
Khs(43~51)=	6413	x (	1.800	/	2	+	0.754	/	2	) =	8189 kN/m³
Kh(12,22)=	19238	x (	1.800	/	2	+	0.727	/	2	) =	24307 kN/m³
Khs(12,22)=	6413	x (	1.800	/	2	+	0.727	/	2	) =	8102 kN/m³
Kh(1,11)=	19238	x (	1.800	/	2	+	0.937	/	2	) =	26327 kN/m³
Khs(1,11)=	6413	x (	1.800	/	2	+	0.937	/	2	) =	8776 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	16859	x (	1.600	/	2	+	1.120	/	2	) =	22928 kN/m³
Kvs(1,11)=	5620	x (	1.600	/	2	+	1.120	/	2	) =	7643 kN/m³
Kv(2~10)=	16859	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	18882 kN/m³
Kvs(2~10)=	5620	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	6294 kN/m³

- 중간슬래브

Kv(16~21)=	19948	x (	1.600	/	2	+	1.120	/	2	) =	27129 kN/m³
Kvs(16~21)=	6649	x (	1.600	/	2	+	1.120	/	2	) =	9043 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.00 × 24.00) = 17.664 m

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

Kv = 114822.40 × (13 / 0.3)^(-3 / 4) = 5402.06 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5402.06 = 1800.69 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(13.00 × 24.00) = 17.664 m

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

Kv = 139972.80 × (13 / 0.3)^(-3 / 4) = 6585.32 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6585.32 = 2195.11 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(13.00 × 9.14) = 10.902 m

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

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 9457.26 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 9457.26 = 3152.42 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 24.00) = 14.114 m

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

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 7792.04 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 7792.04 = 2597.35 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	5402	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	4897 kN/m³
Kvs(23,27)=	1801	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	1632 kN/m³
Kv(24~26)=	5402	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	4465 kN/m³
Kvs(24~26)=	1801	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	1488 kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	9457	x (	1.000	/	2	+	0.900	/	2	) =	8984 kN/m³
Khs(28,30)=	3152	x (	1.000	/	2	+	0.900	/	2	) =	2995 kN/m³
Kh(40,42)=	9457	x (	1.800	/	2	+	0.900	/	2	) =	12767 kN/m³
Khs(40,42)=	3152	x (	1.800	/	2	+	0.900	/	2	) =	4256 kN/m³
Kh(31~39)=	9457	x (	1.000	/	2	+	0.754	/	2	) =	8294 kN/m³
Khs(31~39)=	3152	x (	1.000	/	2	+	0.754	/	2	) =	2765 kN/m³
Kh(43~51)=	9457	x (	1.800	/	2	+	0.754	/	2	) =	12077 kN/m³
Khs(43~51)=	3152	x (	1.800	/	2	+	0.754	/	2	) =	4026 kN/m³
Kh(12,22)=	9457	x (	1.000	/	2	+	0.727	/	2	) =	8166 kN/m³
Khs(12,22)=	3152	x (	1.000	/	2	+	0.727	/	2	) =	2722 kN/m³
Kh(1,11)=	9457	x (	1.000	/	2	+	0.937	/	2	) =	9159 kN/m³
Khs(1,11)=	3152	x (	1.000	/	2	+	0.937	/	2	) =	3053 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	6585	x (	1.600	/	2	+	1.120	/	2	) =	8956 kN/m³
Kvs(1,11)=	2195	x (	1.600	/	2	+	1.120	/	2	) =	2985 kN/m³
Kv(2~10)=	6585	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	7376 kN/m³
Kvs(2~10)=	2195	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	2459 kN/m³

- 중간슬래브

Kv(16~21)=	7792	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	4364 kN/m³
Kvs(16~21)=	2597	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	1455 kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{V_{si}}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.001	128.000	80.000	19.000	0.125	0.200
퇴적토	21.351	137.884	86.177	19.000	0.619	0.991
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	25.352	136.324	85.202		0.744	1.191

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.744 = 0.931	1.25 × 1.191 = 1.489

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575
To(sec)	0.2 × 0.575 = 0.115	0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수

$$C_i = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	109.000	57.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
25.352	136.324 , 85.202	0.18597	24247	0.29755	6631

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.931} = 1.104$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.489} = 1.413$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.931 \times 1.104}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.489 \times 1.413}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 11.262 m
- 하부슬래브 심도 = 22.402 m
- 기반암 심도(H) = 25.352 m

① 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 11.262 / (2 \times 25.4))$

$= 0.02371$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 22.402 / (2 \times 25.4))$

$= 0.00562$

② 붕괴방지 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 11.262 / (2 \times 25.4))$

$= 0.07745$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 22.402 / (2 \times 25.4))$

$= 0.01837$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준						
Po =	4609.78	× (0.02371	- 0.00562	) =	83.366	kN/m²
붕괴방지수준						
Po =	1800.69	× (0.07745	- 0.01837	) =	106.388	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$P(z) = kh \times Di \ (kN/m^2)$

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

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	11.262	0.0237	0.0184	354.56	0.0775	0.0602	569.42
q2	12.162	0.0226	0.0173	332.53	0.0737	0.0565	534.05
q3	13.062	0.0213	0.0161	309.16	0.0697	0.0525	496.51
q4	13.962	0.0201	0.0148	284.51	0.0656	0.0483	456.92
q5	14.862	0.0187	0.0134	258.66	0.0612	0.0439	415.41
q6	15.616	0.0176	0.0123	236.13	0.0573	0.0401	379.23
q7	16.370	0.0163	0.0111	212.87	0.0534	0.0361	341.88
q8	17.124	0.0151	0.0098	188.93	0.0493	0.0321	303.42
q9	17.878	0.0138	0.0085	164.35	0.0452	0.0279	263.94
q10	18.632	0.0125	0.0072	139.19	0.0409	0.0236	223.54
q11	19.386	0.0112	0.0059	113.50	0.0365	0.0193	182.29
q12	20.140	0.0098	0.0045	87.35	0.0321	0.0148	140.28
q13	20.894	0.0084	0.0032	60.78	0.0276	0.0103	97.62
q14	21.648	0.0070	0.0018	33.86	0.0230	0.0058	54.38
q15	22.585	0.0053	0.0000	0.00	0.0172	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 28.75$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 46.07$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 37.41$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 25.68$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 41.16$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 33.42$$

여기서, Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)
Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)
Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/㎡)
Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)
G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

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 = 1.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 11.26)

= 1.890 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 11.26)

= 4.650 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.600 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 22.40)

= 2.420 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.600 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 22.40)

= 5.950 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 1.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 16.83)

= 1.700 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 16.83)

= 4.190 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.800 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 19.62)

= 2.890 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.800 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 19.62)

= 7.110 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.600 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 14.86)

= 2.830 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.600 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 14.86)

= 6.960 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

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

2) 지진시(붕괴방지수준)

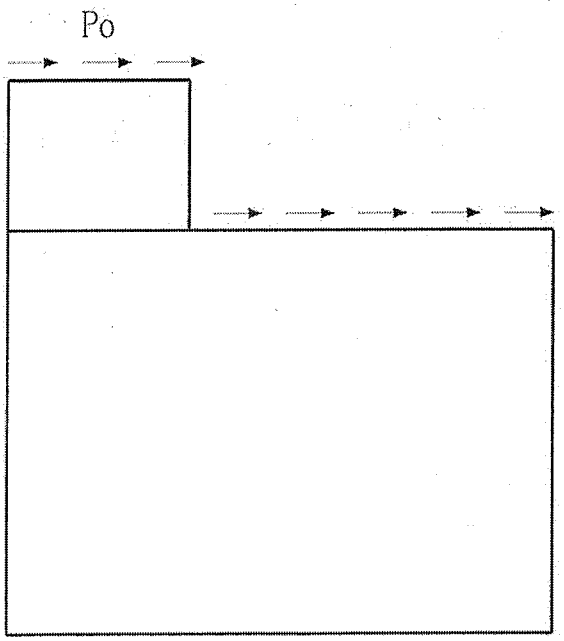
구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

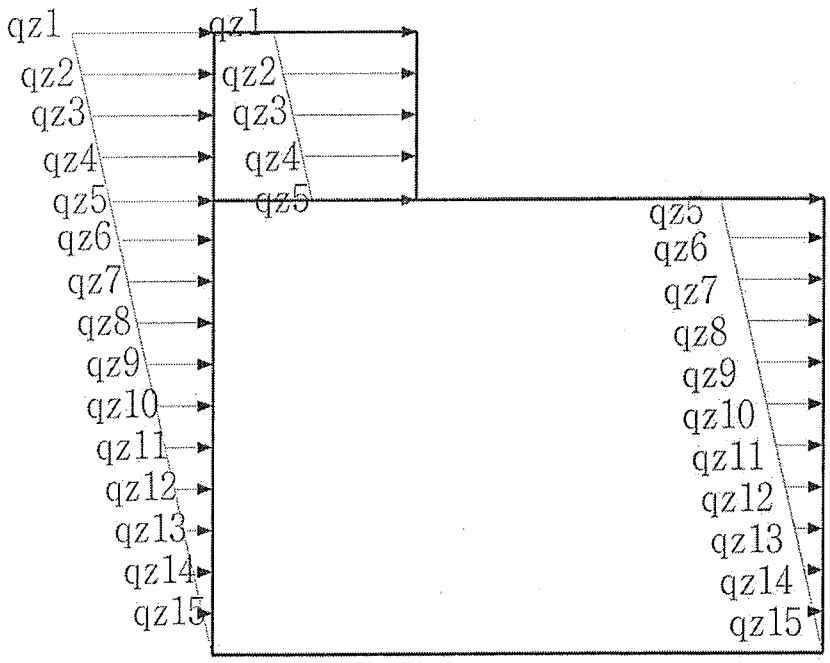
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)

Po = 83.37 kN/㎡

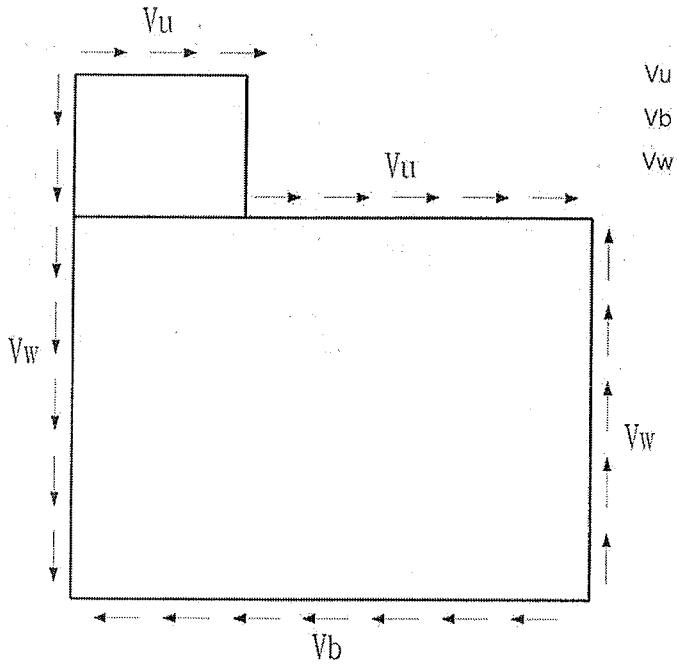


2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



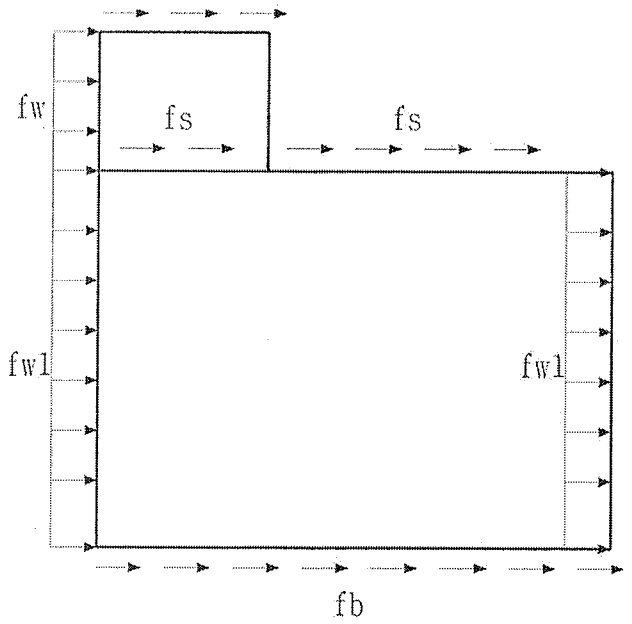
qz1	=	354.56	kN/㎡
qz2	=	332.53	kN/㎡
qz3	=	309.16	kN/㎡
qz4	=	284.51	kN/㎡
qz5	=	258.66	kN/㎡
qz6	=	236.13	kN/㎡
qz7	=	212.87	kN/㎡
qz8	=	188.93	kN/㎡
qz9	=	164.35	kN/㎡
qz10	=	139.19	kN/㎡
qz11	=	113.50	kN/㎡
qz12	=	87.35	kN/㎡
qz13	=	60.78	kN/㎡
qz14	=	33.86	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



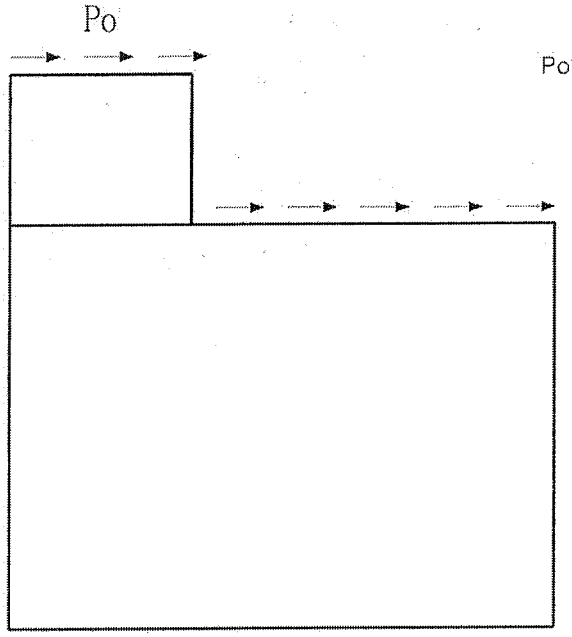
Vu = 28.75 kN/㎡
Vb = 46.07 kN/㎡
Vw = 37.41 kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



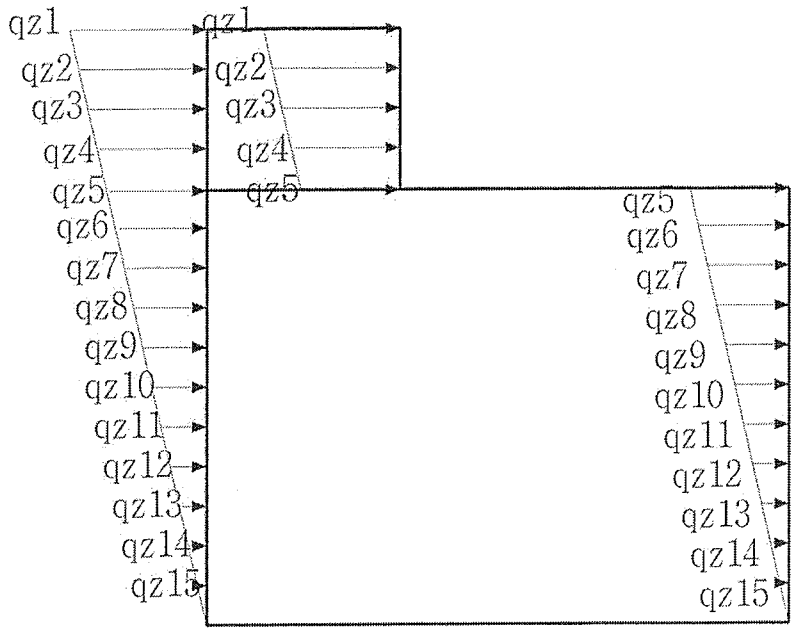
fu = 1.89 kN/m
fb = 2.42 kN/m
fw = 1.70 kN/m
fw1 = 2.89 kN/m
fs = 2.83 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



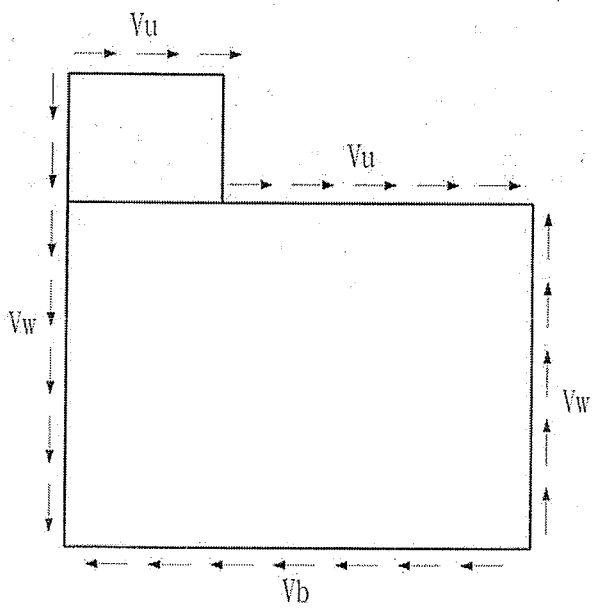
Po = 106.39 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



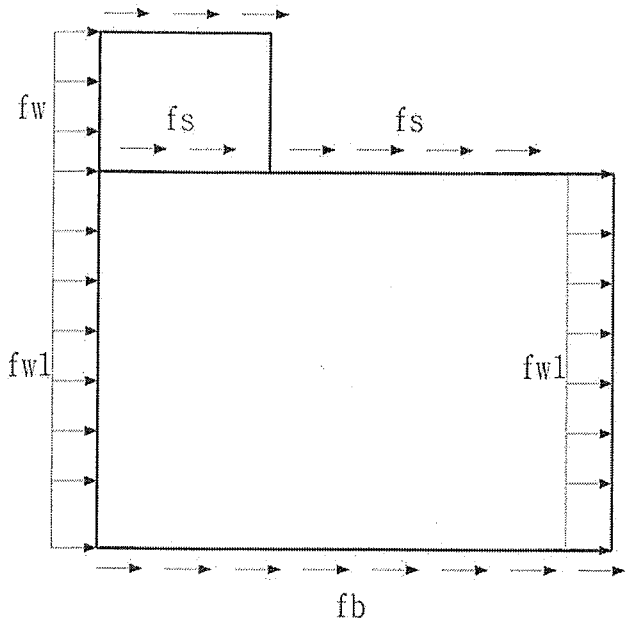
qz1	=	569.42	kN/㎡
qz2	=	534.05	kN/㎡
qz3	=	496.51	kN/㎡
qz4	=	456.92	kN/㎡
qz5	=	415.41	kN/㎡
qz6	=	379.23	kN/㎡
qz7	=	341.88	kN/㎡
qz8	=	303.42	kN/㎡
qz9	=	263.94	kN/㎡
qz10	=	223.54	kN/㎡
qz11	=	182.29	kN/㎡
qz12	=	140.28	kN/㎡
qz13	=	97.62	kN/㎡
qz14	=	54.38	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 25.68 kN/㎡
Vb = 41.16 kN/㎡
Vw = 33.42 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 4.65 kN/m
fb = 5.95 kN/m
fw = 4.19 kN/m
fw1 = 7.11 kN/m
fs = 6.96 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

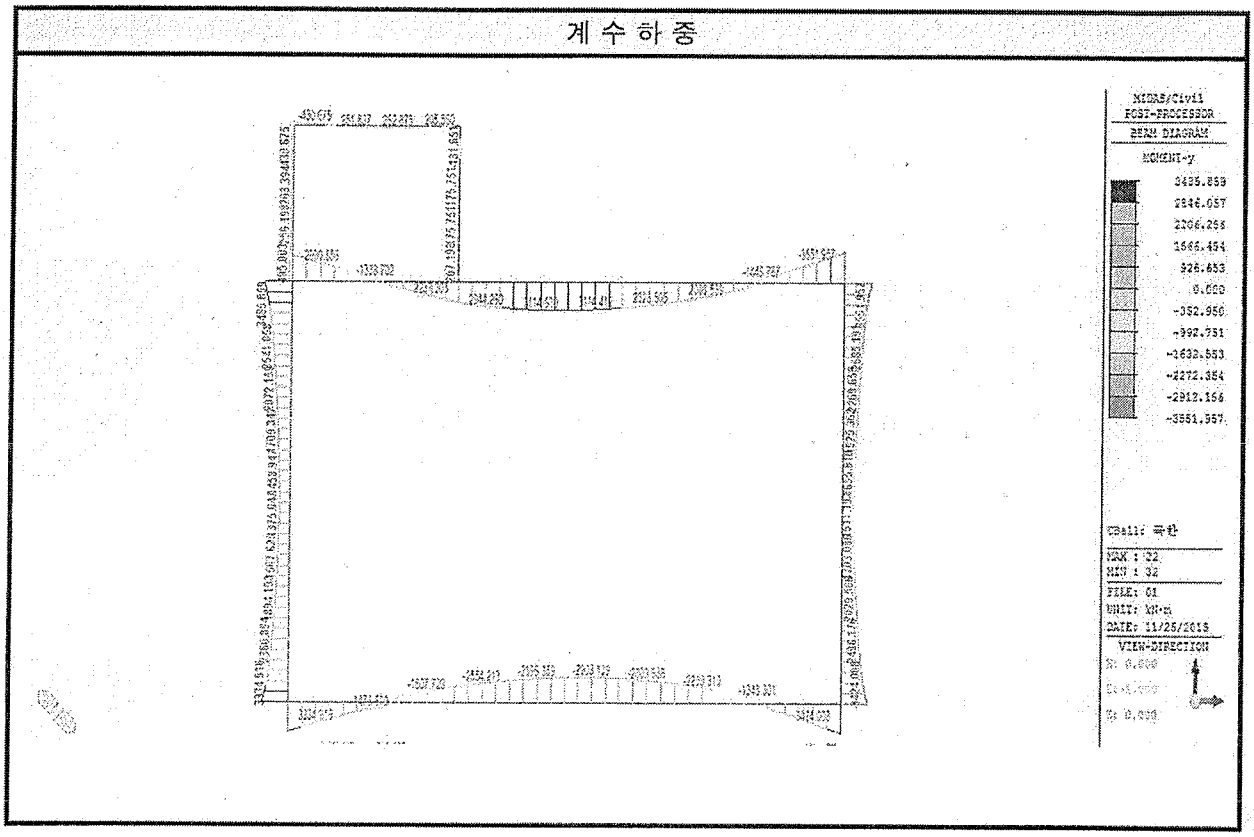
부재	부재력	상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mo (kN-m)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mo (kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	430.7	670.3	306.7	601.7	731.6	217.6	519.9	601.7	731.6	306.7
2	상부슬래브 우측단부	205.6	492.4	152.5	546.6	601.7	90.4	273.4	546.6	601.7	152.5
3	상부슬래브 중앙부	262.9	379.7	193.1	347.3	491.8	34.7	322.1	347.3	491.8	193.1
4	하부슬래브 좌측단부	3334.9	1801.7	2377.0	3663.5	1050.3	1661.3	1128.4	3663.5	1801.7	2377.0
5	하부슬래브 우측단부	3424.0	2168.6	2458.6	3966.7	1085.3	1984.6	1225.7	3966.7	2168.6	2458.6
6	하부슬래브 중앙부	2903.1	451.8	2175.5	1822.0	617.2	1760.6	1015.4	2903.1	1015.4	2175.5
7	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	430.7	407.6	306.7	601.7	683.6	217.6	1528.7	601.7	1528.7	306.7
8	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	0.0	235.8	1.0	308.1	518.2	246.5	1037.4	308.1	1037.4	1.0
9	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	495.0	454.2	327.0	498.3	874.3	595.6	1725.6	595.6	1725.6	327.0
10	좌측벽체 상단부(본체)	3485.9	1551.2	2481.5	4774.3	1825.9	2099.4	1318.9	4774.3	1825.9	2481.5
11	좌측벽체 중앙부(본체)	661.5	640.8	1.0	1733.6	1062.0	1760.6	1928.9	1760.6	1928.9	1.0
12	좌측벽체 하단부(본체)	3334.9	1759.0	2377.0	3663.5	1639.0	1661.3	2331.1	3663.5	2331.1	2377.0
13	우측벽체 상단부(공기정화시설)	131.7	407.6	88.0	546.6	966.3	221.4	1553.0	546.6	1553.0	88.0
14	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	175.8	253.7	125.0	711.7	1008.5	297.4	1045.0	711.7	1045.0	125.0
15	우측벽체 하단부(공기정화시설)	207.2	454.1	126.9	1489.8	1368.1	447.6	1894.7	1489.8	1894.7	126.9
16	우측벽체 상단부(본체)	3552.0	1551.3	2543.6	5039.5	2008.6	1488.1	1111.0	5039.5	2008.6	2543.6
17	우측벽체 중앙부(본체)	642.4	441.5	1.0	1677.4	943.4	1184.2	1515.6	1677.4	1515.6	1.0
18	우측벽체 하단부(본체)	3424.0	1759.6	2458.6	3996.7	1755.8	1984.6	2478.0	3996.7	2478.0	2458.6
19	중간슬래브 좌측단부	2990.9	1501.5	2154.5	4276.0	1455.8	1713.8	1711.8	4276.0	1711.8	2154.5
20	중간슬래브 우측단부	3552.0	2087.7	2453.6	5039.5	2104.6	1488.1	1899.7	5039.5	2104.6	2453.6
21	중간슬래브 중앙부	3114.6	458.9	2330.7	2394.1	1031.0	976.6	1176.8	3114.6	1176.8	2330.7

14. 단면력도

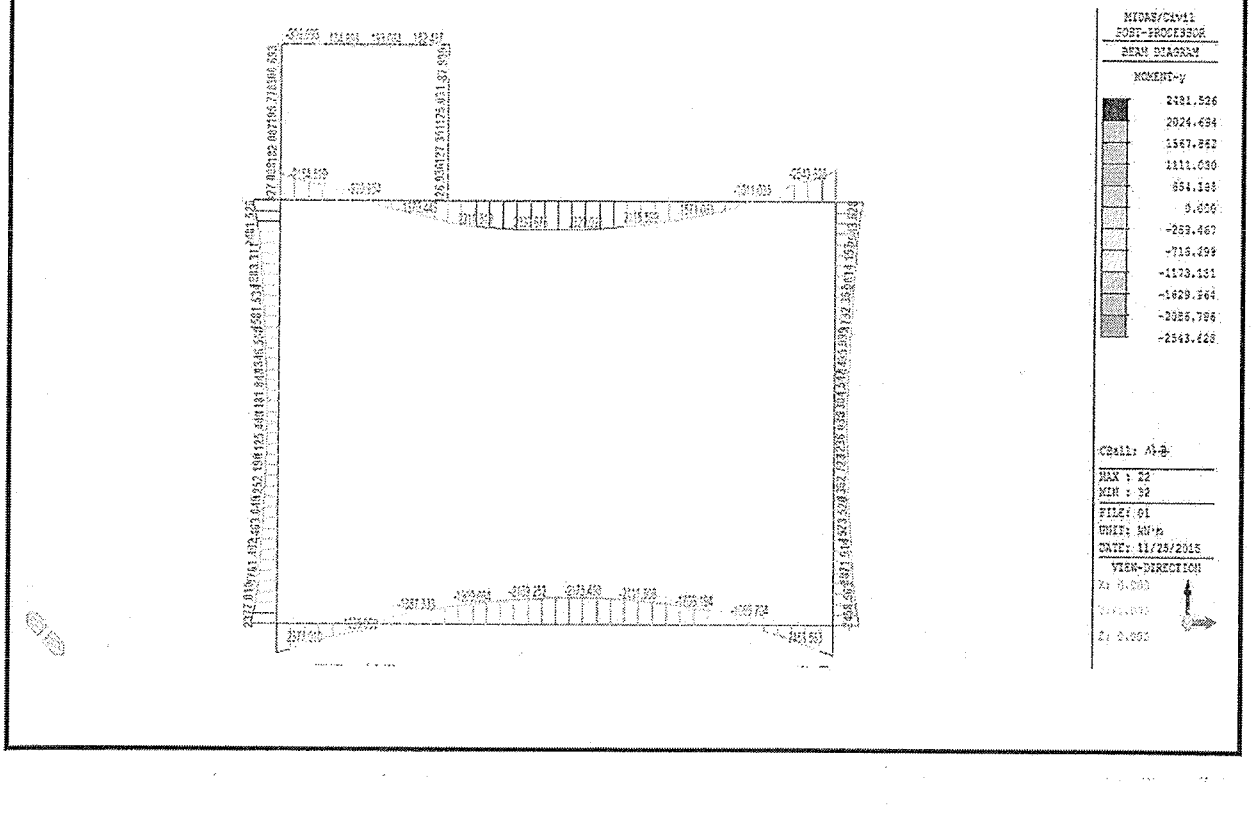
1) 상시

- 모멘트도

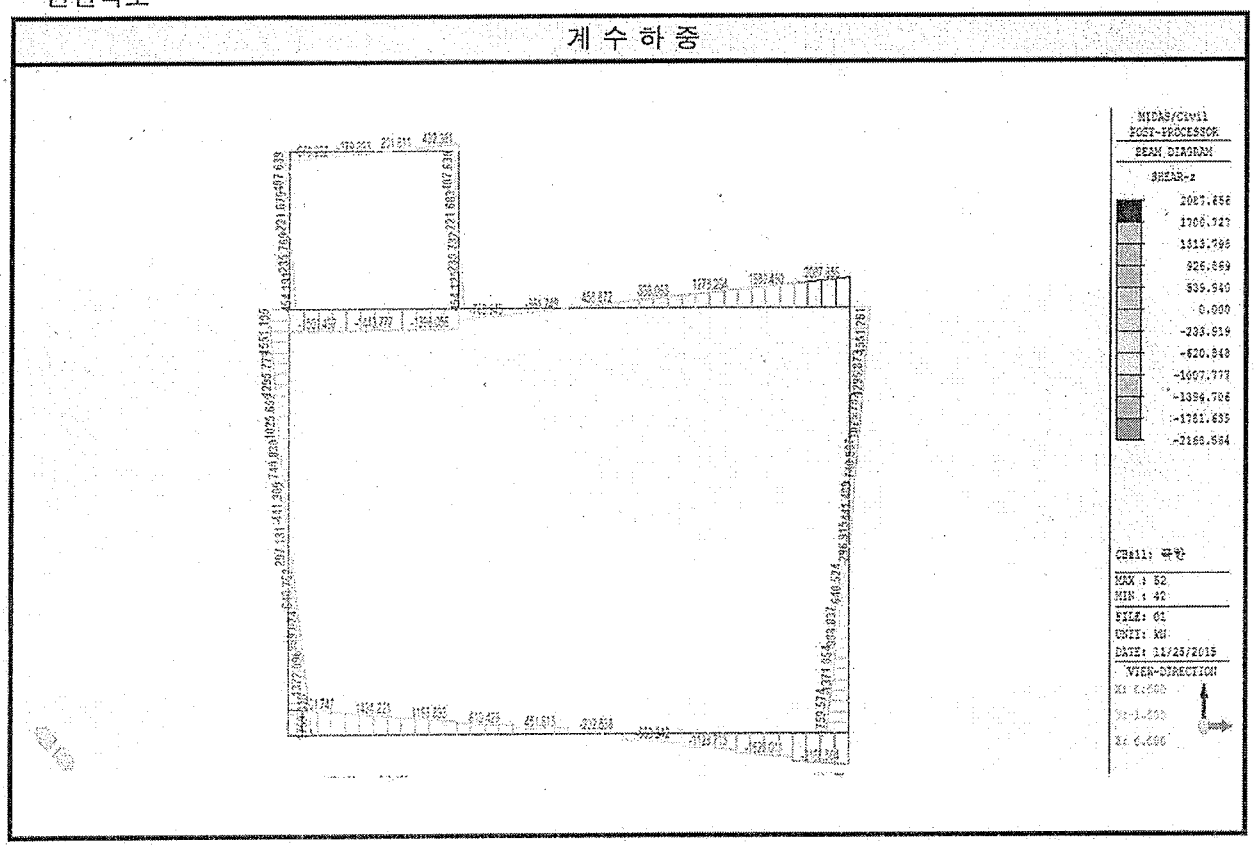
계 수 하 중



사 용 하 중



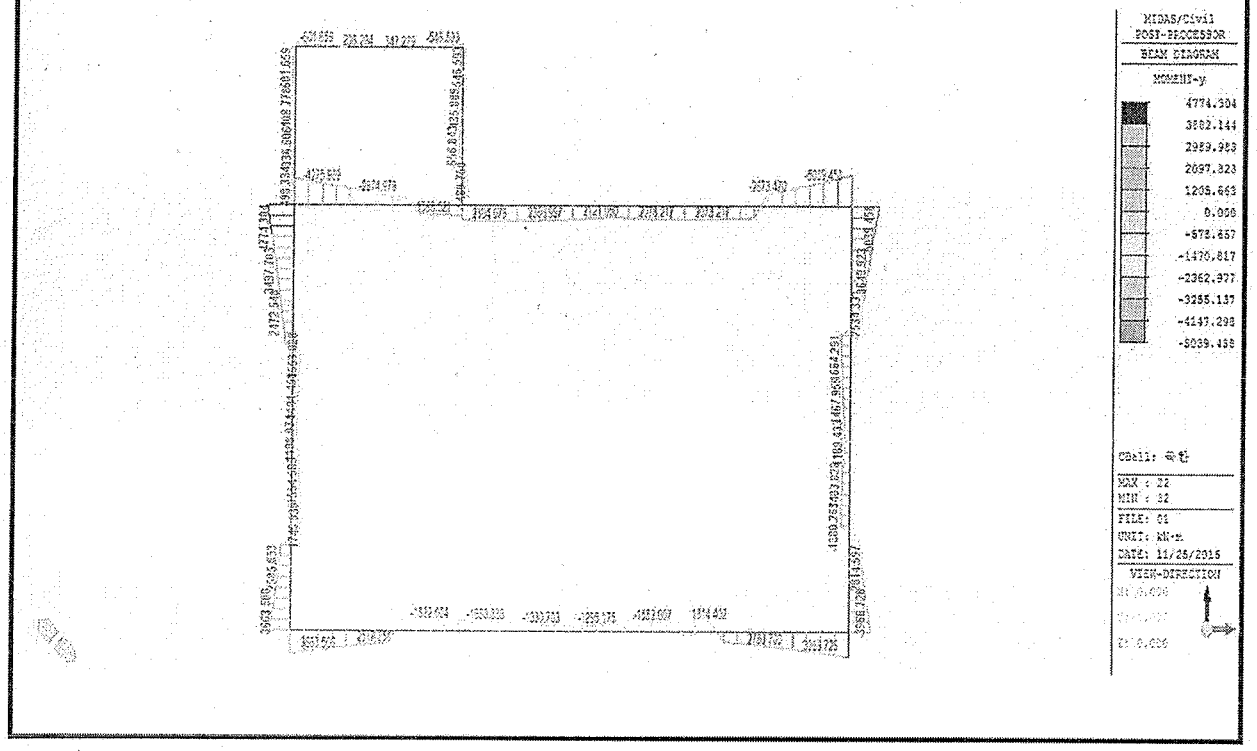
- 전단력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
2087.856
1706.527
1513.795
926.669
539.540
0.000
-233.919
-620.848
-1007.777
-1394.706
-1781.635
-2168.564
CE11: 유한
MAX : 52
MIN : 42
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 11/25/2015
VIEW-DIRECTION

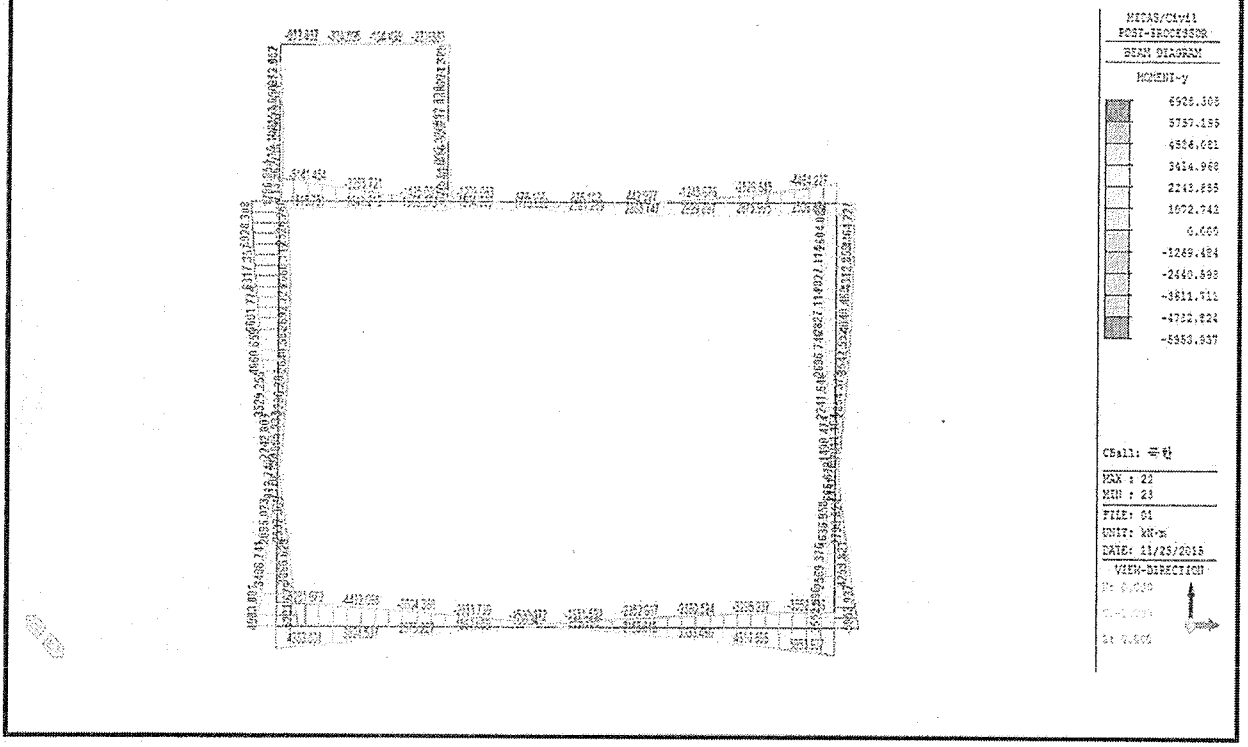
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

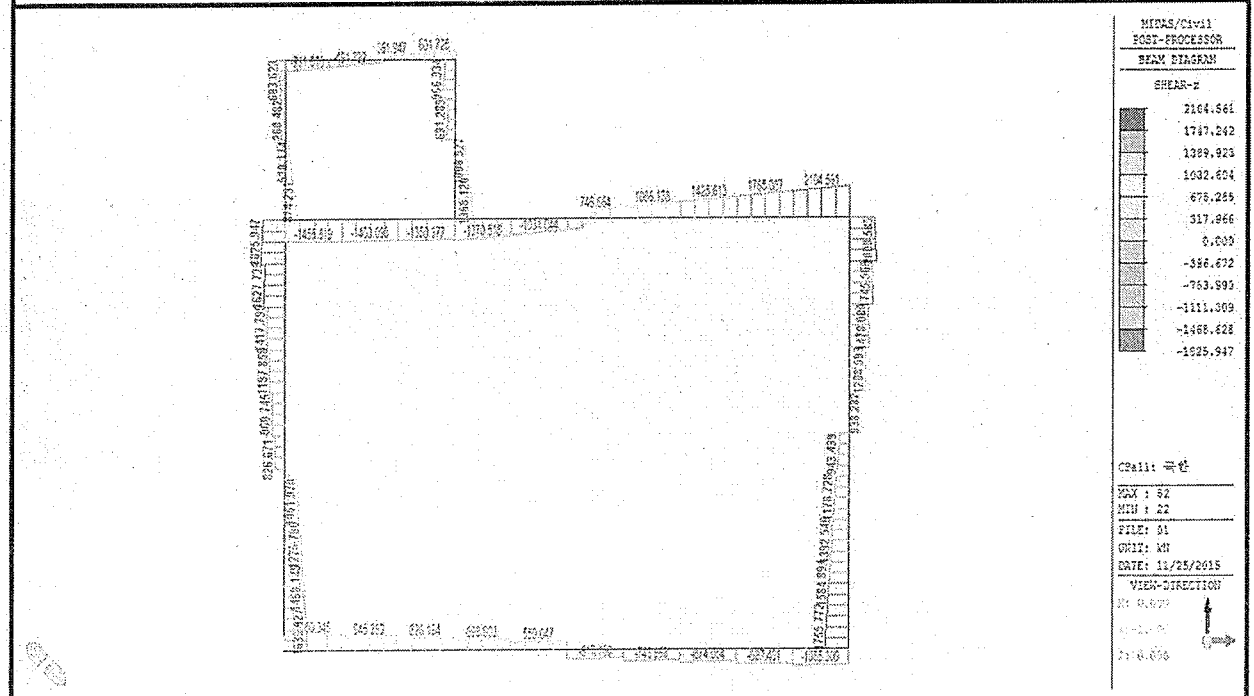


붕괴 방지 수준

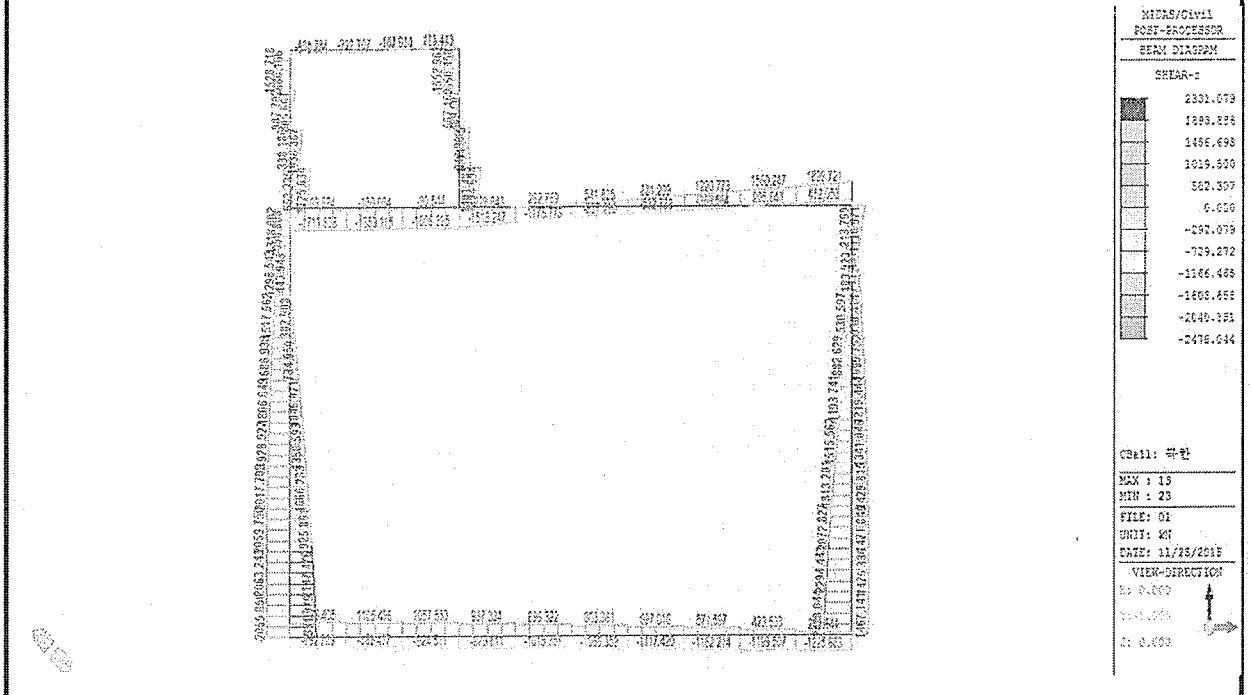


- 전단력도

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 =	100	cm						
· Mu =	601.659	kN.m	· Vu =	731.570	kN	· M =	306.693	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	85.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 21.319 cm^2 [p = 0.00251]

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 =	29.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	27.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	29.750 cm^2	>	11.875 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	28.425 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 = 0.002696]		

◈ 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)/ = 0.0544 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 646.82 kN.m > Mu = 601.66 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 731.57 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 731.57 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 1.633 cm^2 ⇐ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.633 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 357.48 = 942.05 kN > Vu = 731.57 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.29

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002696 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ²] = 0.182

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.182 / 3 = 0.939

fs = M / [As·d·j]

= 306.69 × 1000 / [22.920 × 85.0 × 0.939] = 167.65 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 167.7) − 2.5 x 90.5 = 243 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 167.7) = 376 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	546.593	kN.m	· Vu =	601.725	kN	· M =	152.487	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	90.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 18.798 cm^2 [p = 0.00209]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	25.064 cm^2		

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

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

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

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 1494.34 kN.m > Mu = 546.59 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 601.73 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 601.73 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 0.191 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.191 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 357.48 = 942.05 kN > Vu = 601.73 kN

Rm = Md / Mu = 2.73 Rs = Φv Vn / Vu = 1.57

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00571 + √ [2 × 0.043 + 0.043 ²] = 0.253

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.253 / 3 = 0.916

fs = M / [As·d·j]

= 152.49 × 1000 / [51.392 × 90.0 × 0.916] = 35.99 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 35.99) − 2.5 x 85.5 = 1974 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 35.99) = 1750 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	347.279	kN.m	· Vu =	491.792	kN	· M =	193.064	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	87.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 11.925 cm^2 [p = 0.00137]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (1,548 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 2.70 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	30.450 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	28.275 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	30.450 cm^2	>	11.875 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	15.900 cm^2		

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

∴ USE As =	H	22	@	250	=	15.484 cm^2	[	4.0	EA/m]
				TOTAL	=	15.484 cm^2	[	p = 0.00178	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 2.699 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 3.175 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0839 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 450.91 kN.m > Mu = 347.28 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 491.79 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 491.79 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

= 597.56 + 0.00 = 597.56 kN > Vu = 491.79 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00178 + √ [2 × 0.013 + 0.013 ²] = 0.15

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.15 / 3 = 0.95

fs = M / [As·d·j]

= 193.06 × 1000 / [15.484 × 87.0 × 0.95] = 150.86 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 150.9) − 2.5 x 69 = 350 mm > 250 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 150.9) = 418 mm > 250 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 =	160	cm			
· Mu =	3663.508	kN.m	· Vu =	1801.747	kN	· M =	2377.010	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	145.0 cm	· 전단력 d =	150.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 80.456 cm^2 [p = 0.00555]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	50.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	47.125 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	19.375 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	50.750 cm^2	> 19.375	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	107.275 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.008764]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 5786.20 kN.m > Mu = 3663.51 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 974.28 kN < Vu = 1801.75 kN

· 1/2·Φv Vc = 487.14 kN < Vu = 1801.75 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 2.758 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.758 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 974.28 + 1719.00 = 2693.28 kN > Vu = 1801.75 kN

Rm = Md / Mu = 1.58 Rs = Φv Vn / Vu = 1.49

15.4.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.008764 + √ [2 × 0.066 + 0.066 ²] = 0.302

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.302 / 3 = 0.899

fs = M / [As·d·j]

= 2377.01 × 1000 / [127.072 × 145.0 × 0.899] = 143.5 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 143.5) - 2.5 x 84 = 339 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 143.5) = 439 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 =	160	cm			
· Mu =	3966.726	kN.m	· Vu =	2168.564	kN	· M =	2458.563	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	145.0 cm	· 전단력 d =	150.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 87.115 cm^2 [p = 0.00601]

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

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 50.750 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.125 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.375 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 50.750 cm^2 > 19.375 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 116.153 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32	@	125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	127.072	cm^2	[p = 0.008764	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0143 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 5786.20 kN.m > Mu = 3966.73 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 974.28 kN < Vu = 2168.56 kN

· 1/2·Φv Vc = 487.14 kN < Vu = 2168.56 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.981 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.981 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 974.28 + 1719.00 = 2693.28 kN > Vu = 2168.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.46 Rs = Φv Vn / Vu = 1.24

15.5.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008764 + √ [2 × 0.066 + 0.066 ²] = 0.302

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.302 / 3 = 0.899

fs = M / [As·d·j]

= 2458.56 × 1000 / [127.072 × 145.0 × 0.899] = 148.42 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 148.4) − 2.5 x 84 = 321 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 148.4) = 424 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 =	160	cm			
· Mu =	2903.139	kN.m	· Vu =	1015.357	kN	· M =	2175.498	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	147.0 cm	· 전단력 d =	147.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 61.434 cm^2 [p = 0.00418]

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 = 51.450 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 47.775 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 19.375 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 51.450 cm^2 > 19.375 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 81.912 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 = 0.006254	]

◈ 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)/ = 0.0212 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 4344.17 kN.m > Mu = 2903.14 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 954.79 kN < Vu = 1015.36 kN

· 1/2·Φv Vc = 477.40 kN < Vu = 1015.36 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 0.412 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.412 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 954.79 + 842.31 = 1797.10 kN > Vu = 1015.36 kN

Rm = Md / Mu = 1.50 Rs = Φv Vn / Vu = 1.77

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006254 + √ [2 × 0.047 + 0.047 ²] = 0.263

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.263 / 3 = 0.912

fs = M / [As·d·j]

= 2175.50 × 1000 / [91.928 × 147.0 × 0.912] = 176.52 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 176.5) − 2.5 x 65.5 = 282 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 176.5) = 357 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	601.659	kN.m	· Vu =	1528.718	kN	· M =	306.693	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	85.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 21.319 cm^2 [p = 0.00251]

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 =	29.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	27.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	29.750 cm^2	>	11.875 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	28.425 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 =	0.002696]

◈ 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)/ = 0.0544 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 646.82 kN.m > Mu = 601.66 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1528.72 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1528.72 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] = 5.245 cm^2 ≒ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 5.245 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 1429.92 = 2014.49 kN > Vu = 1528.72 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.32

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 12.0 = 16666.7 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002696 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ²] = 0.182

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.182 / 3 = 0.939

fs = M / [As·d·j]

= 306.69 × 1000 / [22.920 × 85.0 × 0.939] = 167.65 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 167.7) − 2.5 x 90.5 = 243 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 167.7) = 376 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	308.131	kN.m	· Vu =	1037.367	kN	· M =	1.000	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	92.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 10.001 cm^2 [p = 0.00109]

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 =	32.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	13.335 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 =	0.001727]

◈ 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 (di-c)/ = 0.0817 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 489.50 kN.m > Mu = 308.13 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1037.37 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1037.37 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 4.781 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 4.781 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 730.85 = 1328.41 kN > Vu = 1037.37 kN

Rm = Md / Mu = 1.59 Rs = Φv Vn / Vu = 1.28

15.8.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.001727 + √ [2 × 0.013 + 0.013 ²] = 0.148

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.148 / 3 = 0.951

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [15.888 × 92.0 × 0.951] = 0.72 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.72) - 2.5 x 72 = 109195 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.72) = 87500 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	595.618	kN.m	· Vu =	1725.634	kN	· M =	327.008	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	85.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 21.105 cm^2 [p = 0.00248]

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 = 29.750 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 27.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 11.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 29.750 cm^2 > 11.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 28.140 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 =	0.002696]

◈ 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)/ = 0.0544 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 646.82 kN.m > Mu = 595.62 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1725.63 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1725.63 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 6.339 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 6.339 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 584.57 + 1429.92 = 2014.49 kN > Vu = 1725.63 kN

Rm = Md / Mu = 1.09 Rs = Φv Vn / Vu = 1.17

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002696 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ²] = 0.182

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.182 / 3 = 0.939

fs = M / [As·d·j]

= 327.01 × 1000 / [22.920 × 85.0 × 0.939] = 178.76 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 178.8) − 2.5 x 90.5 = 214 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 178.8) = 352 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	180	cm			
· Mu =	4774.304	kN.m	· Vu =	1825.947	kN	· M =	2481.526	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	165.0 cm	· 전단력 d =	170.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 90.603 cm^2 [p = 0.00549]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (11.493 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 20.03 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 57.750 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 53.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 21.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 57.750 cm^2 > 21.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 120.804 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29 @	125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	114.928 cm^2	[p = 0.006965]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 20.031 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 23.566 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0186 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 6056.10 kN.m > Mu = 4774.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1104.18 kN < Vu = 1825.95 kN

· 1/2·Φv Vc = 552.09 kN < Vu = 1825.95 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 2.123 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.123 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1104.18 + 1948.20 = 3052.38 kN > Vu = 1825.95 kN

Rm = Md / Mu = 1.27 Rs = Φv Vn / Vu = 1.67

15.7.2 철근의 응력 산정

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

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006965 + √ [2 × 0.052 + 0.052 ²] = 0.275

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.275 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 2481.53 × 1000 / [114.928 × 165.0 × 0.908] = 144.12 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 144.1) − 2.5 x 84 = 336 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 144.1) = 437 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	180	cm			
· Mu =	1760.560	kN.m	· Vu =	1928.927	kN	· M =	1.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	172.0 cm	· 전단력 d =	172.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 30.737 cm^2 [p = 0.00179]

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 = 60.200 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 55.900 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 22.500 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 60.200 cm^2 > 22.500 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 40.983 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 = 0.002357]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (ε_t) 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)/ = 0.0591 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 2321.86 kN.m > Mu = 1760.56 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1117.17 kN < Vu = 1928.93 kN

· 1/2·Φv Vc = 558.59 kN < Vu = 1928.93 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av
0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 ⇨ [최소전단철근]
Vs s / [Φv fy d] = 4.720 cm^2 ⇨ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.720 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1117.17 + 985.56 = 2102.73 kN > Vu = 1928.93 kN

Rm = Md / Mu = 1.32 Rs = Φv Vn / Vu = 1.09

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002357 + √ [2 × 0.018 + 0.018 ²] = 0.171

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.171 / 3 = 0.943

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [40.536 × 172.0 × 0.943] = 0.15 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.15) − 2.5 x 67.5 = 524831 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.15) = 420000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	180	cm			
· Mu =	3663.508	kN.m	· Vu =	2331.079	kN	· M =	2377.010	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	165.0 cm	· 전단력 d =	170.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 70.002 cm^2 [p = 0.00424]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	57.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	53.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	21.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	57.750 cm^2	> 21.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	93.336 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
		TOTAL		= 127.072	cm^2	[p = 0.007701	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0166 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 6650.29 kN.m > Mu = 3663.51 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1104.18 kN < Vu = 2331.08 kN

· 1/2·Φv Vc = 552.09 kN < Vu = 2331.08 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 3.609 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.609 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 1104.18 + 1948.20 = 3052.38 kN > Vu = 2331.08 kN

Rm = Md / Mu = 1.82 Rs = Φv Vn / Vu = 1.31

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007701 + √ [2 × 0.058 + 0.058 ²] = 0.287

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.287 / 3 = 0.904

fs = M / [As·d·j]

= 2377.01 × 1000 / [127.072 × 165.0 × 0.904] = 125.41 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 125.4) − 2.5 x 84 = 418 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 125.4) = 502 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	546.593	kN.m	· Vu =	1552.962	kN	· M =	87.999	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	85.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 19.966 cm^2 [p = 0.00235]

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 =	29.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	26.621 cm^2			

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

∴ USE As = H 29 @ 125	= 51.392 cm^2	[8.0 EA/m]		
TOTAL	= 51.392 cm^2	[p = 0.006046]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (ε_t) 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)/ = 0.0226 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 1406.98 kN.m > Mu = 546.59 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1552.96 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1552.96 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] = 5.380 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 5.380 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 584.57 + 1031.40 = 1615.97 kN > Vu = 1552.96 kN

Rm = Md / Mu = 2.57 Rs = Φv Vn / Vu = 1.04

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006046 + √ [2 × 0.045 + 0.045 ²] = 0.259

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.259 / 3 = 0.914

fs = M / [As·d·j]

= 88.00 × 1000 / [51.392 × 85.0 × 0.914] = 22.04 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 22.04) − 2.5 x 85.5 = 3359 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 22.04) = 2858 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	711.682	kN.m	· Vu =	1044.965	kN	· M =	125.031	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	92.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 23.440 cm^2 [p = 0.00255]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3.097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	32.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	29.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	32.200 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	31.253 cm^2		

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

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

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

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 940.27 kN.m > Mu = 711.68 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1044.97 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1044.97 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 4.863 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.863 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 527.16 = 1124.72 kN > Vu = 1044.97 kN

Rm = Md / Mu = 1.32 Rs = Φv Vn / Vu = 1.08

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003366 + √ [2 × 0.025 + 0.025 ²] = 0.201

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.201 / 3 = 0.933

fs = M / [As·d·j]

= 125.03 × 1000 / [30.968 × 92.0 × 0.933] = 47.04 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 47.04) − 2.5 x 69 = 1502 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 47.04) = 1339 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1489.750	kN.m	· Vu =	1894.694	kN	· M =	126.936	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	92.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 50.064 cm^2 [p = 0.00544]

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

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 32.200 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 29.900 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 12.500 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 32.200 cm^2 > 12.500 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 66.752 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29 @	125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	51.392 cm^2	[p =	0.005586]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 8.957 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 10.538 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 1529.29 kN.m > Mu = 1489.75 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 1894.69 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 1894.69 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 7.050 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 7.050 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 2108.64 = 2706.20 kN > Vu = 1894.69 kN

Rm = Md / Mu = 1.03 Rs = Φv Vn / Vu = 1.43

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005586 + √ [2 × 0.042 + 0.042 ²] = 0.25

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.25 / 3 = 0.917

fs = M / [As·d·j]

= 126.94 × 1000 / [51.392 × 92.0 × 0.917] = 29.28 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 29.28) − 2.5 x 65.5 = 2526 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 29.28) = 2152 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	180	cm			
· Mu =	5039.458	kN.m	· Vu =	2008.585	kN	· M =	2543.628	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	165.0 cm	· 전단력 d =	170.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 95.635 cm^2 [p = 0.00580]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (11,493 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 20.03 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 57.750 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 53.625 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 21.875 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 57.750 cm^2 > 21.875 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 127.513 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32	@	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	114.928 cm^2	[p = 0.006965]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 20.031 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 23.566 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0186 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 6056.10 kN.m > Mu = 5039.46 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1104.18 kN < Vu = 2008.59 kN

· 1/2·Φv Vc = 552.09 kN < Vu = 2008.59 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 2.660 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.660 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 1104.18 + 1350.48 = 2454.66 kN > Vu = 2008.59 kN

Rm = Md / Mu = 1.20 Rs = Φv Vn / Vu = 1.22

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006965 + √ [2 × 0.052 + 0.052 ²] = 0.275

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.275 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 2543.63 × 1000 / [114.928 × 165.0 × 0.908] = 147.73 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 147.7) − 2.5 x 84 = 323 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 147.7) = 426 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	180	cm			
· Mu =	1677.433	kN.m	· Vu =	1515.562	kN	· M =	1.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	172.0 cm	· 전단력 d =	172.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 29.141 cm^2 [p = 0.00169]

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 =	60.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	55.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	22.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	60.200 cm^2	> 22.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	38.855 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 =	0.0018]

◈ 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)/ = 0.0783 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1782.60 kN.m > Mu = 1677.43 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1117.17 kN < Vu = 1515.56 kN

· 1/2·Φv Vc = 558.59 kN < Vu = 1515.56 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 2.316 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.316 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1117.17 + 683.18 = 1800.35 kN > Vu = 1515.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.06 Rs = Φv Vn / Vu = 1.19

15.11.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.0018 + √ [2 × 0.014 + 0.014 ²] = 0.151

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.151 / 3 = 0.95

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [30.968 × 172.0 × 0.95] = 0.2 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.2) - 2.5 x 69 = 393578 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.2) = 315000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	180	cm			
· Mu =	3996.726	kN.m	· Vu =	2478.044	kN	· M =	2458.563	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	167.0 cm	· 전단력 d =	172.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 75.389 cm^2 [p = 0.00451]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	58.450 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	54.275 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	21.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	58.450 cm^2	> 21.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	100.519 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	= 63.536 cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	32 @	125	= 63.536 cm^2	[8.0	EA/m]	
			TOTAL	= 127.072 cm^2	[p = 0.007609]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0168 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 6736.70 kN.m > Mu = 3996.73 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1117.17 kN < Vu = 2478.04 kN

· 1/2·Φv Vc = 558.59 kN < Vu = 2478.04 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.956 cm^2 ⇨ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.956 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1117.17 + 1366.37 = 2483.54 kN > Vu = 2478.04 kN

Rm = Md / Mu = 1.69 Rs = Φv Vn / Vu = 1.00

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007609 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.285

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.285 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 2458.56 × 1000 / [127.072 × 167.0 × 0.905] = 128.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 128) − 2.5 x 64 = 455 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 128) = 492 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	160	cm			
· Mu =	4275.969	kN.m	· Vu =	1711.836	kN	· M =	2154.519	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	145.0 cm	· 전단력 d =	150.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 93.169 cm^2 [p = 0.00643]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (11,493 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 20.03 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	50.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	47.125 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	19.375 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	50.750 cm^2	> 19.375	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	124.225 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 114.928	cm^2	[p = 0.007926]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 20.031 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 23.566 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 = 5274.59 kN.m > Mu = 4275.97 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 974.28 kN < Vu = 1711.84 kN

· 1/2·Φv Vc = 487.14 kN < Vu = 1711.84 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] = 2.459 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.459 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 974.28 + 1191.60 = 2165.88 kN > Vu = 1711.84 kN

Rm = Md / Mu = 1.23 Rs = Φv Vn / Vu = 1.27

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007926 + √ [2 × 0.059 + 0.059 ²] = 0.29

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.29 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 2154.52 × 1000 / [114.928 × 145.0 × 0.903] = 143.18 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 143.2) − 2.5 x 84 = 340 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 143.2) = 440 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	167	cm			
· Mu =	5039.458	kN.m	· Vu =	2104.561	kN	· M =	2453.628	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	151.7 cm	· 전단력 d =	156.7 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 104.612 cm^2 [p = 0.00690]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (11.493 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 20.03 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	53.095 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	49.303 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	20.213 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	53.095 cm^2	>	20.213	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	139.483 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	=	63.536 cm^2	[8.0 EA/m]			
	H 29 @ 125	=	51.392 cm^2	[8.0 EA/m]			
	TOTAL	=	114.928 cm^2	[p = 0.007576]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 20.031 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 23.566 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0169 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 5536.40 kN.m > Mu = 5039.46 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1017.80 kN < Vu = 2104.56 kN

· 1/2·Φv Vc = 508.90 kN < Vu = 2104.56 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.468 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.468 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1017.80 + 1244.82 = 2262.62 kN > Vu = 2104.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.10 Rs = Φv Vn / Vu = 1.08

15.2.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.007576 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.285

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.285 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 2453.63 × 1000 / [114.928 × 151.7 × 0.905] = 155.51 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 155.5) - 2.5 x 84 = 296 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 155.5) = 405 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	3114.630	kN.m	· Vu =	1176.773	kN	· M =	2330.676	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	137.0	cm	· 전단력 d =	142.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 71.019 cm^2 [p = 0.00518]

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 = 47.950 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 44.525 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.950 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 94.692 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 = 0.00671	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (ε_t) 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)/ = 0.0196 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 4031.62 kN.m > Mu = 3114.63 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN < Vu = 1176.77 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 1176.77 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 1.792 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.792 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 922.32 + 564.02 = 1486.34 kN > Vu = 1176.77 kN

Rm = Md / Mu = 1.29 Rs = Φv Vn / Vu = 1.26

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00671 + √ [2 × 0.05 + 0.05 ²] = 0.271

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.271 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 2330.68 × 1000 / [91.928 × 137.0 × 0.91] = 203.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 203.4) − 2.5 x 65.5 = 223 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 203.4) = 310 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.000 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.000 = 2000.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 1.000 x 1.000 = 1500.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.0 ㎟

1986.0 ㎟ ---- O.K !

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

② T = 1,600 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.600 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.600 = 3200.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.600 x 1.000 = 2400.0 ㎟ ∵ 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 : 4800 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,800 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.800 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.800 = 3600.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.800 x 1.000 = 2700.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

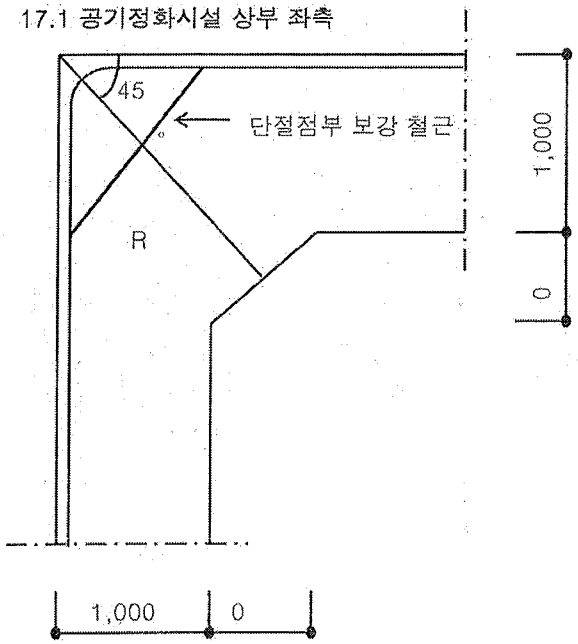
1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 5400 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

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

17. 우각부 검토

17.1 공기정화시설 상부 좌측



$R = \sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2} = 1{,}414 \text{ mm}$

Mo = 306.7 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 306.693 \times 10^6}{1{,}414 \times 1{,}000} = 0.767 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 306.69 \times 10^6}{1{,}414.214 \times 180} = 2{,}410 \text{ mm}^2$$

(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

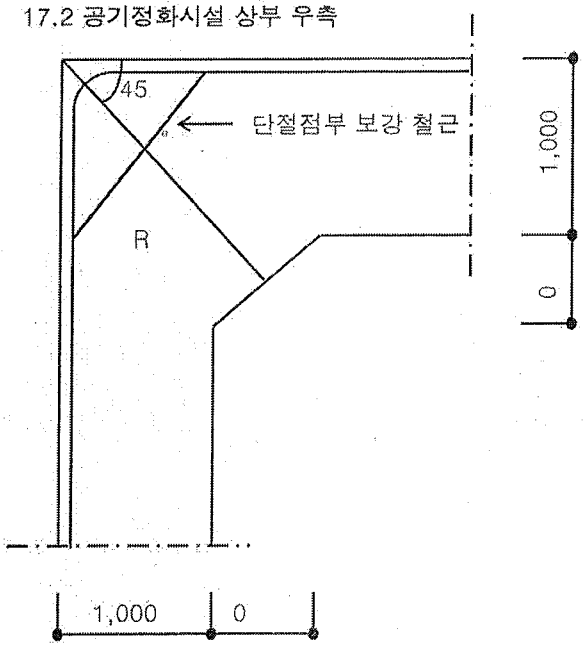
2,735 mm² > 2,410 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1414 = 0.92 m 이내에 배치

17.2 공기정화시설 상부 우측



$R = \sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2} = 1{,}414$ mm

Mo = 152.5 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 152.487 \times 10^6}{1{,}414 \times 1{,}000} = 0.381 \text{ MPa}$$

fmax < fca 이므로 보강철근 필요 없슴

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 152.49 \times 10^6}{1{,}414.214 \times 180} = 1{,}198 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 250 : 2,570 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

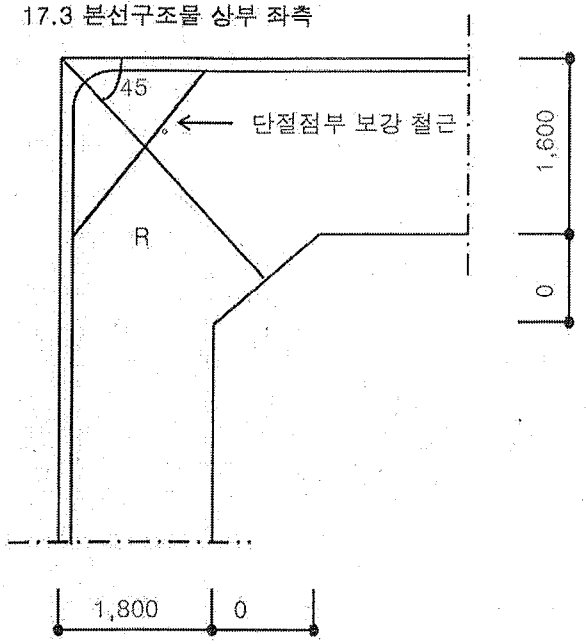
4,158 mm² > 1,198 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1414 = 0.92 m 이내에 배치

17.3 본선구조물 상부 좌측



$R = \sqrt{1800.0^2 + 1600.0^2}$

$= 2{,}408$ mm

Mo = 2154.5 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^3 \cdot W} = \frac{5 \times 2154.519 \times 10^6}{2{,}408 \times 1{,}000} = 1.857 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2154.52 \times 10^6}{2{,}408.319 \times \#\#} = 9{,}940 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

As = 2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

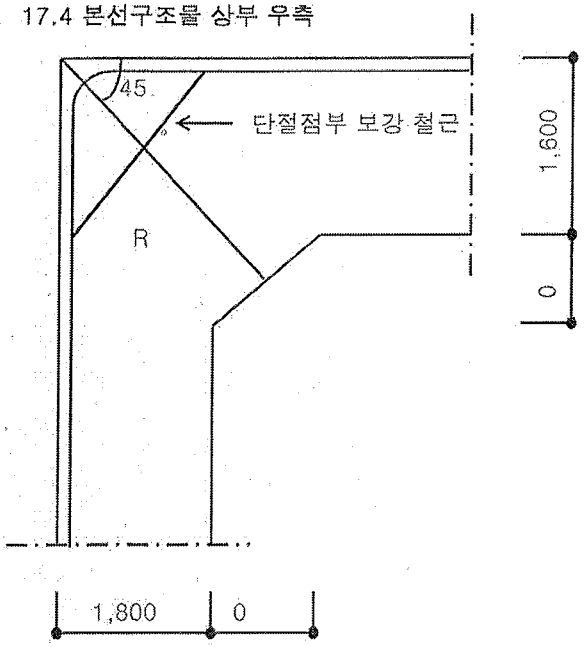
13,082 mm² > 9,940 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2408 = 1.57 m 이내에 배치

17.4 본선구조물 상부 우측



$R = \sqrt{1800.0^2 + 1600.0^2}$

$= 2{,}408$ mm

Mo = 2453.6 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2453.628 \times 10^6}{2{,}408 \times 1{,}000} = 2.115 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2453.63 \times 10^6}{2{,}408.319 \times \#\#} = 11{,}320 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

As = 2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

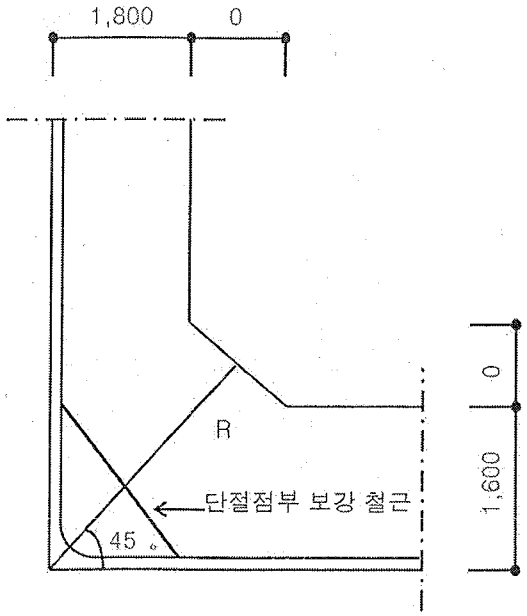
13,082 mm² > 11,320 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2408 = 1.57 m 이내에 배치

17.5 하부 단부(좌측)



$R = \sqrt{1800.0^2 + 1600.0^2}$

$= 2{,}408$ mm

Mo = 2377.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2377.01 \times 10^6}{2{,}408 \times 1{,}000} = 2.049 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2377.01 \times 10^6}{2{,}408.319 \times 180} = 10{,}967 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

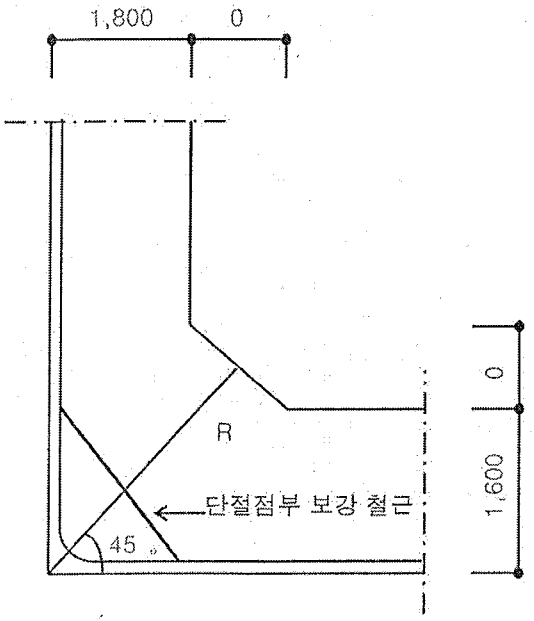
14,296 mm² > 10,967 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2408 = 1.57 m 이내에 배치

17.6 하부 단부(우측)



$$R = \sqrt{1800.0^2 + 1600.0^2} = 2{,}408 \text{ mm}$$

Mo = 2458.6 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2458.563 \times 10^6}{2{,}408 \times 1{,}000} = 2.119 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2458.56 \times 10^6}{2{,}408.319 \times 180} = 11{,}343 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

14,296 mm² > 11,343 mm² -O.K-

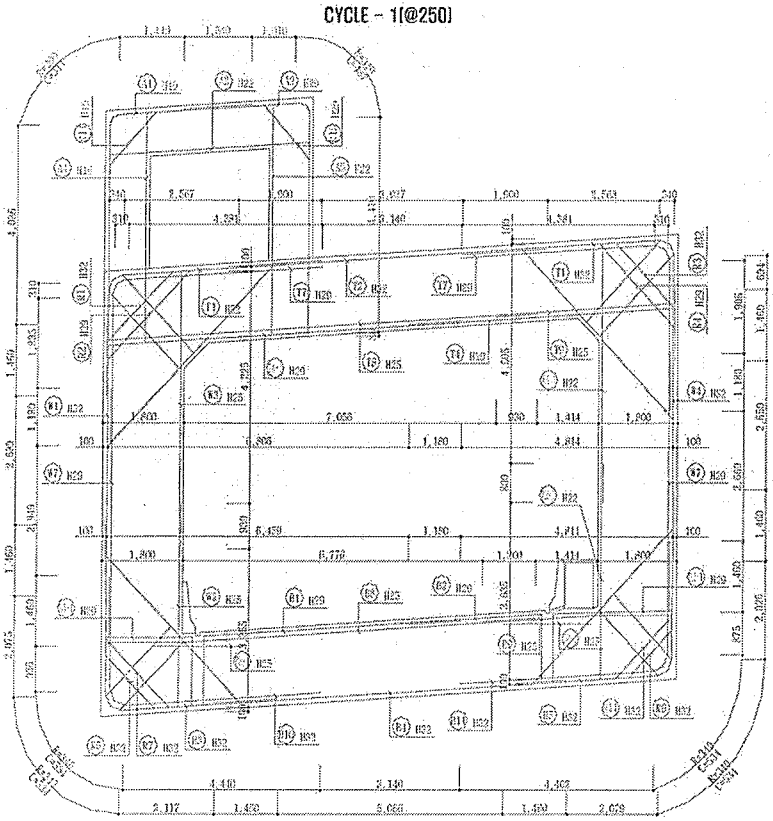
(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

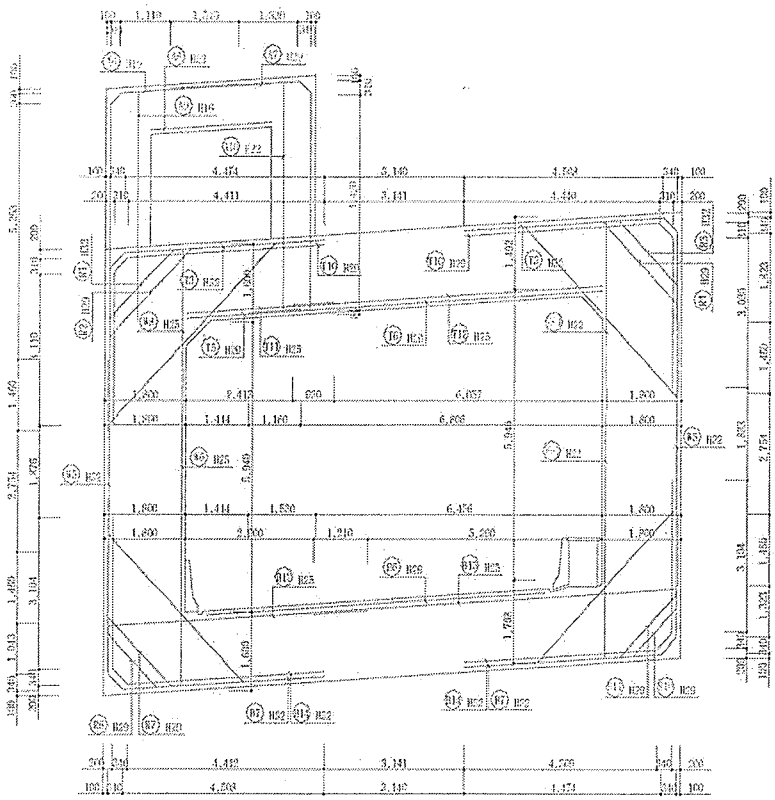
X = 0.65 x 2408 = 1.57 m 이내에 배치

18. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



B2(앞)

▨ 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	609.0	609.0	913.2	913.2	1191.72	942.05	1.96	1.03	H25@125
	우측단부	284.6	663.2	722.6	722.6	2148.24	942.05	3.24	1.30	H25@125,H25@125
	중앙부	395.9	395.9	504.4	504.4	587.35	597.56	1.48	1.18	H25@250
하부슬래브	좌측단부	3133.2	4427.0	1734.2	1734.2	5969.77	2513.73	1.35	1.45	29@125,H29@125H25@12
	우측단부	3282.5	4605.4	2155.7	2155.7	5969.77	2513.73	1.30	1.17	29@125,H29@125H25@12
	중앙부	2837.9	2837.9	446.1	794.9	3581.59	889.84	1.26	1.12	H25@125,H25@125
좌측 벽체 (공기정화시설)	상단부	609.0	609.0	509.0	1253.0	1122.81	1299.53	1.84	1.04	H25@125
	중앙부	1.0	759.8	163.8	366.0	940.27	597.56	1.24	1.63	H22@125
	하단부	505.2	1143.4	492.8	1233.1	1191.72	1299.53	1.04	1.05	H25@125
좌측 벽체 (본체)	상단부	3739.7	5892.3	1506.6	2617.3	6218.25	2872.83	1.06	1.10	H32@125,H32@125
	중앙부	372.1	3049.9	469.8	1190.1	3379.95	1980.48	1.11	1.66	H32@125
	하단부	3133.2	4427.0	1571.8	2093.5	6944.34	2872.83	1.57	1.37	29@125,H29@125H25@12
우측 벽체 (공기정화시설)	상단부	255.7	863.2	509.0	1221.0	2148.24	1299.53	2.49	1.06	H25@125,H25@125
	중앙부	277.4	897.2	163.8	867.1	940.27	962.98	1.05	1.11	H22@125
	하단부	237.5	2005.5	492.8	1780.3	2148.24	2014.49	1.07	1.13	H25@125,H25@125
우측 벽체 (본체)	상단부	3754.4	5739.0	1560.6	2754.5	7420.76	2872.83	1.29	1.04	29@125,H29@125H29@12
	중앙부	397.1	3117.9	462.7	1289.7	3379.95	1980.48	1.08	1.54	H32@125
	하단부	3282.5	4605.4	1616.3	2139.1	7041.80	2908.74	1.53	1.36	29@125,H29@125H25@12
중간슬래브	좌측단부	3234.5	4838.8	1645.7	1645.7	5354.16	2513.73	1.11	1.53	H32@125,H32@125
	우측단부	3754.4	5739.0	2146.5	2146.5	6372.37	2513.73	1.11	1.17	29@125,H29@125H29@12
	중앙부	3528.1	3528.1	592.9	1136.3	3920.51	1486.34	1.11	1.31	H32@125,H29@250

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		

$Ko = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

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

단위체적중량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 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

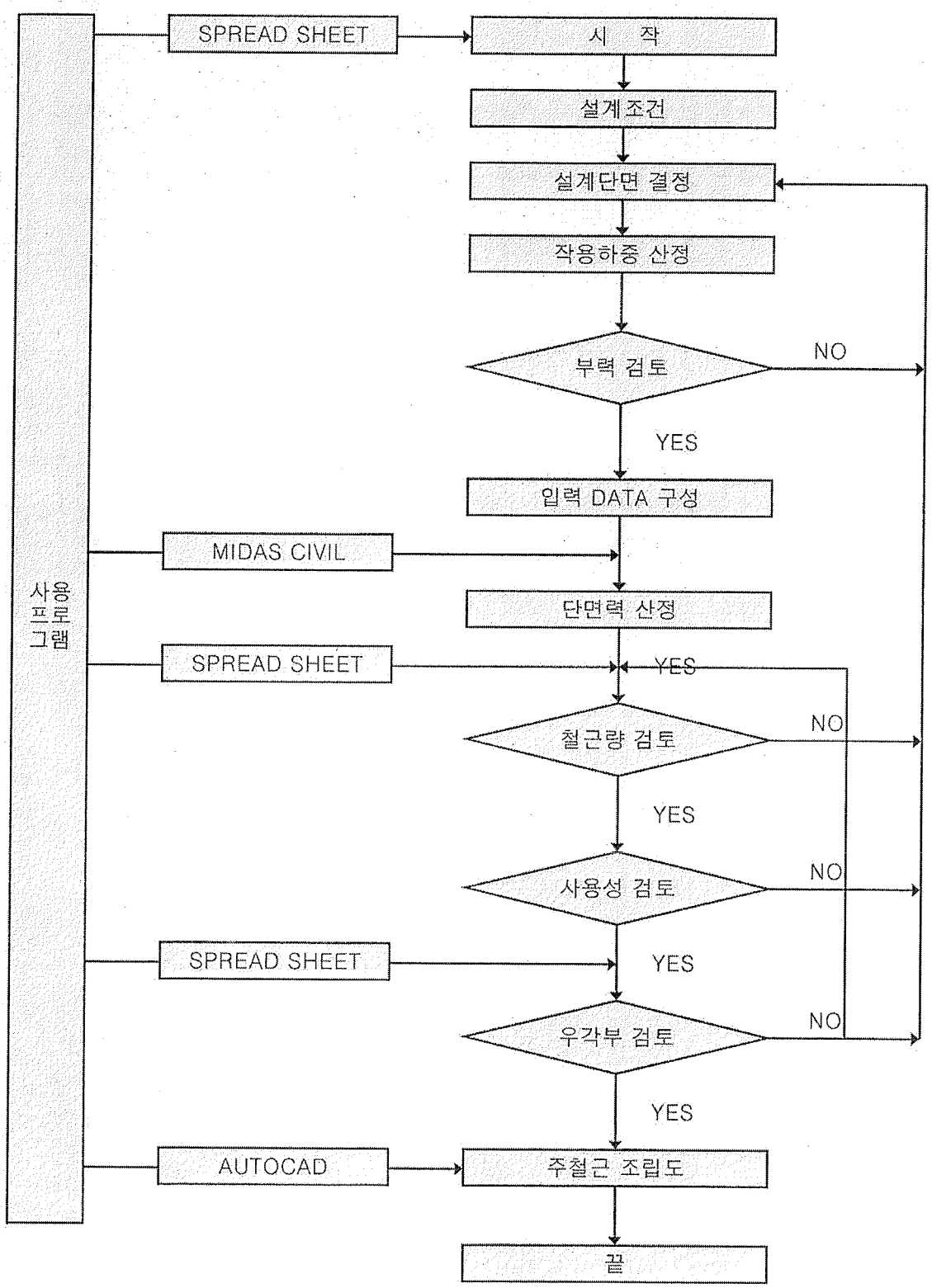
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

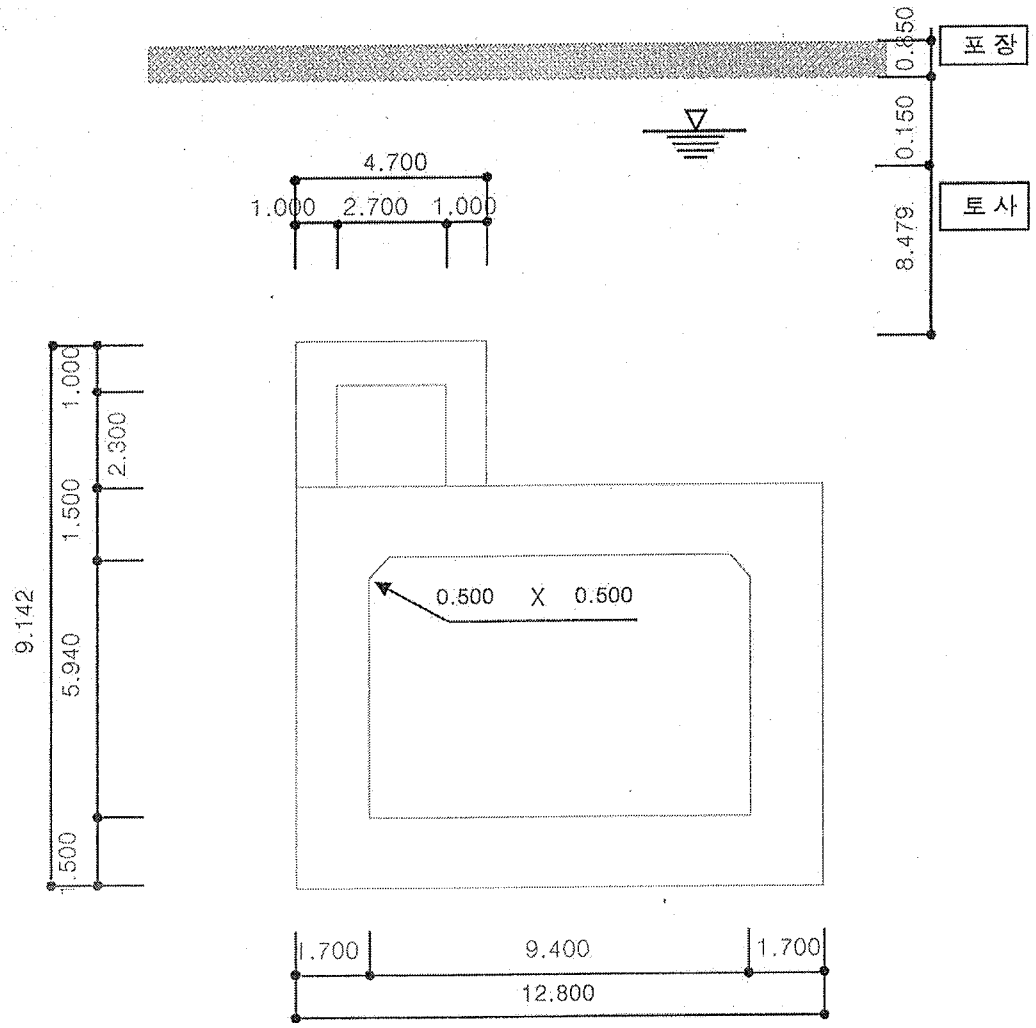
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 – 자 중

①	상부슬라브	:	1.000	x	4.700	x	25.00			=	117.500	kN
②	측벽1	:	2.300	x	1.000	x	25.00	x	2 ea	=	115.000	kN
②	측벽2	:	1.700	x	5.940	x	25.00	x	2 ea	=	504.900	kN
④	중간슬라브	:	1.500	x	12.800	x	25.00			=	480.000	kN
③	하부슬라브	:	1.500	x	12.800	x	25.00			=	480.000	kN
④	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00 x 2 ea	=	6.250	kN
										Σ =	1703.650	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	8.479	x	19.000	=	##### kN/㎡
					Σ Wt1	=	180.651 kN/㎡

- 하부반력산정 : 180.651 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	8.329	x	10.000	=	83.290 kN/㎡
					Σ Wt2	=	105.690 kN/㎡

- 하부반력산정 : 105.690 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 : = 11.00 kN/㎡

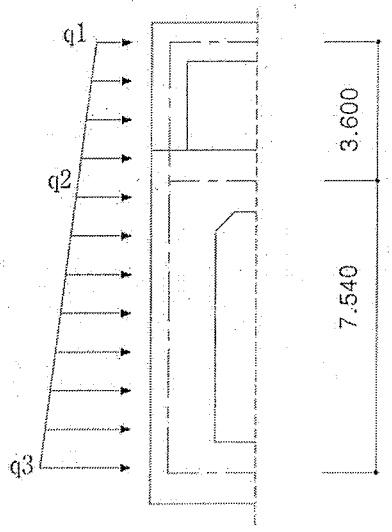
하부반력산정 : = 11.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 11.000 x 0.500 = 5.500 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 − sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 8.479 x 19.00) = 90.326 kN/㎡

q2 = 90.33 + 0.500 x 3.600 x 19.00 = 124.526 kN/㎡

q3 = 124.53 + 0.500 x 7.540 x 19.00 = 196.156 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

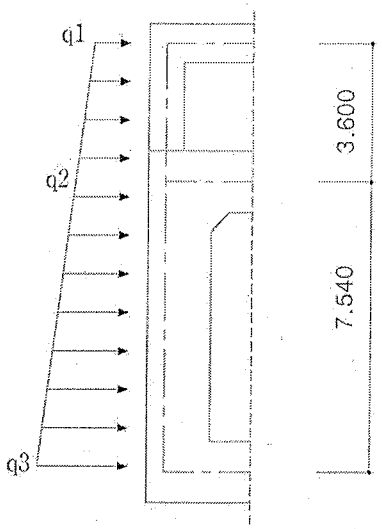
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 52.845 kN/㎡

+ 8.329 x 10.00)

q2 = 52.85 + 0.500 x 3.600 x 10.00 = 70.845 kN/㎡

q3 = 70.85 + 0.500 x 7.540 x 10.00 = 108.545 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 8.329 x 10.000 = 83.290 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 8.329 x 10.000 = 83.290 kN/㎡

qw2 = 83.290 + 3.600 x 10.000 = 119.290 kN/㎡

qw3 = 119.290 + 7.540 x 10.000 = 194.690 kN/㎡

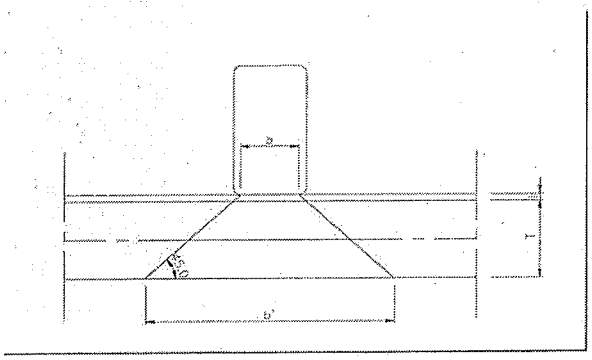
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 194.69 + 0.750 x 10.000 = 202.190 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

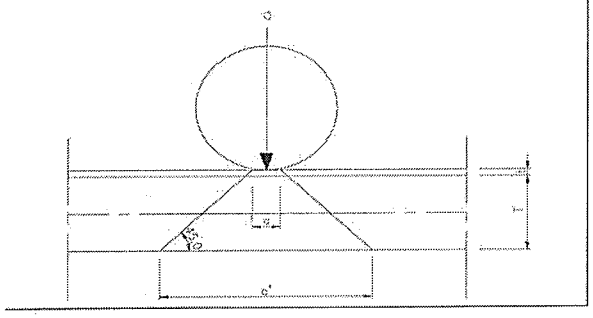
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.500 m

b' = 0.500 + 2 x (1.500 + 0.040) x cot 45° = 3.580 m



a' = 0.200 + 2 x (1.500 + 0.040) x cot 45° = 3.280 m

Qz = 96.00 / (3.580 x 3.280)

= 8.176 kN/m²

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브 :			=	117.500	kN
②	측벽 :			=	619.900	kN
③	하부슬라브 :			=	480.000	kN
④	헌치			=	6.250	kN
④	중간슬라브 :			=	480.000	KN
⑤	벽 체 :			=	0.000	KN
-	연직하중 :	180.651 x	12.800	=	180.651	kN
-	상부활하중 :	11.000 x	12.800	=	140.800	kN
-	내부활하중 :	5.000 x	9.400	=	47.000	kN
				Σ =	2072.101	kN

Qmax1 = 2072.101 / 12.800 + 8.176 = 170.058 kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브 :			=	117.500	kN
②	측벽 :			=	619.900	kN
③	하부슬라브 :			=	480.000	kN
④	헌치			=	6.250	kN
④	중간슬라브 :			=	480.000	kN
⑤	벽 체 :			=	0.000	KN
-	연직하중 :	105.690 x	12.800	=	1352.832	KN
-	상부활하중 :			=	140.800	kN
-	내부활하중 :			=	47.000	kN
				Σ =	3244.282	kN

Qmax1 = 3244.282 / 12.800 + 8.176 = 261.635 kN/m²

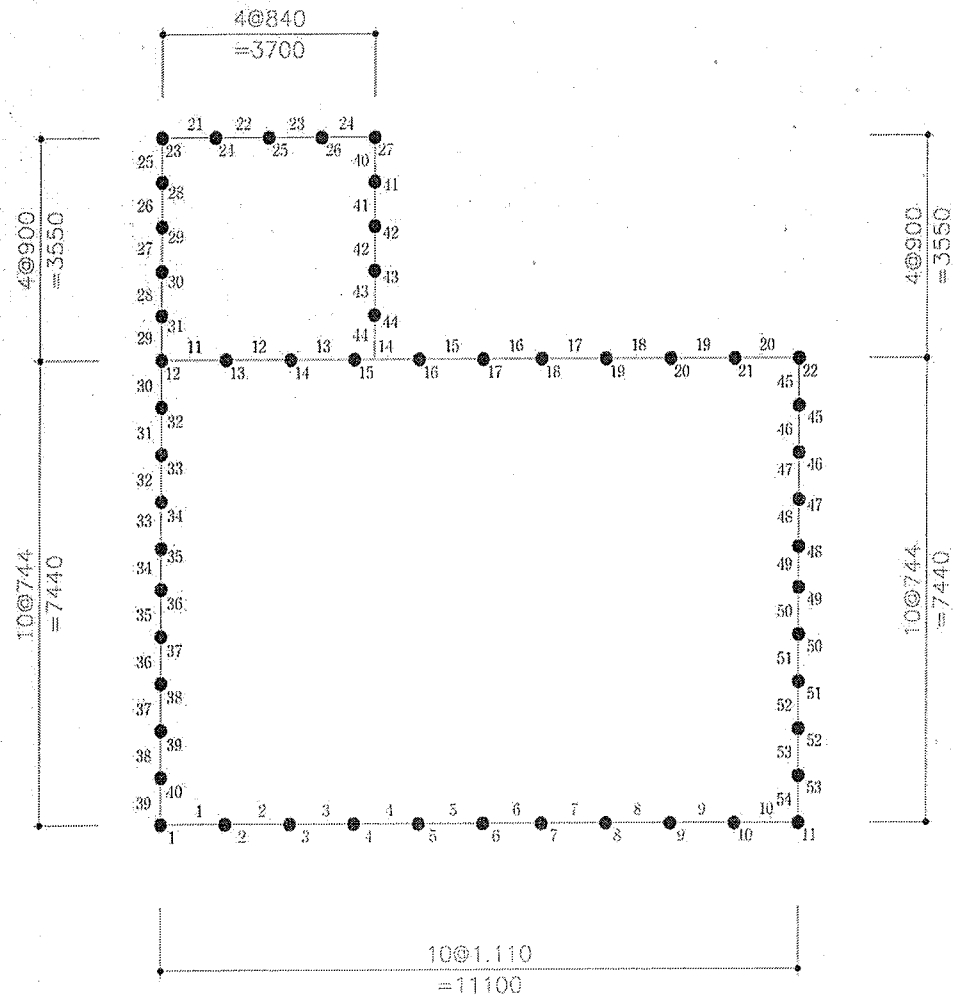
∵ Qmax = 261.635 kN/m²

(4) 지지력 판정

Qmax = 261.635 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² ---- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	21 ~ 24
측 벽	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	25 ~ 29
	1.0	1.700	1.700	0.4094167	26700	30 ~ 39
	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	40 ~ 44
	1.0	1.700	1.700	0.4094167	26700	45 ~ 54
하부슬래브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	11 ~ 20

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

E_o = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

K_{vo} = 1/0.3 x α x E_o = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

$B_h = \sqrt{12.800 \times 19.700}$ = 15.880 m

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

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 12.8 / 19.7) / 1.5 = 1.100 > 1

∴ β = 1.000

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

K_v = β × K_{vo} x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (15.880 / 0)$^{-3/4}$ = 8493 kN/m³

Kz(1) =	8493	x	1.0	x (	1.700	/	2	+	1.500	/	2	) =	13589 kN/m³
Kz(10) =	8493	x	1.0	x (	1.700	/	2	+	1.500	/	2	) =	13589 kN/m³
Kz(2~9) =	8493	x	1.0	x (	1.500	/	2	+	1.500	/	2	) =	12739 kN/m³

6. 하중조합

---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

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

∴ α_H = 1.000

(상 시)

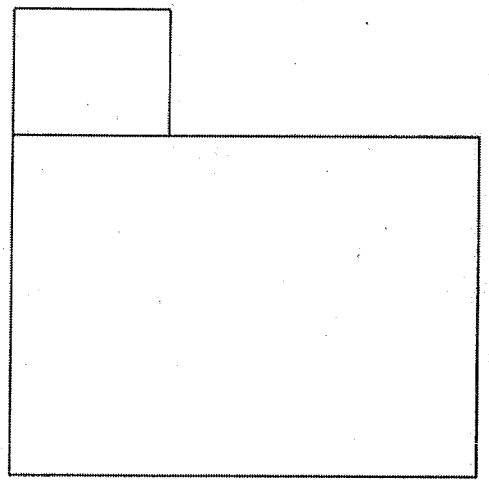
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9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

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

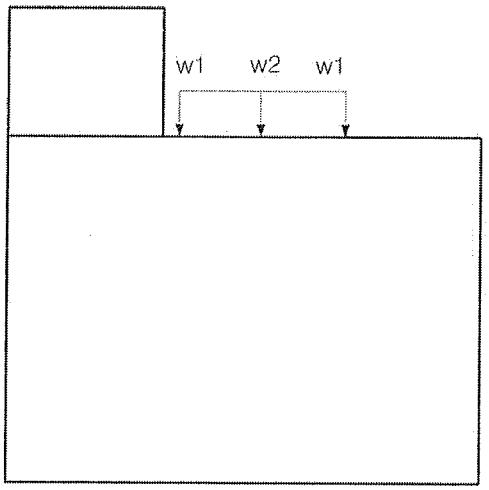
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1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

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려

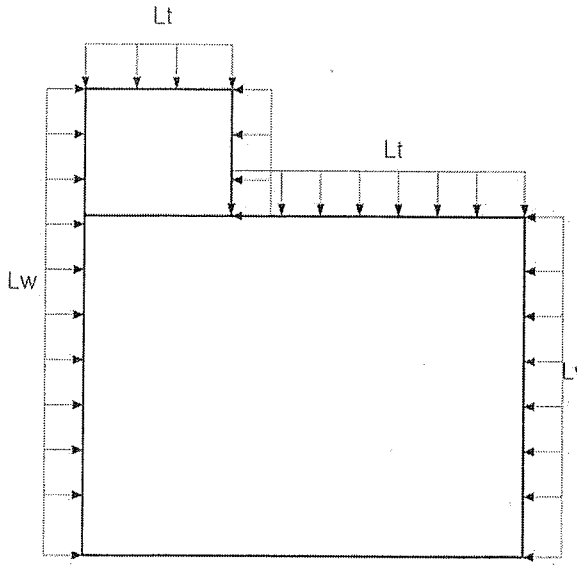


2) CASE 1 - 2차고정하중(zet pan)



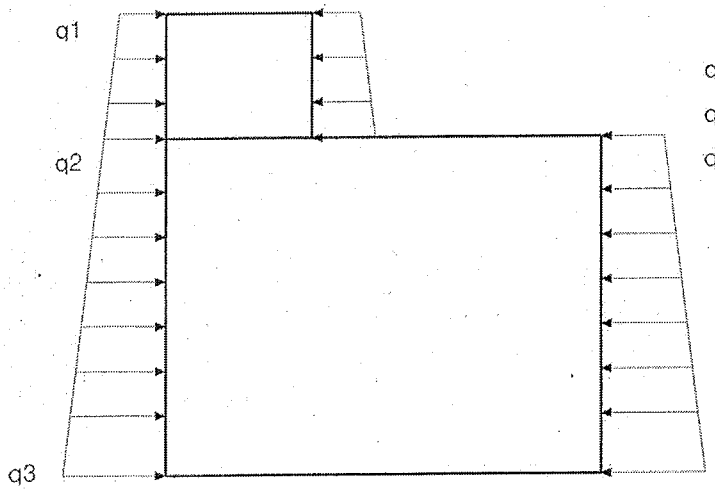
w1 = 52.50 kN/㎡
w2 = 105.00 kN/㎡

3) CASE 2 - 노면활하중



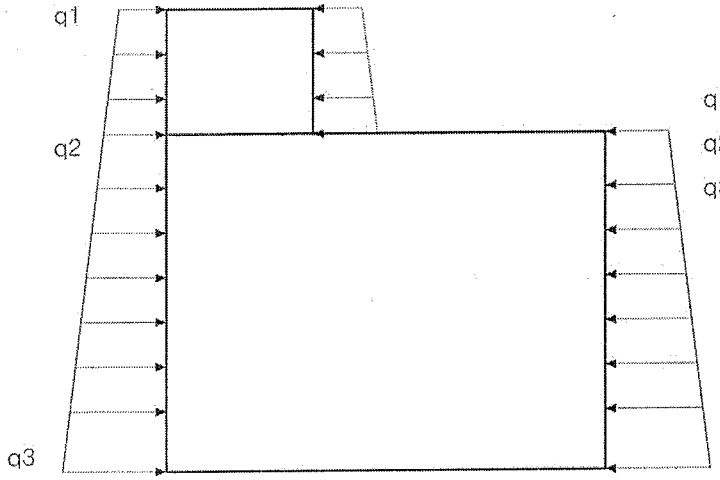
Lt = 11.00 kN/㎡
Lw = 5.50 kN/㎡

4) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)



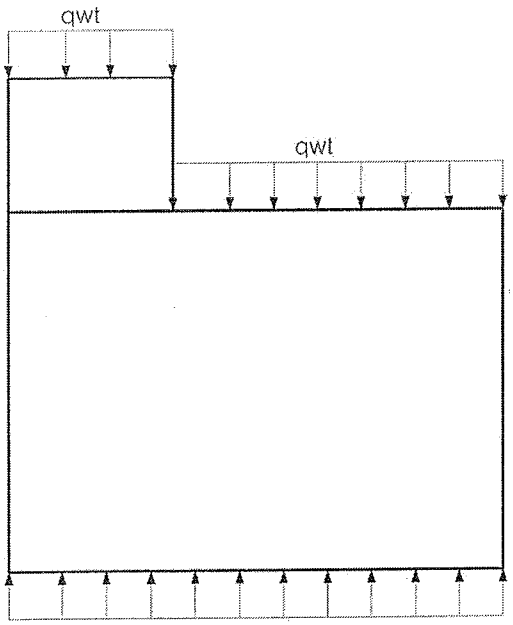
q1 = 90.33 kN/㎡
q2 = 124.53 kN/㎡
q3 = 196.16 kN/㎡

5) CASE 4 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



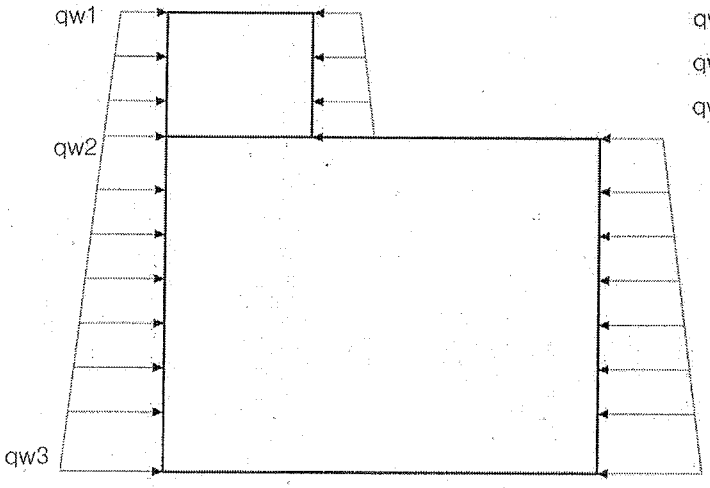
q1 = 52.85 kN/㎡
q2 = 70.85 kN/㎡
q3 = 108.55 kN/㎡

6) CASE 5 - 연 직 수 압



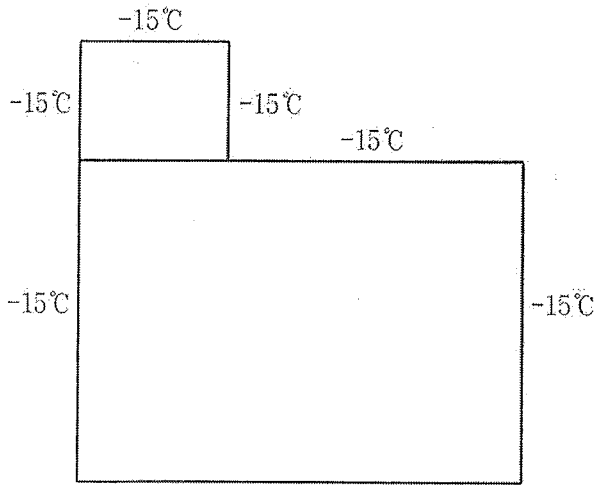
qwt = 83.29 kN/㎡
qwb = 202.19 kN/㎡

7) CASE 6 - 횡 수 압



qw1 = 83.29 kN/㎡
qw2 = 119.29 kN/㎡
qw3 = 194.69 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 : 9.979 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 13.529 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 20.969 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 12.800 m 구조물 길이 : 19.700 m

구조물 높이 : 9.142 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.000 m (측 벽 -1) 1.000 m (중간슬래브) 1.500 m

(측 벽 -2) 1.700 m (하부슬래브) 1.500 m

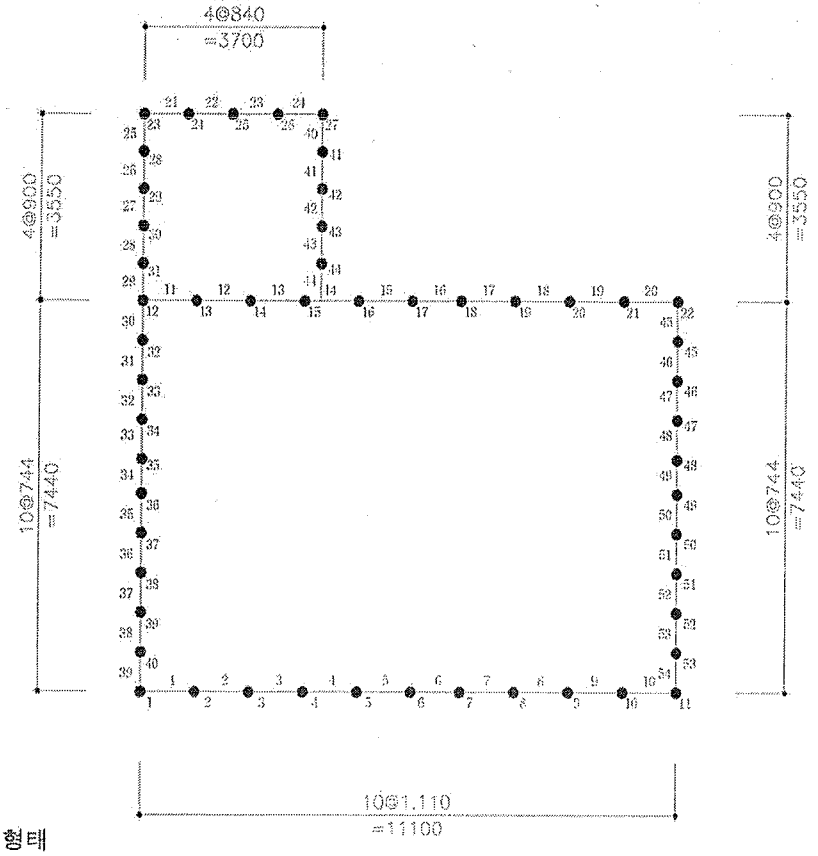
⑧ 상재토 제원

포장두께	0.850 m	
입도조정	0.000 m	
보조기층	0.000 m	
동방층	0.000 m	
토사층	8.479 m	
전체토피	9.329 m	내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

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



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.00	1.000	0.0833333	26700	21 ~ 24
측 벽	1.0	1.00	1.000	0.0833333	26700	25 ~ 29
	1.0	1.70	1.700	0.4094167	26700	30 ~ 39
	1.0	1.00	1.000	0.0833333	26700	40 ~ 44
	1.0	1.70	1.700	0.4094167	26700	45 ~ 54
하부슬래브	1.0	1.50	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 10
중간 슬래브	1.0	1.50	1.500	0.2812500	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 × 137.92 ^{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 × 235.76 ^{2} = 130316.0 kN/m²

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

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

② 붕괴방지 수준

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

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

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

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

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

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

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 19.70) = 15.880 m

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

Kv = 293946.40 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 14978.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 14978.92 = 4992.97 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 19.70) = 15.880 m

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

Kv = 358336.00 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 18260.09 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 18260.09 = 6086.70 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(9.14 × 19.70) = 13.420 m

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

Kh = 358336.00 × (9.142 / 0.3)^(-3 / 4) = 20716.49 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 20716.49 = 6905.50 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 19.70) = 12.787 m

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

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 21480.89 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 21480.89 = 7160.30 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	14979	x (	1.000	/	2	+	0.818	/	2	) =	13616 kN/m³
Kvs(23,27)=	4993	x (	1.000	/	2	+	0.818	/	2	) =	4539 kN/m³
Kv(24~26)=	14979	x (	0.818	/	2	+	0.925	/	2	) =	13054 kN/m³
Kvs(24~26)=	4993	x (	0.818	/	2	+	0.925	/	2	) =	4351 kN/m³

- 측 벽

Kh(28,31)=	20716	x (	1.000	/	2	+	0.710	/	2	) =	17713 kN/m³
Khs(28,31)=	6905	x (	1.000	/	2	+	0.710	/	2	) =	5904 kN/m³
Kh(40,44)=	20716	x (	1.700	/	2	+	0.710	/	2	) =	24963 kN/m³
Khs(40,44)=	6905	x (	1.700	/	2	+	0.710	/	2	) =	8321 kN/m³
Kh(32~40)=	20716	x (	1.000	/	2	+	0.744	/	2	) =	18065 kN/m³
Khs(32~40)=	6905	x (	1.000	/	2	+	0.744	/	2	) =	6022 kN/m³
Kh(45~53)=	20716	x (	1.700	/	2	+	0.744	/	2	) =	25316 kN/m³
Khs(45~53)=	6905	x (	1.700	/	2	+	0.744	/	2	) =	8439 kN/m³
Kh(12,22)=	20716	x (	1.700	/	2	+	0.727	/	2	) =	25139 kN/m³
Khs(12,22)=	6905	x (	1.700	/	2	+	0.727	/	2	) =	8380 kN/m³
Kh(1,11)=	20716	x (	1.700	/	2	+	0.927	/	2	) =	27211 kN/m³
Khs(1,11)=	6905	x (	1.700	/	2	+	0.927	/	2	) =	9070 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	18260	x (	1.500	/	2	+	0.927	/	2	) =	22159 kN/m³
Kvs(1,11)=	6087	x (	1.500	/	2	+	0.927	/	2	) =	7386 kN/m³
Kv(2~10)=	18260	x (	0.927	/	2	+	1.110	/	2	) =	18598 kN/m³
Kvs(2~10)=	6087	x (	0.927	/	2	+	1.110	/	2	) =	6199 kN/m³

- 중간슬래브

Kv(13~21)=	21481	x (	1.500	/	2	+	1.110	/	2	) =	28033 kN/m³
Kvs(13~21)=	7160	x (	1.500	/	2	+	1.110	/	2	) =	9344 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 19.70) = 15.880 m

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

Kv = 114822.40 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 5851.12 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5851.12 = 1950.37 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 19.70) = 15.880 m

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

Kv = 139972.80 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 7132.73 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 7132.73 = 2377.58 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(12.80 × 9.14) = 10.817 m

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

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 9512.41 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 9512.41 = 3170.80 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 19.70) = 12.787 m

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

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 8390.84 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 8390.84 = 2796.95 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	5851	x (	1.000	/	2	+	0.818	/	2	) =	5319	kN/m³
Kvs(23,27)=	1950	x (	1.000	/	2	+	0.818	/	2	) =	1773	kN/m³
Kv(24~26)=	5851	x (	0.818	/	2	+	0.925	/	2	) =	5099	kN/m³
Kvs(24~26)=	1950	x (	0.818	/	2	+	0.925	/	2	) =	1700	kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	9512	x (	1.000	/	2	+	0.710	/	2	) =	8133	kN/m³
Khs(28,30)=	3171	x (	1.000	/	2	+	0.710	/	2	) =	2711	kN/m³
Kh(40,42)=	9512	x (	1.700	/	2	+	0.710	/	2	) =	11462	kN/m³
Khs(40,42)=	3171	x (	1.700	/	2	+	0.710	/	2	) =	3821	kN/m³
Kh(31~39)=	9512	x (	1.000	/	2	+	0.744	/	2	) =	8295	kN/m³
Khs(31~39)=	3171	x (	1.000	/	2	+	0.744	/	2	) =	2765	kN/m³
Kh(43~51)=	9512	x (	1.700	/	2	+	0.744	/	2	) =	11624	kN/m³
Khs(43~51)=	3171	x (	1.700	/	2	+	0.744	/	2	) =	3875	kN/m³
Kh(12,22)=	9512	x (	1.000	/	2	+	0.727	/	2	) =	8214	kN/m³
Khs(12,22)=	3171	x (	1.000	/	2	+	0.727	/	2	) =	2738	kN/m³
Kh(1,11)=	9512	x (	1.000	/	2	+	0.927	/	2	) =	9165	kN/m³
Khs(1,11)=	3171	x (	1.000	/	2	+	0.927	/	2	) =	3055	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	7133	x (	1.500	/	2	+	0.927	/	2	) =	8656	kN/m³
Kvs(1,11)=	2378	x (	1.500	/	2	+	0.927	/	2	) =	2885	kN/m³
Kv(2~10)=	7133	x (	0.927	/	2	+	1.110	/	2	) =	7265	kN/m³
Kvs(2~10)=	2378	x (	0.927	/	2	+	1.110	/	2	) =	2422	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(16~21)=	8391	x (	0.000	/	2	+	1.110	/	2	) =	4657	kN/m³
Kvs(16~21)=	2797	x (	0.000	/	2	+	1.110	/	2	) =	1552	kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.001	128.000	80.000	19.000	0.125	0.200
퇴적토	21.351	137.884	86.177	19.000	0.619	0.991
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	25.352	136.324	85.202		0.744	1.191

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.744 = 0.931	1.25 × 1.191 = 1.489

2) 등제주기(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

$$C_i = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	109.000	57.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
25.352	136.324 , 85.202	0.18597	24247	0.29755	6631

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.931} = 1.104$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.489} = 1.413$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.931 \times 1.104}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.489 \times 1.413}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 9.979 m
- 하부슬래브 심도 = 20.969 m
- 기반암 심도(H) = 25.352 m

① 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 9.979 / (2 \times 25.4))$

$= 0.02521$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 20.969 / (2 \times 25.4))$

$= 0.00830$

② 붕괴방지 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 9.979 / (2 \times 25.4))$

$= 0.08237$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 20.969 / (2 \times 25.4))$

$= 0.02711$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준						
Po =	4992.97	× (0.02521	- 0.00830	) =	84.445	kN/m²
붕괴방지수준						
Po =	1950.37	× (0.08237	- 0.02711	) =	107.765	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$P(z) = kh \times Di \quad (kN/m')$

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

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	9.979	0.0252	0.0159	330.31	0.0824	0.0521	495.49
q2	10.689	0.0244	0.0151	313.46	0.0797	0.0494	470.22
q3	11.399	0.0235	0.0143	295.64	0.0769	0.0466	443.49
q4	12.109	0.0226	0.0134	276.87	0.0739	0.0437	415.34
q5	12.819	0.0217	0.0124	257.20	0.0708	0.0406	385.82
q6	13.563	0.0206	0.0114	235.65	0.0674	0.0372	353.50
q7	14.307	0.0196	0.0103	213.20	0.0639	0.0336	319.82
q8	15.051	0.0184	0.0092	189.88	0.0602	0.0299	284.84
q9	15.795	0.0173	0.0080	165.75	0.0564	0.0261	248.64
q10	16.539	0.0161	0.0068	140.86	0.0525	0.0222	211.31
q11	17.283	0.0148	0.0056	115.27	0.0485	0.0182	172.91
q12	18.027	0.0136	0.0043	89.02	0.0443	0.0140	133.54
q13	18.771	0.0123	0.0030	62.17	0.0401	0.0098	93.27
q14	19.515	0.0109	0.0017	34.79	0.0358	0.0055	52.19
q15	20.442	0.0093	0.0000	0.00	0.0303	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 25.76$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 45.31$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 35.53$$

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 23.01$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 40.48$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 31.75$$

여기서, Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/m')
Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/m')
Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/m')
Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)
G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

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 = 1.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 9.98)
= 1.930 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 9.98)
= 4.760 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 20.97)
= 2.340 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 20.97)
= 5.760 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 1.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 15.47)
= 1.750 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 15.47)
= 4.300 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.700 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 18.22)
= 2.810 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.700 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 18.22)
= 6.920 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 1.500 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 13.53)
= 2.720 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 1.500 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 13.53)

= 6.700 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

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

2) 지진시(붕괴방지수준)

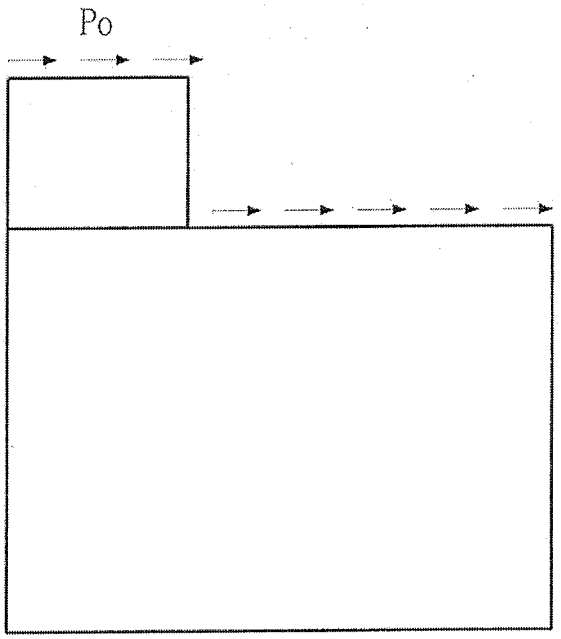
구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

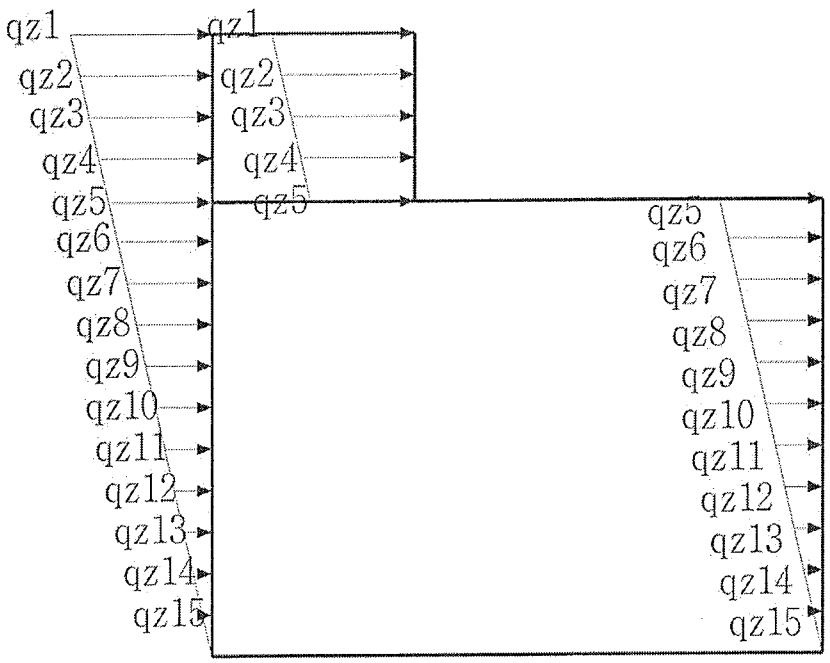
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)

Po = 84.45 kN/㎡

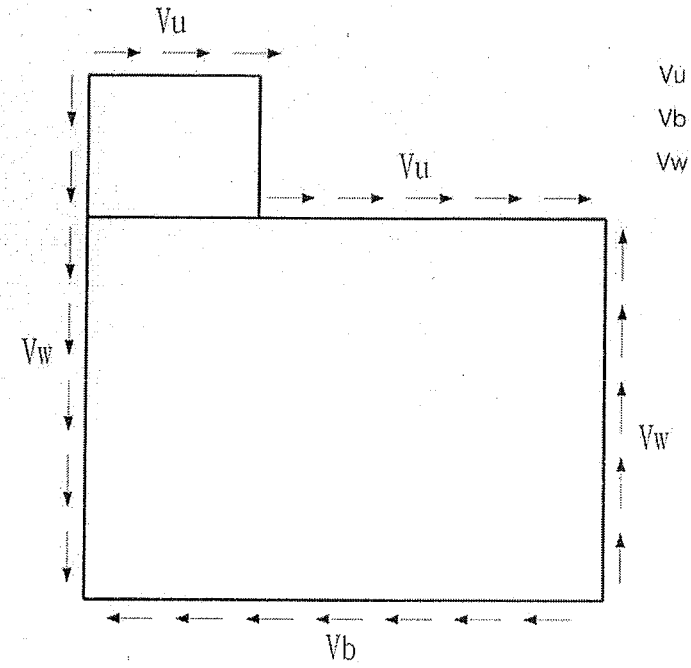


2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



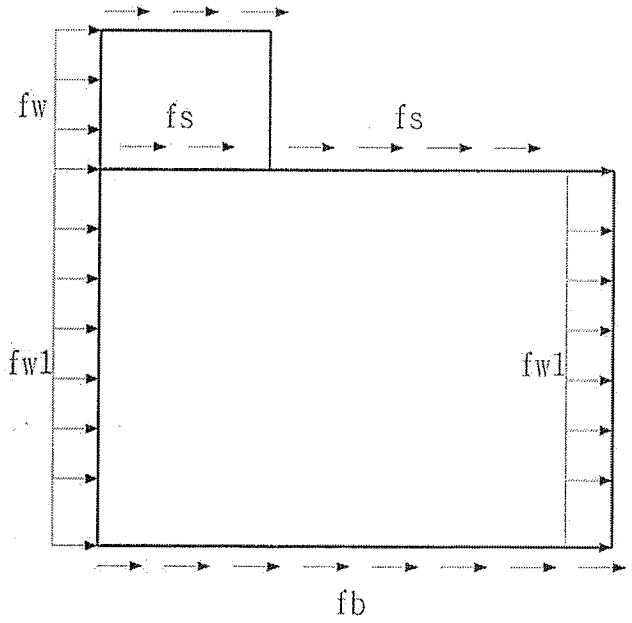
qz1	=	330.31	kN/㎡
qz2	=	313.46	kN/㎡
qz3	=	295.64	kN/㎡
qz4	=	276.87	kN/㎡
qz5	=	257.20	kN/㎡
qz6	=	235.65	kN/㎡
qz7	=	213.20	kN/㎡
qz8	=	189.88	kN/㎡
qz9	=	165.75	kN/㎡
qz10	=	140.86	kN/㎡
qz11	=	115.27	kN/㎡
qz12	=	89.02	kN/㎡
qz13	=	62.17	kN/㎡
qz14	=	34.79	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



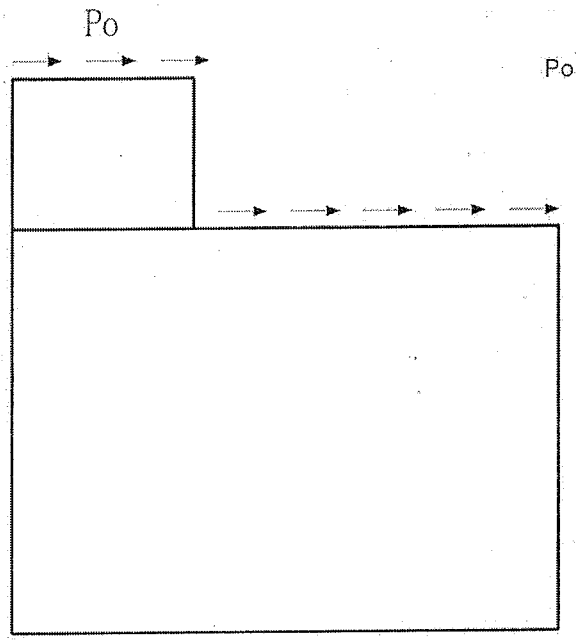
Vu = 25.76 kN/㎡
Vb = 45.31 kN/㎡
Vw = 35.53 kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



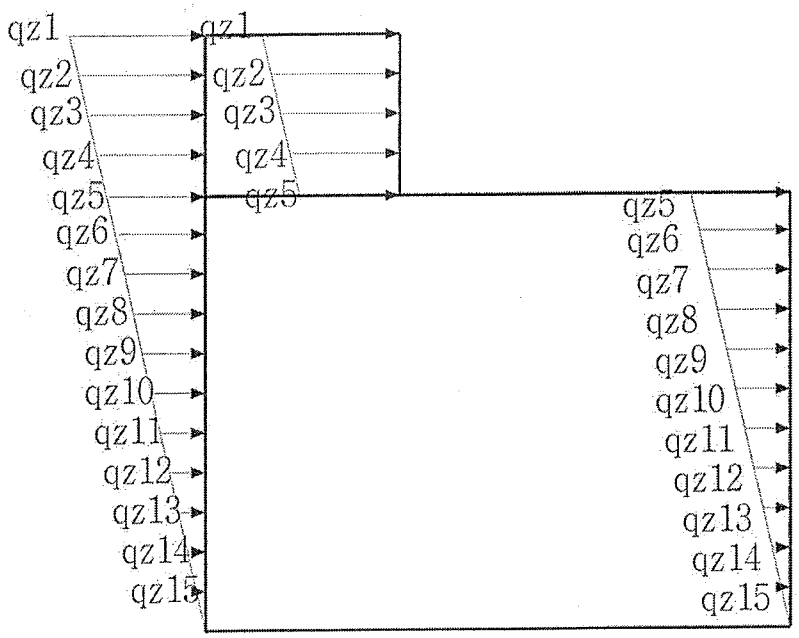
fu = 1.93 kN/m
fb = 2.34 kN/m
fw = 1.75 kN/m
fw1 = 2.81 kN/m
fs = 2.72 kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



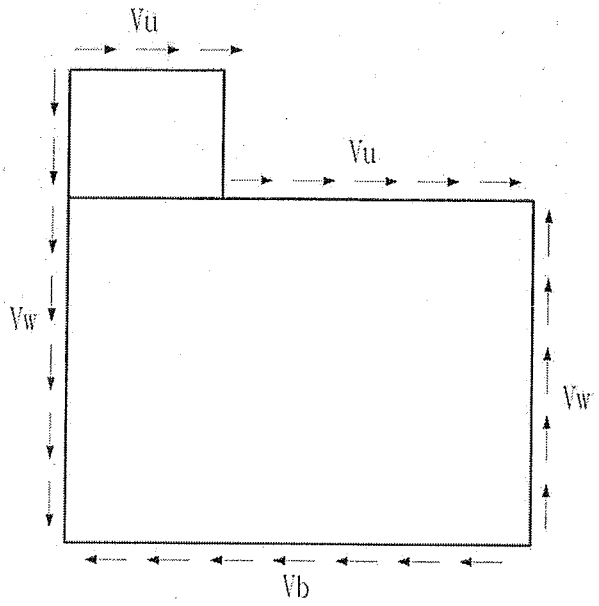
Po = 107.77 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



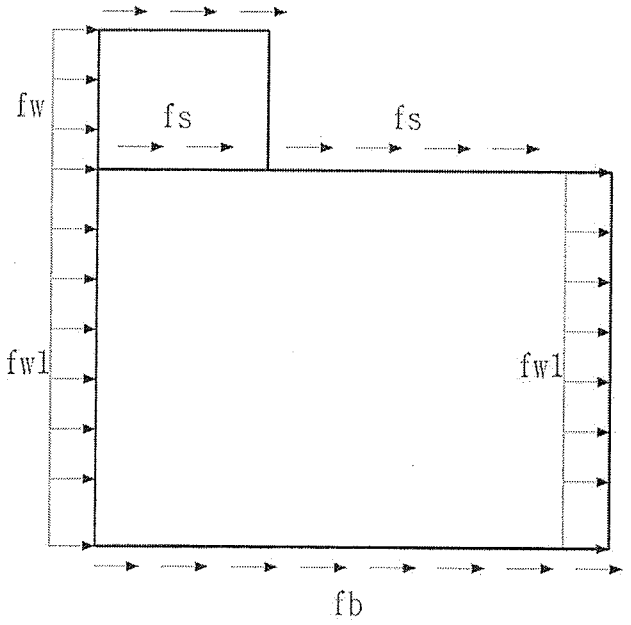
qz1	=	495.49	kN/㎡
qz2	=	470.22	kN/㎡
qz3	=	443.49	kN/㎡
qz4	=	415.34	kN/㎡
qz5	=	385.82	kN/㎡
qz6	=	353.50	kN/㎡
qz7	=	319.82	kN/㎡
qz8	=	284.84	kN/㎡
qz9	=	248.64	kN/㎡
qz10	=	211.31	kN/㎡
qz11	=	172.91	kN/㎡
qz12	=	133.54	kN/㎡
qz13	=	93.27	kN/㎡
qz14	=	52.19	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu = 23.01 kN/㎡
Vb = 40.48 kN/㎡
Vw = 31.75 kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu = 4.76 kN/m
fb = 5.76 kN/m
fw = 4.30 kN/m
fw1 = 6.92 kN/m
fs = 6.70 kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

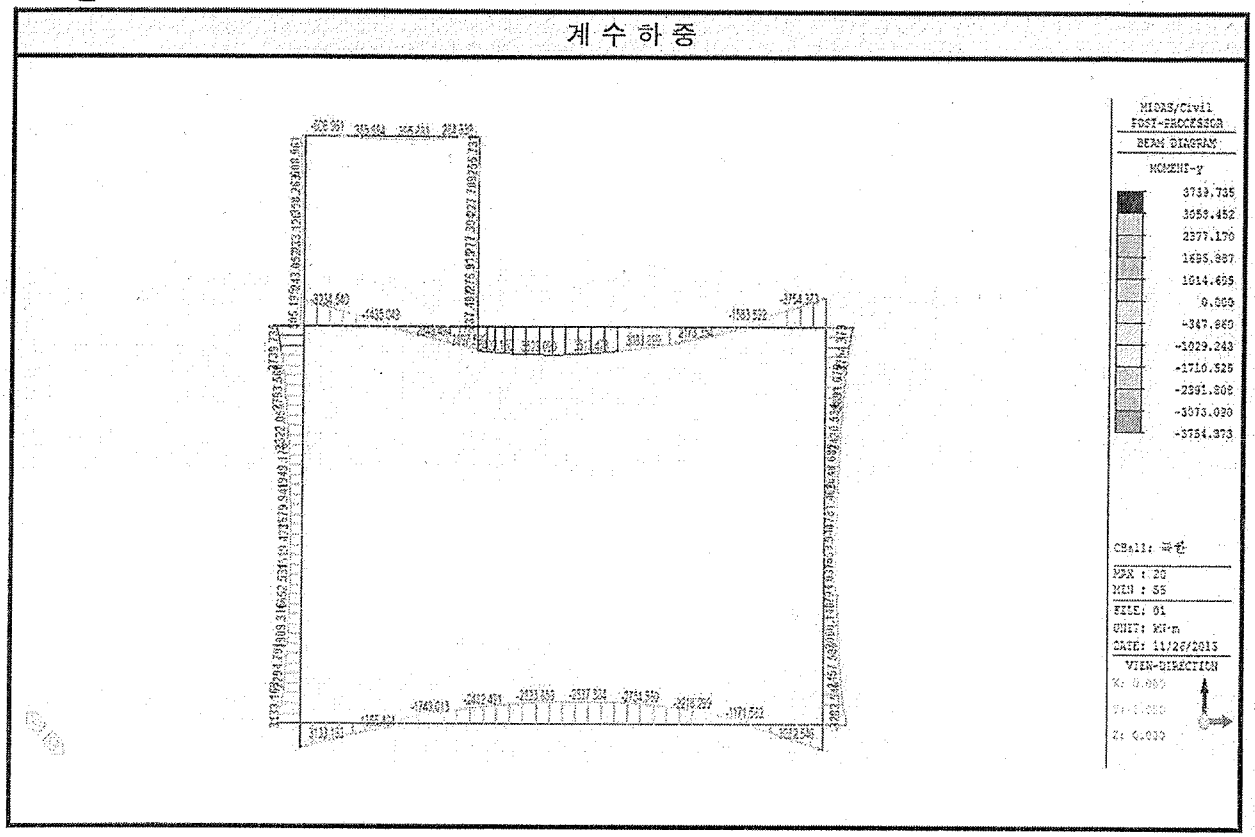
부재	부재력	상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mo (kN-m)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mo (kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	609.0	913.2	448.0	580.7	483.4	457.1	467.3	609.0	913.2	448.0
2	상부슬래브 우측단부	284.6	722.6	220.9	584.8	393.0	663.2	417.1	663.2	722.6	220.9
3	상부슬래브 중앙부	395.9	504.4	304.7	1.0	377.0	227.4	309.3	395.9	504.4	304.7
4	하부슬래브 좌측단부	3133.2	1734.2	2253.6	3233.6	830.6	4427.0	960.0	4427.0	1734.2	2253.6
5	하부슬래브 우측단부	3282.5	2155.7	2375.5	3277.1	814.8	4605.4	944.7	4605.4	2155.7	2375.5
6	하부슬래브 중앙부	2837.9	446.1	2152.7	1578.6	509.1	1724.5	794.9	2837.9	794.9	2152.7
7	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	609.0	509.0	448.0	580.7	806.1	457.1	1253.0	609.0	1253.0	448.0
8	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	1.0	163.8	1.0	499.0	321.3	759.8	366.0	759.8	366.0	1.0
9	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	505.2	492.8	321.2	549.0	978.9	1143.4	1233.1	1143.4	1233.1	321.2
10	좌측벽체 상단부(본체)	3739.7	1506.6	2725.3	3920.5	1693.6	5892.3	2617.3	5892.3	2617.3	2725.3
11	좌측벽체 중앙부(본체)	372.1	469.8	1.0	1681.4	789.7	3049.9	1190.1	3049.9	1190.1	1.0
12	좌측벽체 하단부(본체)	3133.2	1571.8	2253.6	3233.6	1528.8	4427.0	2093.5	4427.0	2093.5	2253.6
13	우측벽체 상단부(공기정화시설)	255.7	509.0	181.7	584.8	958.4	863.2	1221.0	863.2	1221.0	181.7
14	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	277.4	163.8	200.6	811.9	764.8	897.2	867.1	897.2	867.1	200.6
15	우측벽체 하단부(공기정화시설)	237.5	492.8	192.5	1712.7	1429.4	2005.5	1780.3	2005.5	1780.3	192.5
16	우측벽체 상단부(본체)	3754.4	1560.6	2757.9	4316.6	1956.1	5739.0	2754.5	5739.0	2754.5	2757.9
17	우측벽체 중앙부(본체)	397.1	462.7	1.0	1900.4	859.0	3117.9	1289.7	3117.9	1289.7	1.0
18	우측벽체 하단부(본체)	3282.5	1616.3	2375.5	3277.1	1598.1	4605.4	2139.1	4605.4	2139.1	2375.5
19	중간슬래브 좌측단부	3234.5	1645.7	2404.1	3515.0	1183.3	4838.8	1478.2	4838.8	1645.7	2404.1
20	중간슬래브 우측단부	3754.4	2146.5	2757.9	4316.6	1561.2	5739.0	1808.4	5739.0	2146.5	2757.9
21	중간슬래브 중앙부	3528.1	592.9	2710.2	1788.2	674.5	2198.2	1136.3	3528.1	1136.3	2710.2

14. 단면력도

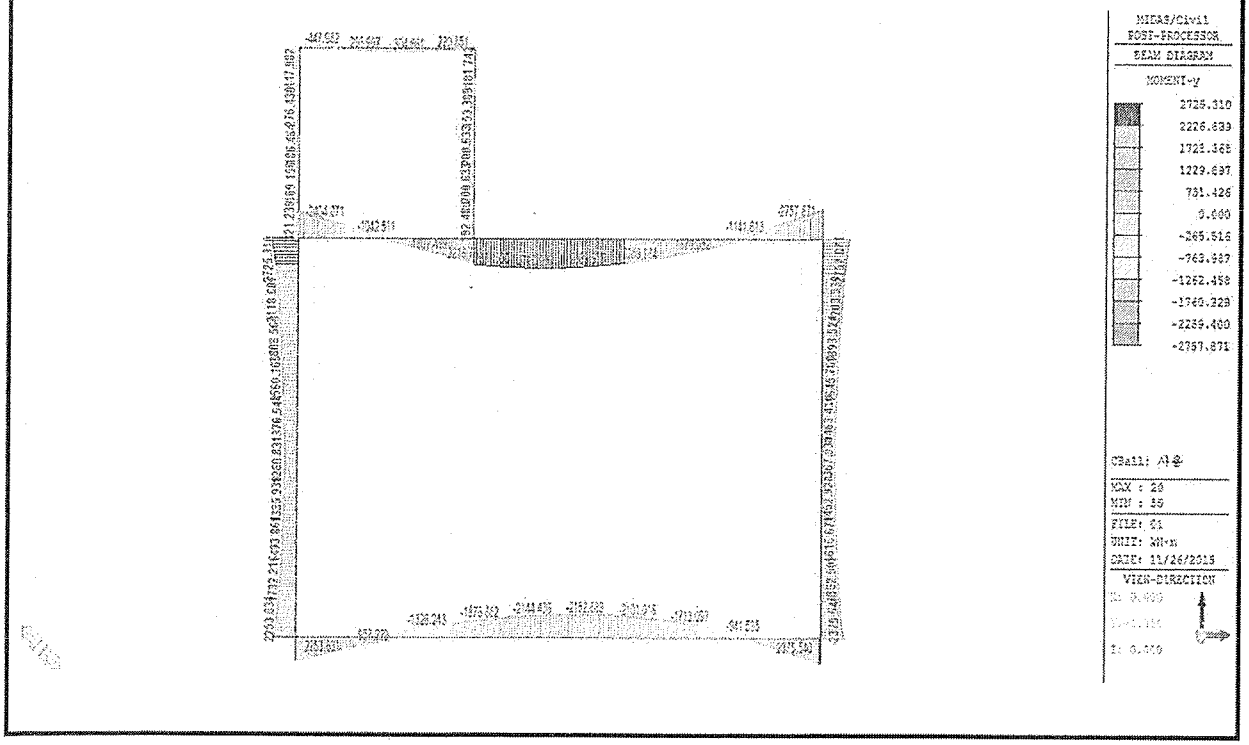
1) 상시

- 모멘트도

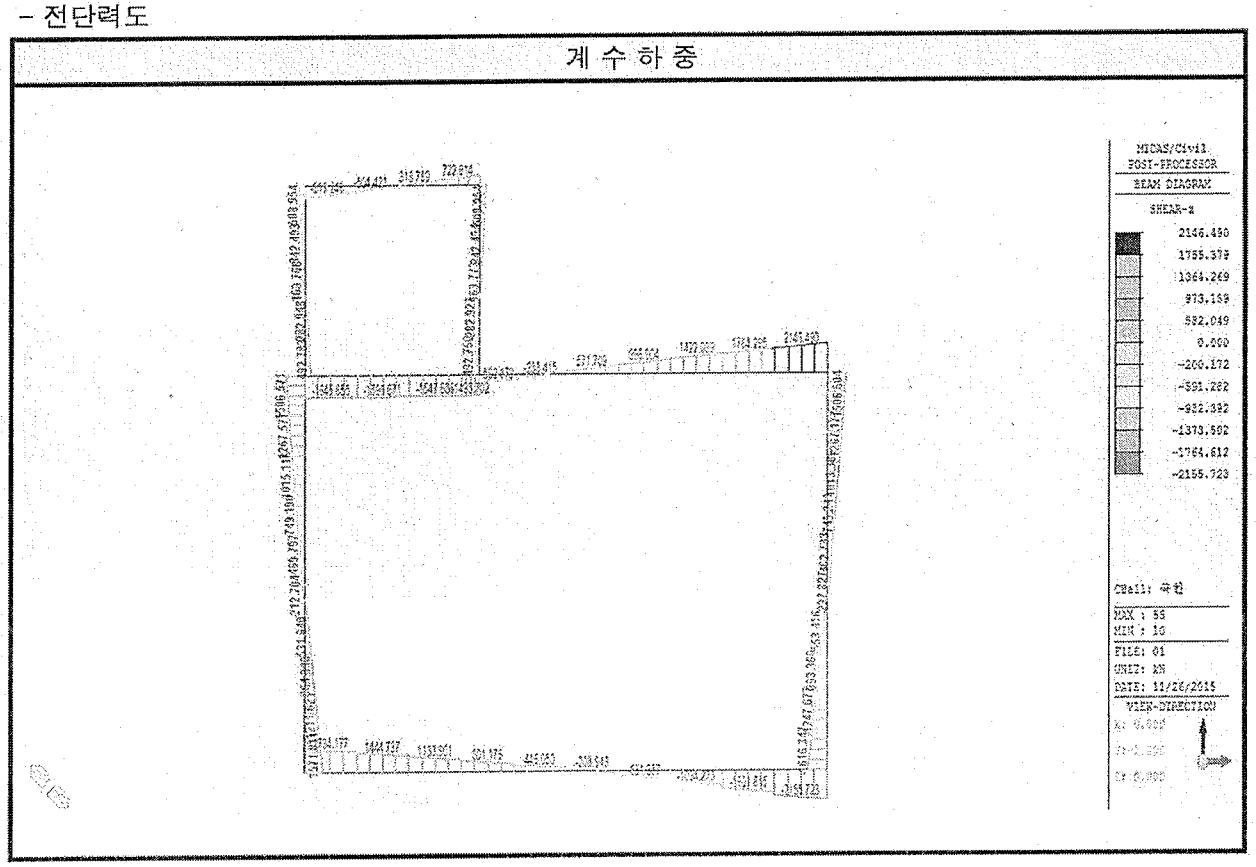
계 수 하 중



사 용 하 중



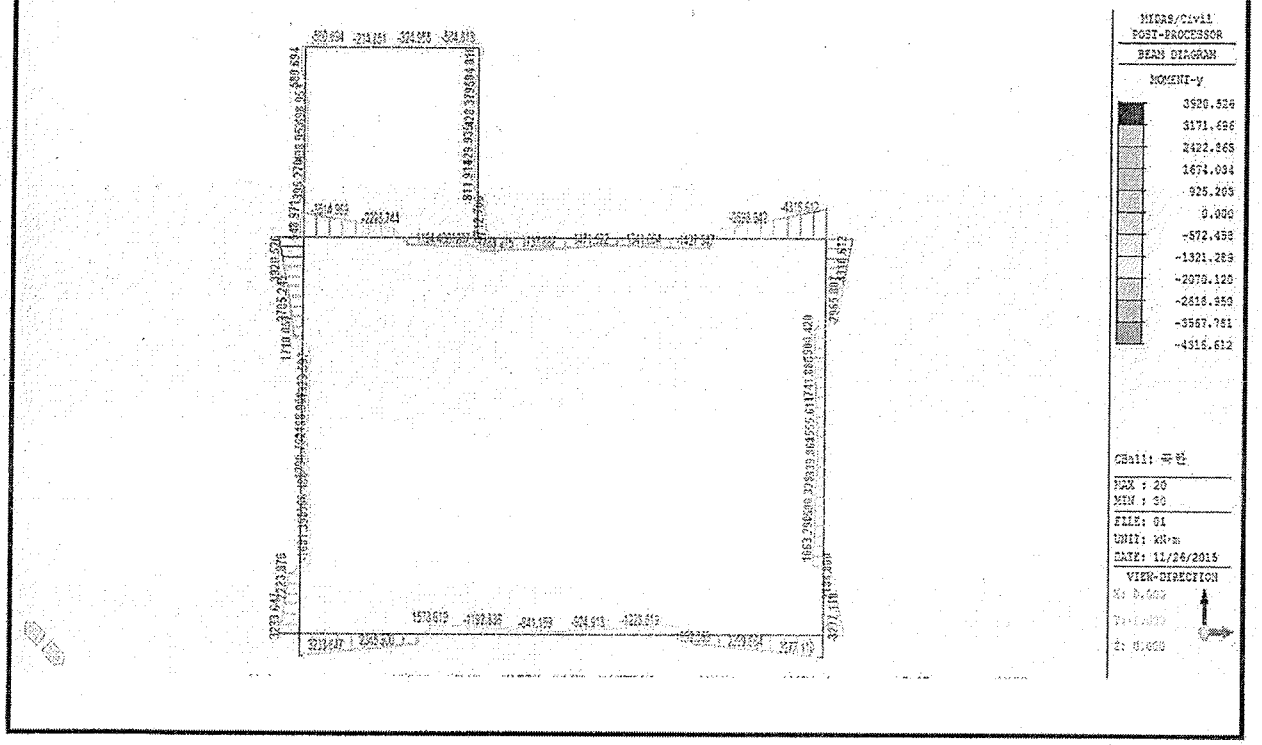
- 전단력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
2146.480
1755.379
1364.269
973.159
582.049
0.060
-209.172
-591.282
-982.392
-1373.502
-1764.612
-2155.723
CBeli: 휨전
MAX : 55
MIN : 10
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 11/26/2015
VIEW-DIRECTION

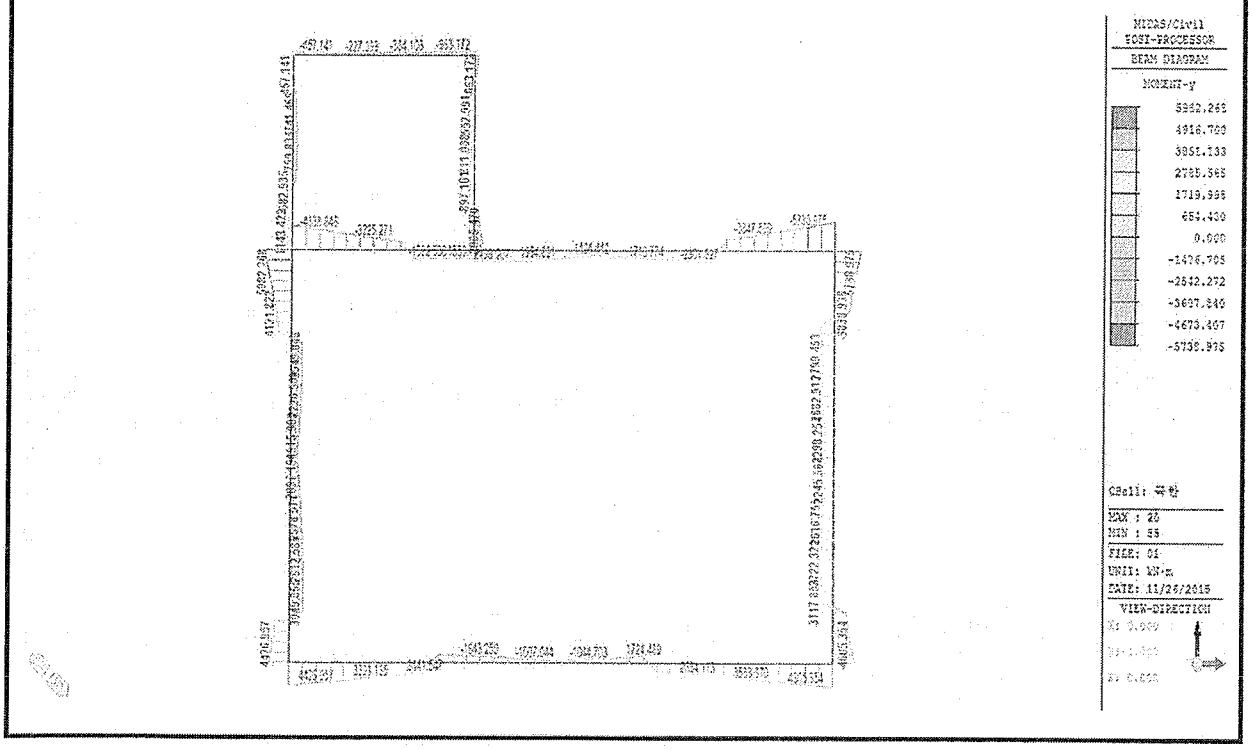
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

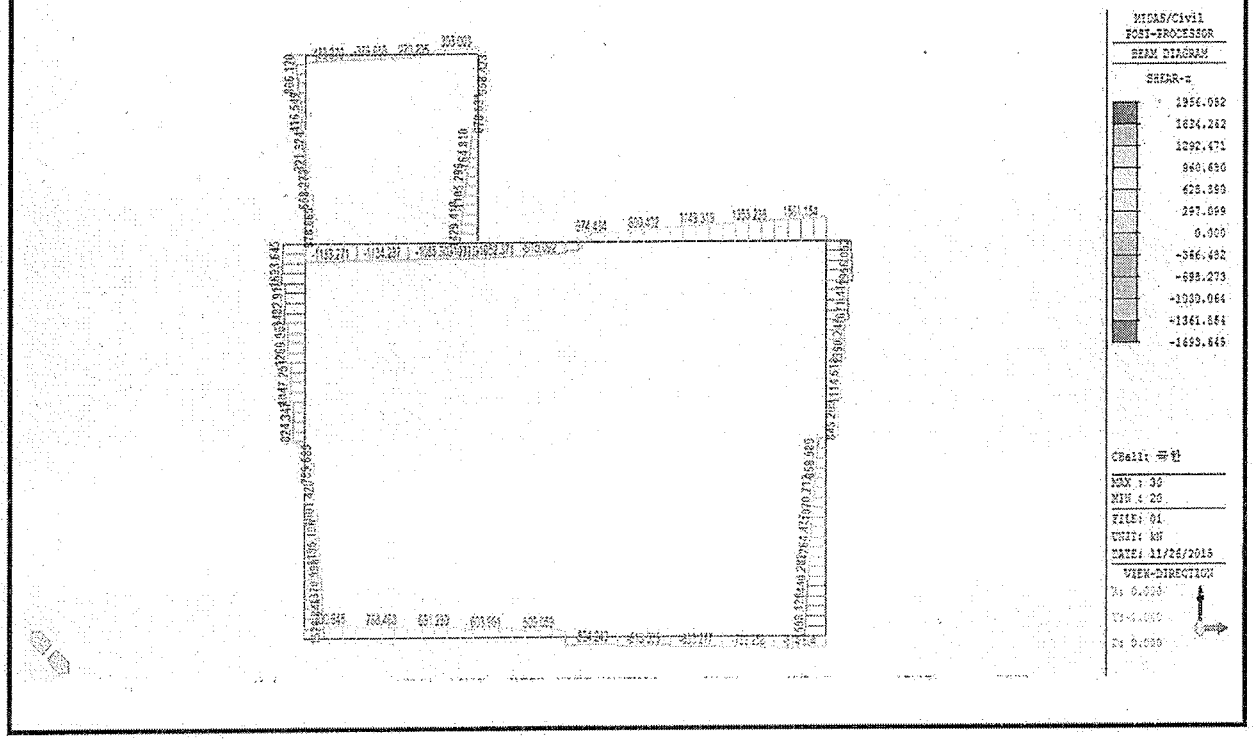


붕괴 방지 수준

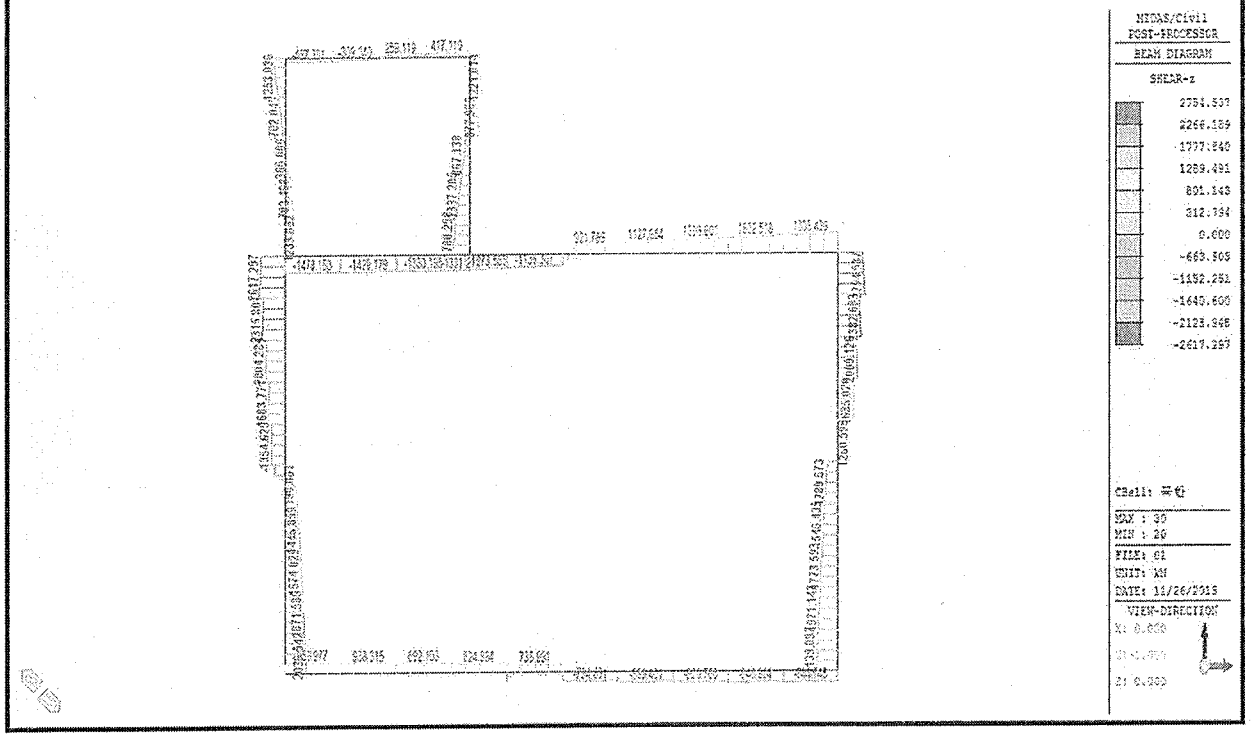


- 전단력도

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 =	100	cm			
· Mu =	608.961	kN.m	· Vu =	913.246	kN	· M =	447.982	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	90.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 20.714 cm^2 [p = 0.00230]

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 =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	27.619 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 = 0.004504]		

◈ 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)/ = 0.0295 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1191.72 kN.m > Mu = 608.96 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 913.25 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 913.25 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.652 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.652 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 357.48 = 942.05 kN > Vu = 913.25 kN

Rm = Md / Mu = 1.96 Rs = Φv Vn / Vu = 1.03

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004504 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ²] = 0.228

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.228 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 447.98 × 1000 / [40.536 × 90.0 × 0.924] = 132.89 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 132.9) − 2.5 x 87.5 = 374 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 132.9) = 474 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	663.172	kN.m	· Vu =	722.614	kN	· M =	220.851	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	85.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 25.027 cm^2 [p = 0.00294]

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 =	29.750 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	27.625 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875 cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	33.369 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]			
	H 25 @ 125	= 40.536 cm^2	[8.0 EA/m]			
	TOTAL	= 81.072 cm^2	[p = 0.009538]			

◈ 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)/ = 0.0132 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 2148.24 kN.m > Mu = 663.17 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 722.61 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 722.61 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 1.534 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.534 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 357.48 = 942.05 kN > Vu = 722.61 kN

Rm = Md / Mu = 3.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.30

15.2.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.009538 + √ [2 × 0.071 + 0.071 ²] = 0.313

j = 1 - k / 3 ⇐ 1 - 0.313 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 220.85 × 1000 / [81.072 × 85.0 × 0.896] = 35.77 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 35.77) - 2.5 x 87.5 = 1983 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 35.77) = 1761 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	395.883	kN.m	· Vu =	504.421	kN	· M =	304.661	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	87.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 13.661 cm^2 [p = 0.00157]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (2,027 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 3.53 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	30.450 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	28.275 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	30.450 cm^2	>	11.875 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	18.215 cm^2		

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

∴ USE As =	H 25 @ 250	= 20.268 cm^2	[4.0 EA/m]		
	TOTAL	= 20.268 cm^2	[p = 0.00233]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 3.533 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 4.156 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0634 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 587.35 kN.m > Mu = 395.88 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 504.42 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 504.42 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

= 597.56 + 0.00 = 597.56 kN > Vu = 504.42 kN

Rm = Md / Mu = 1.48 Rs = Φv Vn / Vu = 1.18

9.3.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.00233 + √ [2 × 0.018 + 0.018 ²] = 0.17

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.17 / 3 = 0.943

fs = M / [As·d·j]

= 304.66 × 1000 / [20.268 × 87.0 × 0.943] = 183.22 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 183.2) - 2.5 x 67.5 = 261 mm > 250 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 183.2) = 344 mm > 250 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 =	150	cm			
· Mu =	4426.957	kN.m	· Vu =	1734.177	kN	· M =	2253.631	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 106.281 cm^2 [p = 0.00787]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	141.708 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 25 @ 125	= 40.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 143.320	cm^2	[p = 0.010616	]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 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 = 5969.77 kN.m > Mu = 4426.96 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1734.18 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1734.18 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] = 2.946 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.946 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 1734.18 kN

Rm = Md / Mu = 1.35 Rs = Φv Vn / Vu = 1.45

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.010616 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ²] = 0.327

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 2253.63 × 1000 / [143.320 × 135.0 × 0.891] = 130.73 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 130.7) − 2.5 x 85.5 = 389 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 130.7) = 482 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 =	150	cm			
· Mu =	4605.354	kN.m	· Vu =	2155.723	kN	· M =	2375.540	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 110.564 cm^2 [p = 0.00819]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 43.875 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 147.419 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29 @	125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29 @	125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25 @	125	= 40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	= 143.320	cm^2	[p =	0.010616]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 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 = 5969.77 kN.m > Mu = 4605.35 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 2155.72 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 2155.72 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] = 4.451 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.451 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 2155.72 kN

Rm = Md / Mu = 1.30 Rs = Φv Vn / Vu = 1.17

15.5.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.010616 + √ [2 × 0.08 + 0.08 ²] = 0.327

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.327 / 3 = 0.891

fs = M / [As·d·j]

= 2375.54 × 1000 / [143.320 × 135.0 × 0.891] = 137.8 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 137.8) - 2.5 x 85.5 = 358 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 137.8) = 457 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 = 150 cm	
· Mu = 2837.884 kN.m	· Vu = 794.891 kN	· M = 2152.689 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 2 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 137.0 cm	· 전단력 d = 137.0 cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 64.238 cm^2 [p = 0.00469]

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 = 47.950 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 44.525 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.950 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 85.651 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 = 0.005918]	

◈ 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)/ = 0.0226 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 3581.59 kN.m > Mu = 2837.88 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 889.84 kN > Vu = 794.89 kN

· 1/2·Φv Vc = 444.92 kN < Vu = 794.89 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

= 889.84 + 0.00 = 889.84 kN > Vu = 794.89 kN

Rm = Md / Mu = 1.26 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005918 + √ [2 × 0.044 + 0.044 ²] = 0.257

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.257 / 3 = 0.914

fs = M / [As·d·j]

= 2152.69 × 1000 / [81.072 × 137.0 × 0.914] = 212.05 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 212.1) − 2.5 x 67.5 = 203 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 212.1) = 297 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	608.961	kN.m	· Vu =	1253.036	kN	· M =	447.982	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	85.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 21.986 cm^2 [p = 0.00259]

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 =	29.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	29.315 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 = 0.004769]		

◈ 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)/ = 0.0295 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1122.81 kN.m > Mu = 608.96 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1253.04 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1253.04 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.714 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.714 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 1253.04 kN

Rm = Md / Mu = 1.84 Rs = Φv Vn / Vu = 1.04

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 12.0 = 16666.7 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004769 + √ [2 × 0.036 + 0.036 ²] = 0.234

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.234 / 3 = 0.922

fs = M / [As·d·j]

= 447.98 × 1000 / [40.536 × 85.0 × 0.922] = 141.02 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 141) − 2.5 x 87.5 = 340 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 141) = 447 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	759.834	kN.m	· Vu =	366.006	kN	· M =	1.000	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단				
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	92.0	cm	· 전단력 d =	92.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 25.026 cm^2 [p = 0.00272]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (3.097 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 5.40 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	33.368 cm^2			

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

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

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

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 940.27 kN.m > Mu = 759.83 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 366.01 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 366.01 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

= 597.56 + 0.00 = 597.56 kN > Vu = 366.01 kN

Rm = Md / Mu = 1.24 Rs = Φv Vn / Vu = 1.63

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003366 + √ [2 × 0.025 + 0.025 ²] = 0.201

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.201 / 3 = 0.933

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [30.968 × 92.0 × 0.933] = 0.38 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.38) − 2.5 x 69 = 207064 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.38) = 165789 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1143.422	kN.m	· Vu =	1233.082	kN	· M =	321.239	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	90.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 38.894 cm^2 [p = 0.00432]

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 =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	51.859 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 = 0.004504]		

◈ 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)/ = 0.0295 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1191.72 kN.m > Mu = 1143.42 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1233.08 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1233.08 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.603 cm^2 ⇨ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.603 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 1233.08 kN

Rm = Md / Mu = 1.04 Rs = Φv Vn / Vu = 1.05

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004504 + √ [2 × 0.034 + 0.034 ²] = 0.228

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.228 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 321.24 × 1000 / [40.536 × 90.0 × 0.924] = 95.3 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 95.3) − 2.5 x 87.5 = 608 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 95.3) = 661 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	170	cm						
· Mu =	5892.268	kN.m	· Vu =	2617.297	kN	· M =	2725.310	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단				
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	155.0	cm	· 전단력 d =	160.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 120.411 cm^2 [p = 0.00777]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	50.375 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	20.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.250 cm^2	> 20.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	160.548 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 127.072	cm^2	[p = 0.008198]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 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 = 6218.25 kN.m > Mu = 5892.27 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 2617.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 2617.30 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] = 4.931 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.931 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1039.23 + 1833.60 = 2872.83 kN > Vu = 2617.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.06 Rs = Φv Vn / Vu = 1.10

15.7.2 철근의 응력 산정

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

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.008198 + √ [2 × 0.061 + 0.061 ²] = 0.294

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.294 / 3 = 0.902

fs = M / [As·d·j]

= 2725.31 × 1000 / [127.072 × 155.0 × 0.902] = 153.4 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 153.4) - 2.5 x 84 = 303 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 153.4) = 411 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브		
· B =	100	cm	· H =	170	cm				
· Mu =	3049.855	kN.m	· Vu =	1190.081	kN	· M =	1.000	kN.m	
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단		
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	162.0 cm	· 전단력 d =	162.0 cm				

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 57.330 cm^2 [p = 0.00354]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	56.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	52.650 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	21.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	56.700 cm^2	> 21.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	76.440 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 = 0.003922]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0343 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 3379.95 kN.m > Mu = 3049.86 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN < Vu = 1190.08 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 1190.08 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av

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

Vs s / [Φv fy d] = 0.851 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.851 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 928.26 = 1980.48 kN > Vu = 1190.08 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.66

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003922 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ²] = 0.215

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.215 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 1.00 × 1000 / [63.536 × 162.0 × 0.928] = 0.1 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 0.1) − 2.5 x 64 = 787340 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 0.1) = 630000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	4426.957	kN.m	· Vu =	2093.542	kN	· M =	2253.631	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	155.0 cm	· 전단력 d =	160.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 91.365 cm^2 [p = 0.00589]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	50.375 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	20.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.250 cm^2	> 20.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	121.820 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 25 @ 125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	143.320 cm^2	[p =	0.009246]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0133 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 6944.34 kN.m > Mu = 4426.96 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 2093.54 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 2093.54 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] = 3.295 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.295 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 1039.23 + 1833.60 = 2872.83 kN > Vu = 2093.54 kN

Rm = Md / Mu = 1.57 Rs = Φv Vn / Vu = 1.37

15.9.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.009246 + √ [2 × 0.069 + 0.069 ²] = 0.309

j = 1 - k / 3 ⇐ 1 - 0.309 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 2253.63 × 1000 / [143.320 × 155.0 × 0.897] = 113.1 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 113.1) - 2.5 x 85.5 = 483 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 113.1) = 557 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	863.172	kN.m	· Vu =	1221.014	kN	· M =	181.742	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	85.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 32.575 cm^2 [p = 0.00383]

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 =	29.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	27.625 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	43.433 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 = 0.009538]		

◈ 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)/ = 0.0132 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 2148.24 kN.m > Mu = 863.17 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1221.01 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1221.01 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.536 cm^2 ⇒ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.536 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 1221.01 kN

Rm = Md / Mu = 2.49 Rs = Φv Vn / Vu = 1.06

15.10.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.009538 + √ [2 × 0.071 + 0.071 ²] = 0.313

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.313 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 181.74 × 1000 / [81.072 × 85.0 × 0.896] = 29.43 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 29.43) - 2.5 x 87.5 = 2457 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 29.43) = 2141 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	897.161	kN.m	· Vu =	867.138	kN	· M =	200.633	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	92.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 29.549 cm^2 [p = 0.00321]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	32.200 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	29.900 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	32.200 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	39.399 cm^2		

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

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (ε_t) 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)/ = 0.0405 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 940.27 kN.m > Mu = 897.16 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN < Vu = 867.14 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 867.14 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 2.930 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.930 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 365.42 = 962.98 kN > Vu = 867.14 kN

Rm = Md / Mu = 1.05 Rs = Φv Vn / Vu = 1.11

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003366 + √ [2 × 0.025 + 0.025 ²] = 0.201

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.201 / 3 = 0.933

fs = M / [As·d·j]

= 200.63 × 1000 / [30.968 × 92.0 × 0.933] = 75.48 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 75.48) − 2.5 x 69 = 871 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 75.48) = 835 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	2005.470	kN.m	· Vu =	1780.298	kN	· M =	192.480	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	85.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 75.684 cm^2 [p = 0.00890]

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 =	29.750 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	=	0.00325	⇒	MIN As =	27.625 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t			⇒	MIN As =	11.875 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	=	0.00350	⇒	MIN As =	29.750 cm^2	>	11.875	cm^2
		4/3·Req.As	⇒	MIN As =	100.912 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 =	0.009538]

◈ 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)/ = 0.0132 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 2148.24 kN.m > Mu = 2005.47 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 1780.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 1780.30 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] = 6.643 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 6.643 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 1429.92 = 2014.49 kN > Vu = 1780.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.07 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009538 + √ [2 × 0.071 + 0.071 ²] = 0.313

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.313 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 192.48 × 1000 / [81.072 × 85.0 × 0.896] = 31.17 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 31.17) − 2.5 x 87.5 = 2308 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 31.17) = 2021 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	5738.975	kN.m	· Vu =	2754.537	kN	· M =	2757.871	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	155.0 cm	· 전단력 d =	160.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 119.234 cm^2 [p = 0.00769]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15,418 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 26.87 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 54.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 50.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 54.250 cm^2 > 20.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 158.979 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	154.176	cm^2	[p = 0.009947	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 26.872 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 31.614 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 7420.76 kN.m > Mu = 5738.98 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 2754.54 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 2754.54 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] = 5.360 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 5.360 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 1039.23 + 1833.60 = 2872.83 kN > Vu = 2754.54 kN

Rm = Md / Mu = 1.29 Rs = Φv Vn / Vu = 1.04

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009947 + √ [2 × 0.075 + 0.075 ²] = 0.319

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.319 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 2757.87 × 1000 / [154.176 × 155.0 × 0.894] = 129.09 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 129.1) − 2.5 x 85.5 = 396 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 129.1) = 488 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck = 27.0 MPa	· fy = 400.0 MPa	· 부재 = 슬라브
· B = 100 cm	· H = 170 cm	
· Mu = 3117.853 kN.m	· Vu = 1289.673 kN	· M = 1.000 kN.m
· Φf = 0.85	· Φv = 0.75	· 주철근 1 단
· 피복 = 8.00 cm	· 모멘트 d = 162.0 cm	· 전단력 d = 162.0 cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 58.608 cm^2 [p = 0.00362]
a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm
Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 56.700 cm^2
Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 52.650 cm^2
Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 21.250 cm^2 [일면 As]
Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 56.700 cm^2 > 21.250 cm^2
4/3·Req As ⇒ MIN As = 78.144 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 = 0.003922]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정
a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm
β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm
ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0343 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정
압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002
인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 인장 지배 단면 : ϕ = 0.85

◈ Moment check : Md = 3379.95 kN.m > Mu = 3117.85 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check
· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN < Vu = 1289.67 kN
· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 1289.67 kN
[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요
· 전단철근 간격 s = 30.00 cm
· Req. Av [0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]
Vs s / [Φv fy d] = 1.466 cm^2 [소요전단철근]
∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 1.466 cm^2 O.K
· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs
= 1052.22 + 928.26 = 1980.48 kN > Vu = 1289.67 kN
Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.54

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]
= − 7 × 0.003922 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ²] = 0.215
j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.215 / 3 = 0.928
fs = M / [As·d·j]
= 1.00 × 1000 / [63.536 × 162.0 × 0.928] = 0.1 MPa
s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 0.1) − 2.5 x 64 = 787340 mm > 125 mm
s2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 0.1) = 630000 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	4605.354	kN.m	· Vu =	2139.097	kN	· M =	2375.540	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	157.0 cm	· 전단력 d =	162.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 93.732 cm^2 [p = 0.00597]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14.332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	51.025 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	20.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.950 cm^2	> 20.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	124.976 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29	@	125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29	@	125	=	51.392 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25	@	125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]
				TOTAL	=	143.320 cm^2	[p = 0.009129]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0135 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 7041.80 kN.m > Mu = 4605.35 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN < Vu = 2139.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 2139.10 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] = 3.355 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 3.355 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 1856.52 = 2908.74 kN > Vu = 2139.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.53 Rs = Φv Vn / Vu = 1.36

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009129 + √ [2 × 0.068 + 0.068 ²] = 0.308

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.308 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 2375.54 × 1000 / [143.320 × 157.0 × 0.897] = 117.7 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 117.7) − 2.5 x 65.5 = 505 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 117.7) = 535 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	4838.846	kN.m	· Vu =	1645.655	kN	· M =	2404.071	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 114.843 cm^2 [p = 0.00851]
a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12,707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	47.250 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	43.875 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	47.250 cm^2	>	18.125	cm^2
	4/3·Req.As	⇒ MIN As =	153.124 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	= 63.536 cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	32 @	125	= 63.536 cm^2	[8.0	EA/m]	
			TOTAL	= 127.072 cm^2	[p =	0.009413]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정
a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm
β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm
ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0131 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 5354.16 kN.m > Mu = 4838.85 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check
· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1645.66 kN
· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1645.66 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] = 2.630 cm^2 [소요전단철근]
∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.630 cm^2 O.K
· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs
= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 1645.66 kN
Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.53

15.1.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]
= - 7 × 0.009413 + √ [2 × 0.071 + 0.071 ²] = 0.312
j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.312 / 3 = 0.896
fs = M / [As·d·j]
= 2404.07 × 1000 / [127.072 × 135.0 × 0.896] = 156.41 MPa
s = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc
= 375 x (210 / 156.4) - 2.5 x 84 = 293 mm > 125 mm
s = 300 x (210 / fs)
= 300 x (210 / 156.4) = 403 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	5738.975	kN.m	· Vu =	2146.490	kN	· M =	2757.871	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 138.850 cm^2 [p = 0.01029]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15.418 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 26.87 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	185.133 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	154.176	cm^2	[p =	0.01142]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 26.872 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 31.614 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0103 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 6372.37 kN.m > Mu = 5738.98 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 2146.49 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 2146.49 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 4.418 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 4.418 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 2146.49 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.17

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.01142 + √ [2 × 0.086 + 0.086 ²] = 0.337

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.337 / 3 = 0.888

fs = M / [As·d·j]

= 2757.87 × 1000 / [154.176 × 135.0 × 0.888] = 149.21 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 149.2) − 2.5 x 85.5 = 314 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 149.2) = 422 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	3528.090	kN.m	· Vu =	1136.307	kN	· M =	2710.206	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	137.0 cm	· 전단력 d =	142.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 80.300 cm^2 [p = 0.00586]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,923 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 15.55 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	44.525 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.950 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	107.067 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 250	= 25.696	cm^2	[4.0	EA/m]	
	TOTAL	= 89.232	cm^2	[p = 0.006513]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0203 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 3920.51 kN.m > Mu = 3528.09 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN < Vu = 1136.31 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 1136.31 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 1.507 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.507 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 922.32 + 564.02 = 1486.34 kN > Vu = 1136.31 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.31

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006513 + √ [2 × 0.049 + 0.049 ²] = 0.267

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.267 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 2710.21 × 1000 / [89.232 × 137.0 × 0.911] = 243.36 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

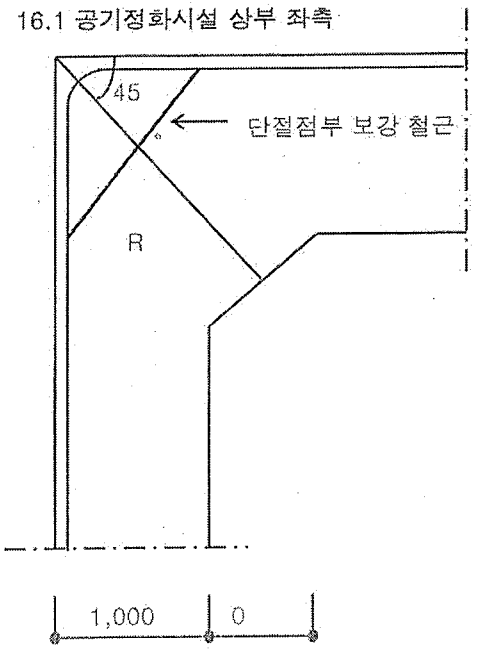
= 375 x (210 / 243.4) − 2.5 x 64 = 164 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 243.4) = 259 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 우각부 검토

16.1 공기정화시설 상부 좌측



$R = \sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2} = 1{,}414$ mm

Mo = 448.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 447.982 \times 10^6}{1{,}414 \times 1{,}000} = 1.120 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 447.98 \times 10^6}{1{,}414.214 \times 180} = 3{,}520 \text{ mm}^2$$

(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

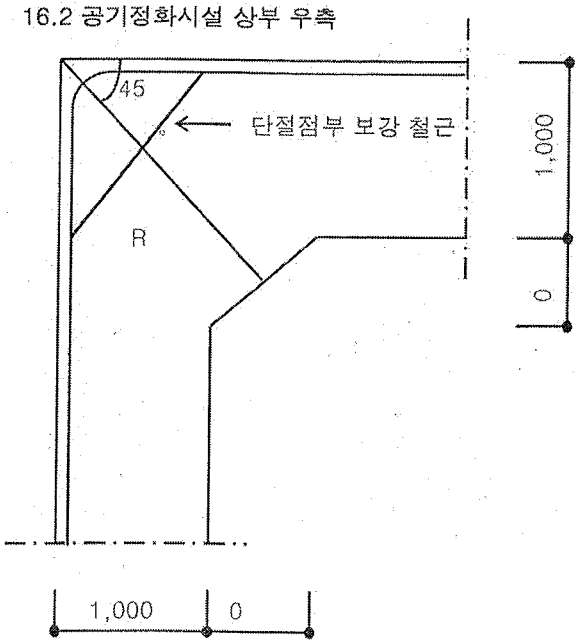
3,616 mm² > 3,520 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1414 = 0.92 m 이내에 배치

16.2 공기정화시설 상부 우측



$R = \sqrt{1000.0^2 + 1000.0^2} = 1{,}414$ mm

Mo = 220.9 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 220.851 \times 10^6}{1{,}414 \times 1{,}000} = 0.552 \text{ MPa}$$

fmax < fca 이므로 보강철근 필요 없음

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 220.85 \times 10^6}{1{,}414.214 \times 180} = 1{,}735 \text{ mm}^2$$

(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

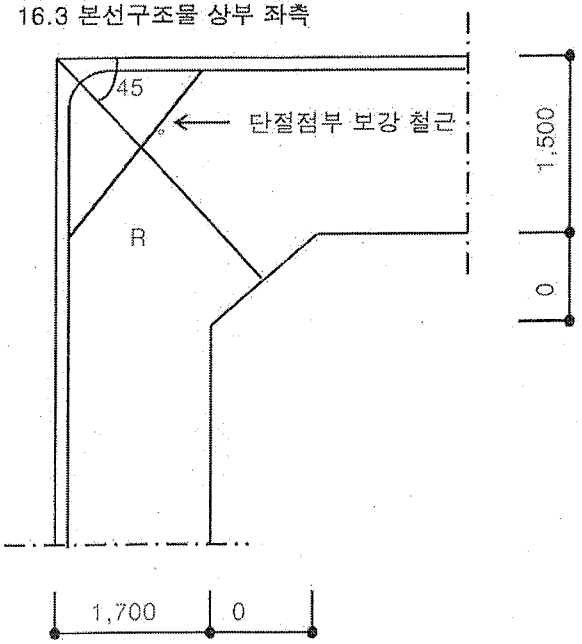
3,616 mm² > 1,735 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1414 = 0.92 m 이내에 배치

16.3 본선구조물 상부 좌측



$R = \sqrt{1700.0^2 + 1500.0^2}$

$= 2{,}267$ mm

Mo = 2404.1 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2404.071 \times 10^6}{2{,}267 \times 1{,}000} = 2.339 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2404.07 \times 10^6}{2{,}267.157 \times \#\#} = 11{,}782 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 블 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

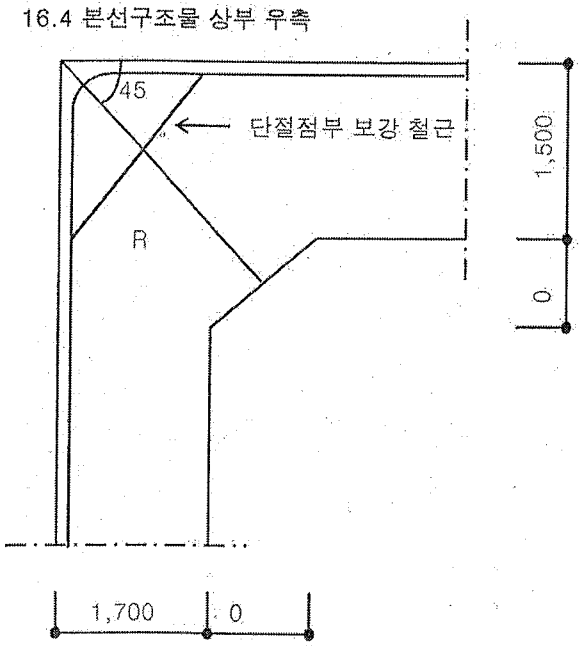
14,296 mm² > 11,782 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

16.4 본선구조물 상부 우측



$R = \sqrt{1700.0^2 + 1500.0^2}$

$= 2,267$ mm

Mo = 2757.9 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2757.871 \times 10^6}{2,267 \times 1,000} = 2.683 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2757.87 \times 10^6}{2,267.157 \times \#\#} = 13,516 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

As = 2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

As = 3단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

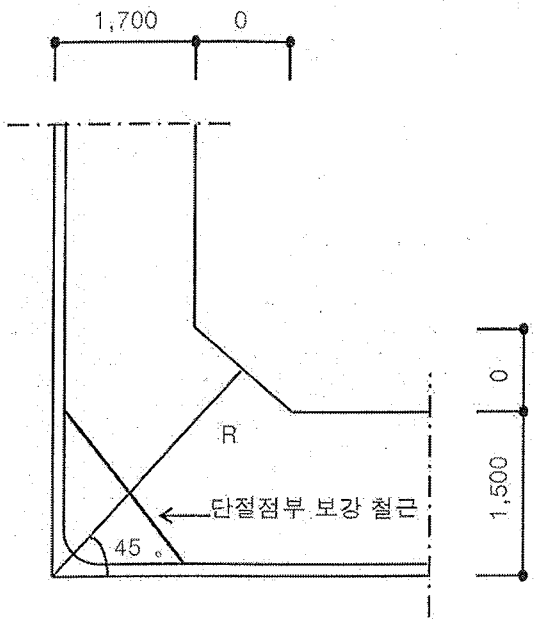
17,006 mm² > 13,516 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(좌측)



$$R = \sqrt{1700.0^2 + 1500.0^2} = 2{,}267 \text{ mm}$$

Mo = 2253.6 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2253.631 \times 10^6}{2{,}267 \times 1{,}000} = 2.192 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2253.63 \times 10^6}{2{,}267.157 \times 180} = 11{,}045 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
As = 2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
As = 3단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

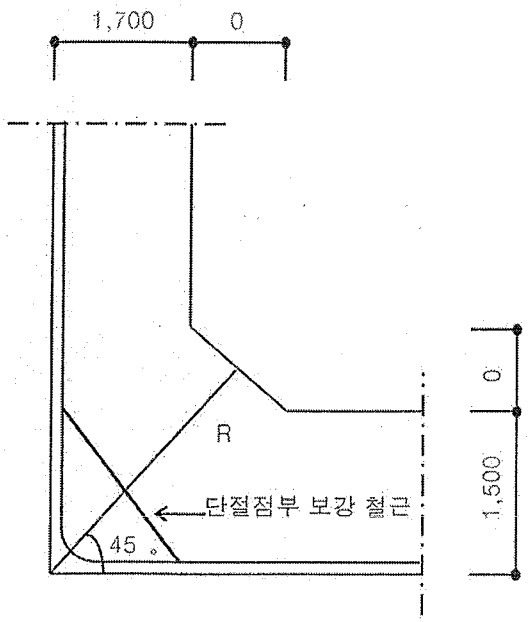
15,921 mm² > 11,045 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(우측)



$$R = \sqrt{1700.0^2 + 1500.0^2} = 2{,}267 \text{ mm}$$

Mo = 2375.5 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 2375.54 \times 10^6}{2{,}267 \times 1{,}000} = 2.311 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 2375.54 \times 10^6}{2{,}267.157 \times 180} = 11{,}642 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²
3단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

15,921 mm² > 11,642 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

17. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.000 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.000 = 2000.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 1.000 x 1.000 = 1500.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.0 ㎟

1986.0 ㎟ --- O.K !

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

② T = 1,500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.500 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.500 = 3000.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.500 x 1.000 = 2250.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.700 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.700 = 3400.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.700 x 1.000 = 2550.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

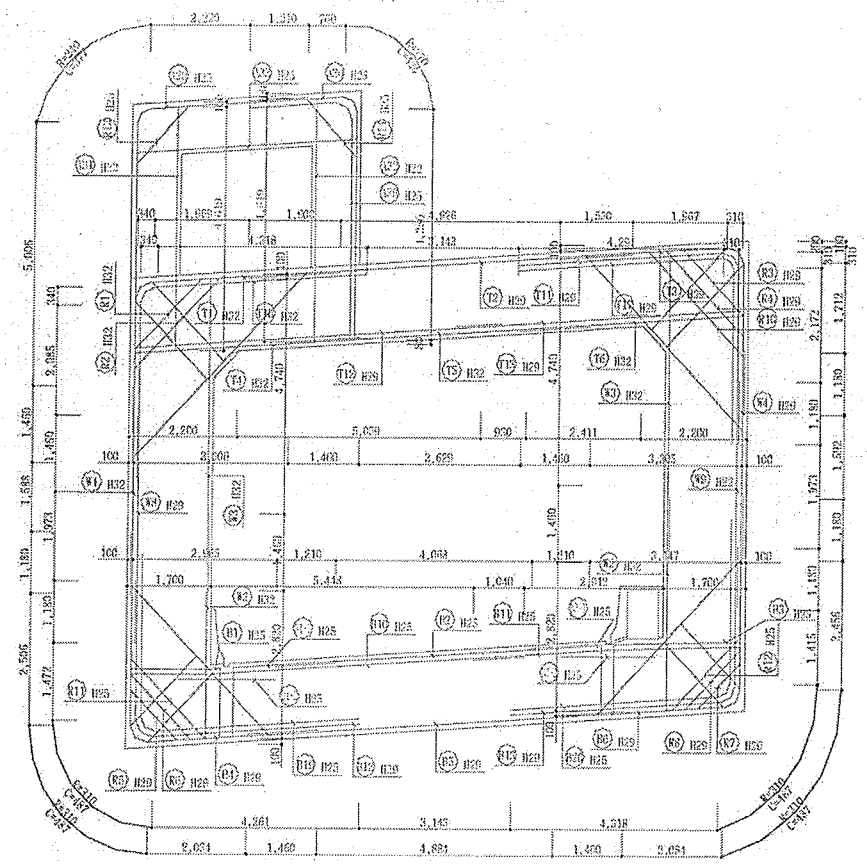
1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 5100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

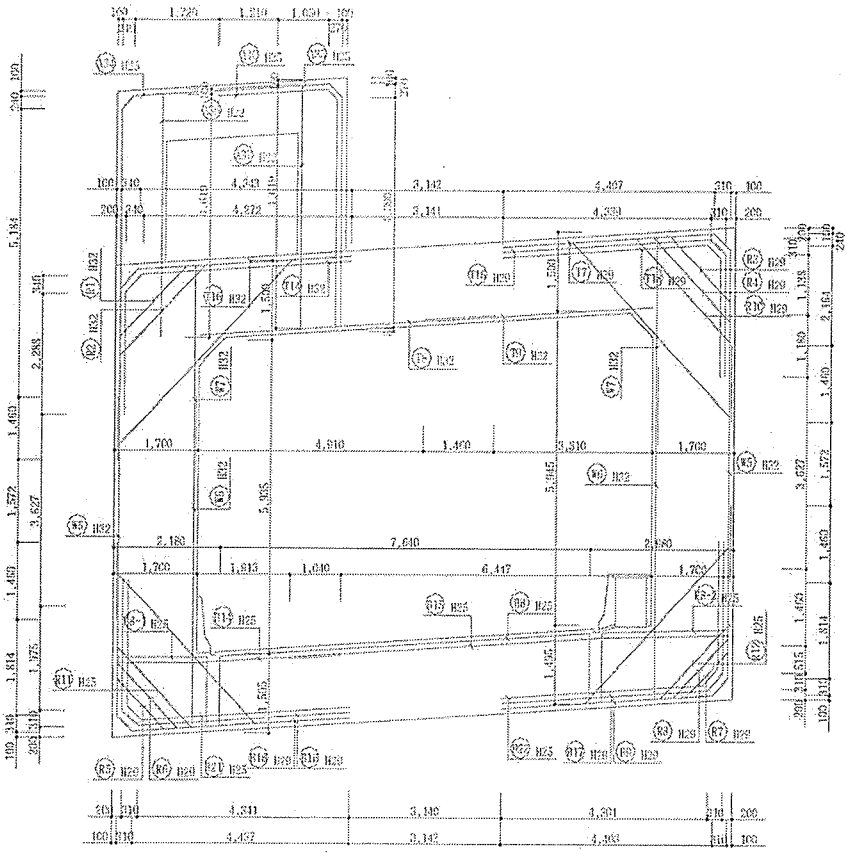
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. -- 콘.설 P109

18. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



B2(뒤)

▨ 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	558.6	1683.5	282.5	803.2	1824.59	1040.69	1.08	1.30	H32@125
	우측단부	771.8	1707.8	444.8	722.1	1824.59	1299.53	1.07	1.80	H32@125
	중앙부	382.1	888.7	143.4	419.5	1150.37	830.69	1.29	1.98	H25@125
하부슬래브	좌측단부	1250.1	2314.7	744.8	825.8	5143.64	2513.73	2.22	3.04	H25@125,H25@12
	우측단부	1223.8	2239.0	773.6	832.3	5143.64	2513.73	2.30	3.02	H25@125,H25@12
	중앙부	355.0	1484.3	180.8	638.6	3581.59	1674.85	2.41	2.62	H25@125,H25@12
좌측 벽체 (공기정화시설)	상단부	558.6	1483.2	449.7	1804.6	1608.57	2353.22	1.08	1.30	H32@125
	중앙부	383.5	951.7	100.1	813.0	1081.46	1184.02	1.14	1.46	H25@125
	하단부	1038.4	1038.4	797.9	797.9	1319.61	1790.66	1.27	2.24	H29@125
좌측 벽체 (본체)	상단부	1715.3	1715.3	1231.8	1360.4	6218.25	2872.83	3.63	2.11	H32@125,H32@12
	중앙부	1097.0	1097.0	-427.5	1241.8	3379.95	1980.48	3.08	1.59	H32@125
	하단부	1250.1	1250.1	1328.2	1636.7	6944.34	2872.83	5.56	1.76	H29@125,H25@12
우측 벽체 (공기정화시설)	상단부	771.8	1501.4	482.6	1680.9	1608.57	1790.66	1.07	1.07	H32@125
	중앙부	461.0	972.7	192.0	539.7	1081.46	1184.02	1.11	2.19	H25@125
	하단부	996.5	996.5	802.8	1078.6	1354.56	2412.05	1.36	2.24	H29@125
우측 벽체 (본체)	상단부	1689.0	2567.9	1231.8	1231.8	7420.76	2872.83	2.89	2.33	H29@125,H29@12
	중앙부	1074.5	1103.6	427.5	1030.2	3379.95	2908.74	3.06	2.82	H32@125
	하단부	1223.8	2239.0	1328.2	1408.7	7041.80	2908.74	3.15	2.06	H29@125
중간슬래브	좌측단부	748.5	2944.8	426.2	1487.5	5354.16	2513.73	1.82	1.69	H32@125,H32@12
	우측단부	722.0	2157.2	362.4	658.0	6372.37	2513.73	2.95	3.82	H29@125,H29@12
	중앙부	528.6	1016.9	93.3	431.8	3920.51	2549.64	3.86	5.90	H29@250,H32@12
내부 벽체	단부	53.6	184.6	32.8	184.6	212.7	209.3	1.15	1.13	H25@125,H16@0
	중앙부	49.8	17.6	6.7	17.6	252.5	230.3	5.07	13.08	H25@125,H16@0
내부 슬래브	단부	196.3	613.2	111.2	613.2	970.1	628.0	1.58	1.02	H29@125,H16@0
	중앙부	115.7	583.3	51.2	583.3	1005.1	649.0	1.72	1.11	H29@125,H16@0

1. 설계조건 (상 시)

1) 형　　식 : 철근 콘크리트

2) 기 초 형 식 : 직 접 기 초

3) 토 질 정 수 :

① 단 위 체 적 중 량	:	γs =	19.00 kN/m³	(지하수 비고려시)
	:	$\gamma s'$ =	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		

$Ko = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

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

단위체적중량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 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

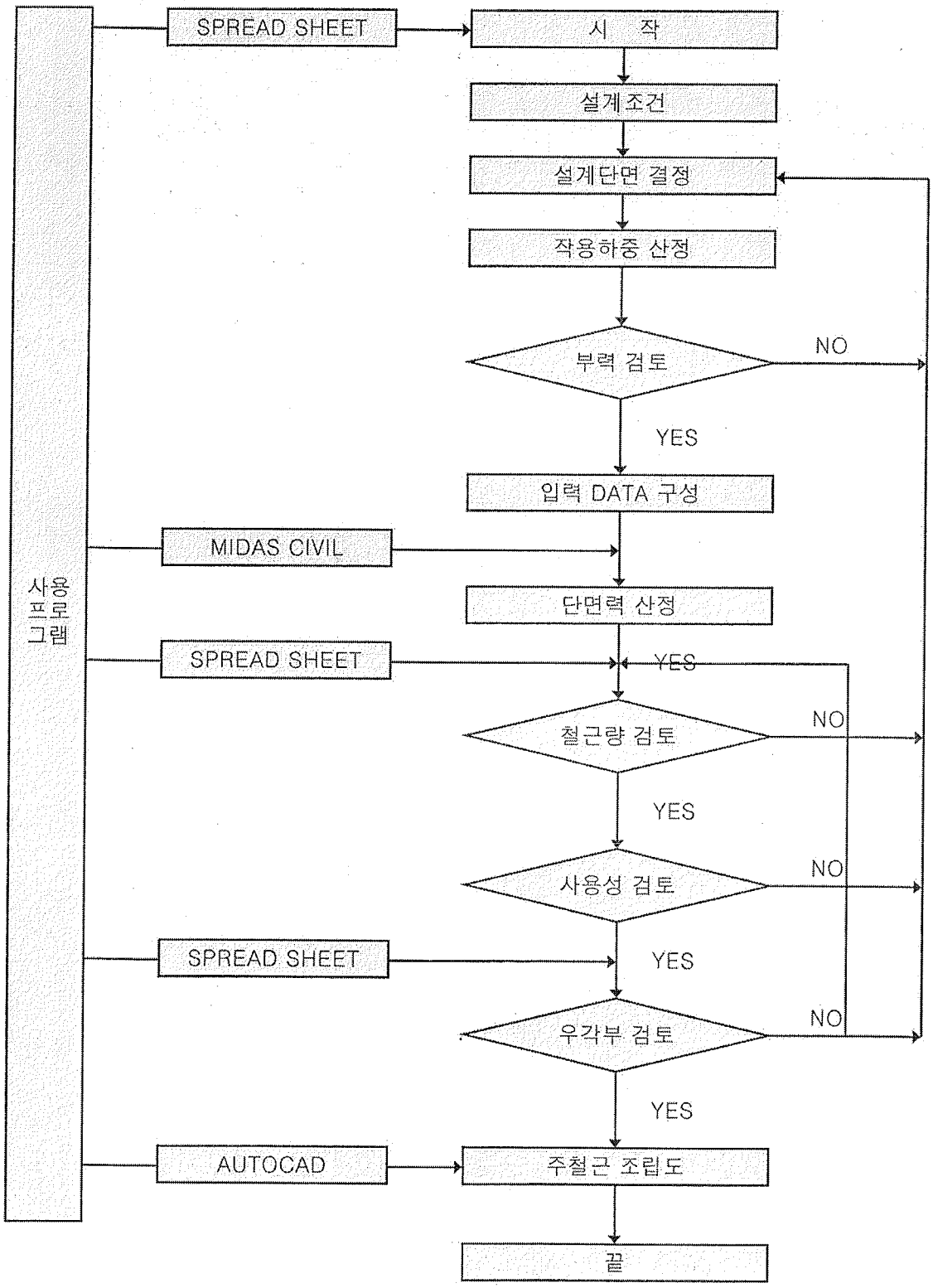
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

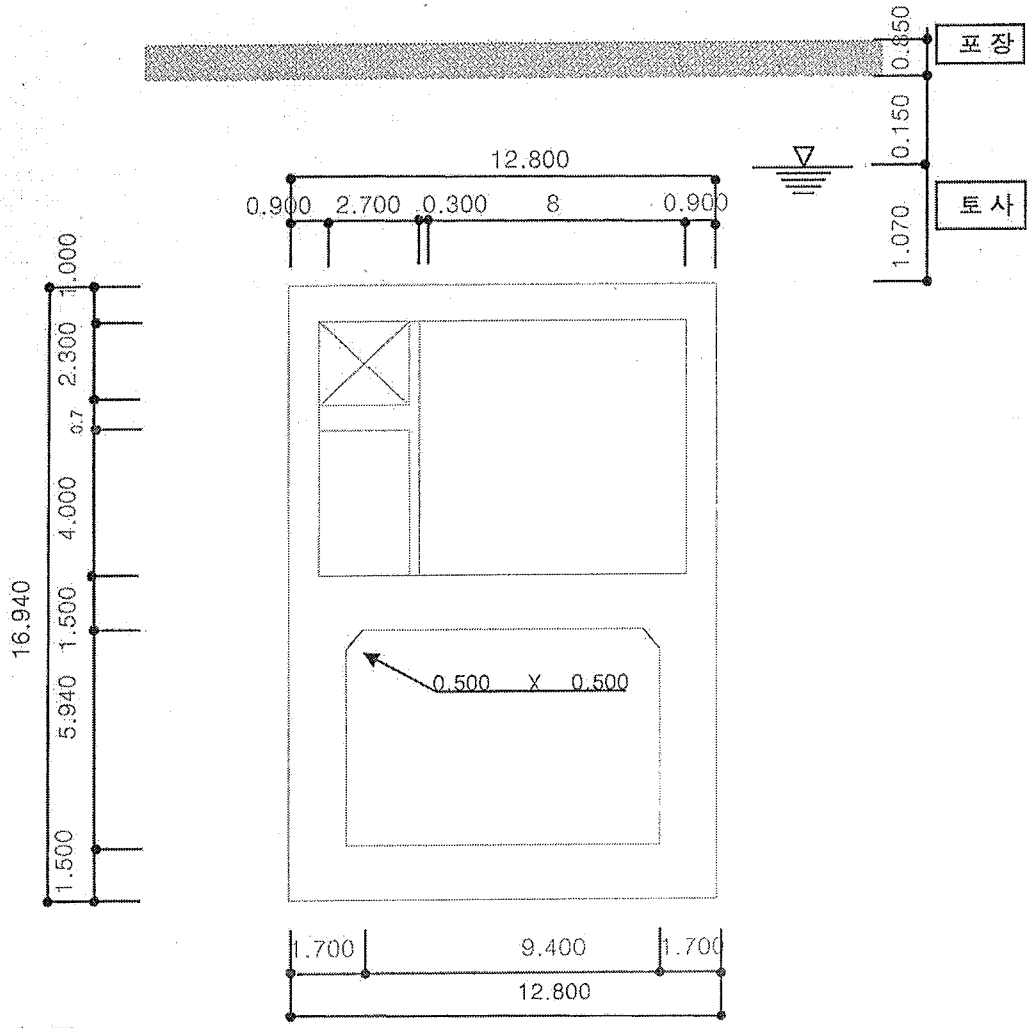
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상 부 슬 라 브	:	1.000	x	12.800	x	25.00				=	320.000	kN
②	내부벽체	:	0.300	x	7.000	x	25.00	x	1 ea		=	52.500	kN
③	내부슬라브	:	0.700	x	2.700	x	25.00	x	1 ea		=	47.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:	1.500	x	12.800	x	25.00				=	480.000	kN
⑤	하 부 슬 라 브	:	1.500	x	12.800	x	25.00				=	480.000	kN
⑥	벽체1	:	1.700	x	5.940	x	25.00				=	252.450	kN
⑦	벽체2	:	0.900	x	7.000	x	25.00				=	157.500	kN
⑧	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 2 ea	=	6.250	kN
										Σ	=	1795.950	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	1.070	x	19.000	=	20.330 kN/㎡
					Σ Wt1	=	39.880 kN/㎡

- 하부반력산정 : 39.880 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	0.920	x	10.000	=	9.200 kN/㎡
					Σ Wt2	=	31.600 kN/㎡

- 하부반력산정 : 31.600 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 : = 21.00 kN/㎡

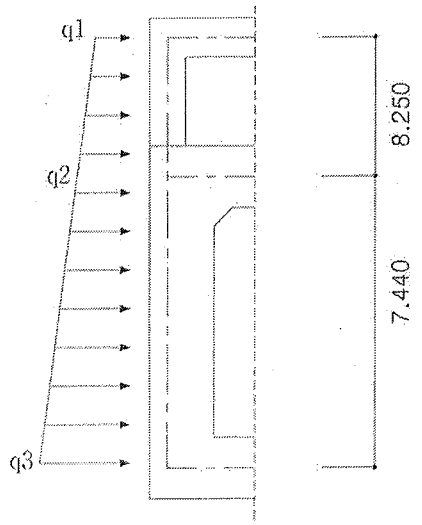
하부반력산정 : = 21.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 21.000 x 0.500 = 10.500 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 − sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 1.070 x 19.00) = 19.940 kN/㎡

q2 = 19.94 + 0.500 x 8.250 x 19.00 = 98.315 kN/㎡

q3 = 98.32 + 0.500 x 7.440 x 19.00 = 168.995 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

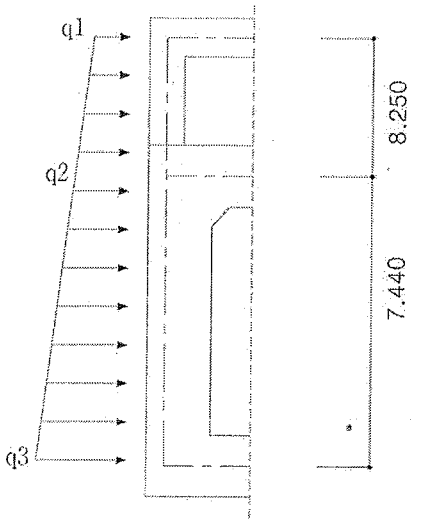
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 15.800 kN/㎡

+ 0.920 x 10.00)

q2 = 15.80 + 0.500 x 8.250 x 10.00 = 57.050 kN/㎡

q3 = 57.05 + 0.500 x 7.440 x 10.00 = 94.250 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 0.920 x 10.000 = 9.200 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 0.920 x 10.000 = 9.200 kN/㎡

qw2 = 9.200 + 8.250 x 10.000 = 91.700 kN/㎡

qw3 = 91.700 + 7.440 x 10.000 = 166.100 kN/㎡

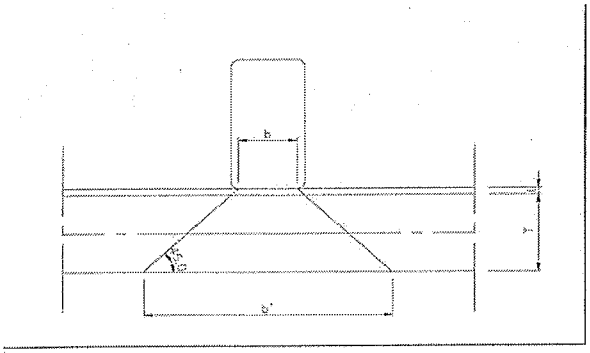
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 166.10 + 0.750 x 10.000 = 173.600 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

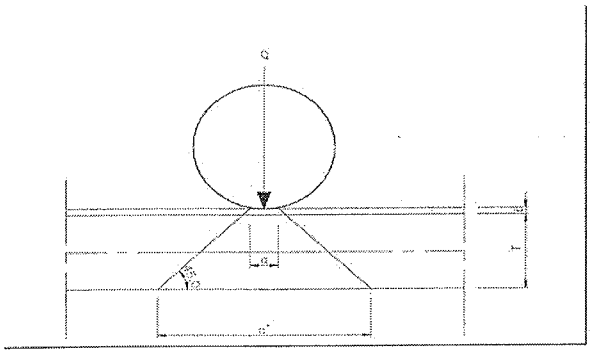
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.500 m

b' = 0.500 + 2 x (1.500 + 0.040) x cot 45° = 3.580 m



a' = 0.200 + 2 x (1.500 + 0.040) x cot 45° = 3.280 m

Qz = 96.00 / (3.580 x 3.280)

= 8.176 kN/m²

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

8) 지지력 및 부력에 대한 안정성 검토 (사용하중 적용)

(1) 지하수 비고려시

* 상부 작용하중 (위하중 참조)

①	상부슬라브 :			=	320.000	kN
②	내부벽체 :			=	52.500	kN
③	내부슬라브 :			=	47.250	kN
④	중간슬라브 :			=	480.000	kN
⑤	하부슬라브 :			=	480.000	KN
⑥	벽체1 :			=	252.450	KN
⑦	벽체2 :			=	157.500	KN
⑧	헌 치 :			=	6.250	KN
-	연직하중 :	39.880 x	12.800	=	39.880	kN
-	상부활하중 :	21.000 x	12.800	=	268.800	kN
-	내부활하중 :	5.000 x	9.400	=	47.000	kN
				Σ =	2151.630	kN

Qmax1 = 2151.630 / 12.800 + 8.176 = **176.272** kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브 :			=	320.000	kN
②	내부벽체 :			=	52.500	kN
③	내부슬라브 :			=	47.250	kN
④	중간슬라브 :			=	480.000	kN
⑤	하부슬라브 :			=	480.000	KN
⑥	벽체1 :			=	252.450	KN
⑦	벽체2 :			=	157.500	KN
⑧	헌 치 :			=	6.250	KN
-	연직하중 :	31.600 x	12.800	=	404.480	KN
-	상부활하중 :			=	268.800	kN
-	내부활하중 :			=	47.000	kN
				Σ =	2516.230	kN

Qmax1 = 2516.230 / 12.800 + 8.176 = **204.756** kN/m²

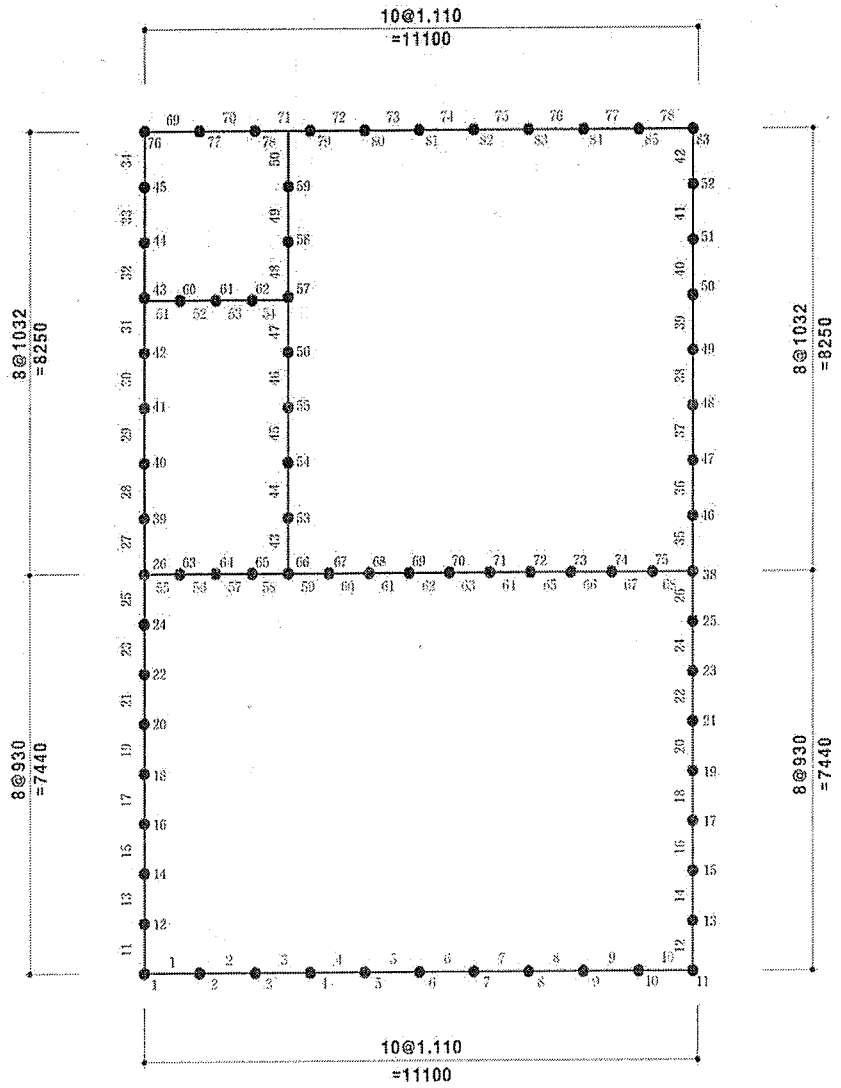
∵ Qmax = 204.756 kN/m²

(4) 지지력 판정

Qmax = 204.756 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² ---- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	69 ~ 78
내부벽체	1.0	0.300	0.300	0.0022500	26700	43 ~ 50
내부슬라브	1.0	0.700	0.700	0.0285833	26700	60 ~ 62
중 간 슬 라 브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	55 ~ 68
하 부 슬 라 브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 10
벽체1	1.0	1.700	1.700	0.4094167	26700	11 ~ 26
벽체2	1.0	0.900	0.900	0.0607500	26700	27 ~ 42

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

$Bh = \sqrt{12.800 \times 24.000} = 17.527$ m

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

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 12.8 / 24.0) / 1.5 = 1.022 > 1

∴ β = 1.000

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

Kv = β × Kvo x (Bv / 0)$^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (17.527 / 0)$^{-3/4}$ = 7887 kN/m³

Kz(1) = 7887 x 1.0 x (1.700 / 2 + 1.600 / 2) = 13013 kN/m³

Kz(10) = 7887 x 1.0 x (1.700 / 2 + 1.600 / 2) = 13013 kN/m³

Kz(2~9) = 7887 x 1.0 x (1.600 / 2 + 1.600 / 2) = 12619 kN/m³

6. 하중조합

---콘.구 3.3.2

1) 하중조합

* 토피에 따른 보정 계수 산정

h ≤ 2m 에 대해서 α_H = 1.0

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

∴ α_H = 1.000

(상 시)

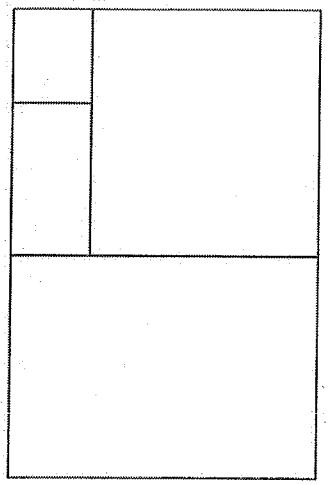
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9		0.9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

* 사용하중 검토시 => 하중계수=1.0, 반토압계수=0.5 적용

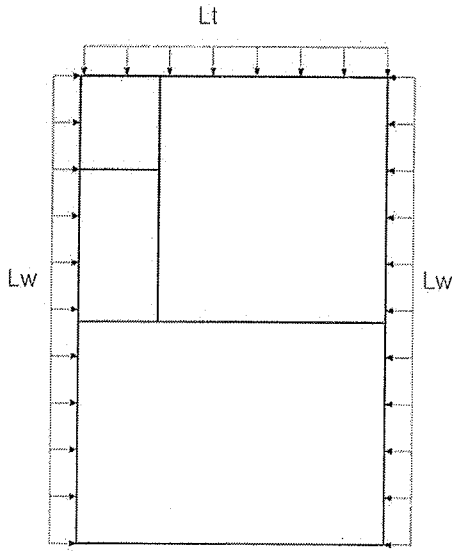
구 분		고정하중	활하중	토압		수압		건조수축		비 고
		(D)	(L)	연직토압	횡토압	연직수압	횡수압	+15°C	-15°C	
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수 고려시	1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

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



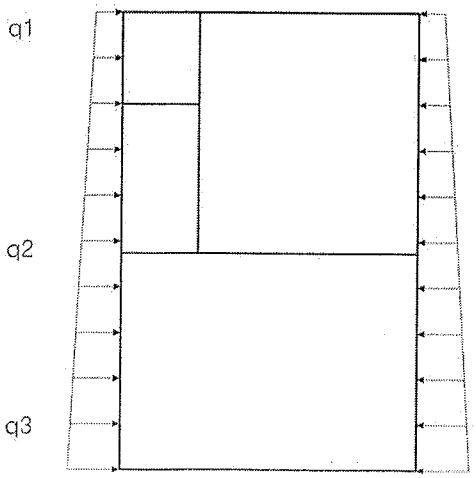
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 21.00 kN/㎡

Lw = 10.50 kN/㎡

4) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)

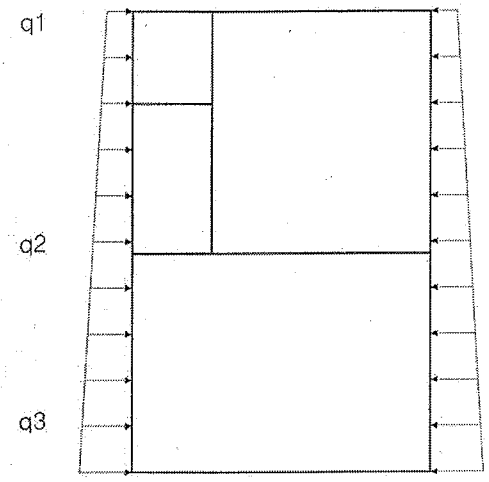


q1 = 19.94 kN/㎡

q2 = 98.32 kN/㎡

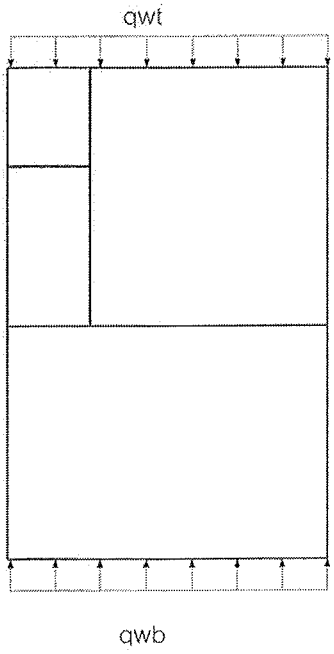
q3 = 169.00 kN/㎡

5) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



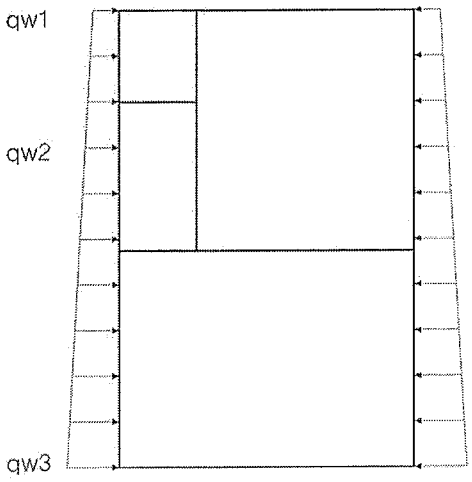
q1 = 15.80 kN/㎡
q2 = 57.05 kN/㎡
q3 = 94.25 kN/㎡

6) CASE 4 - 연 직 수 압



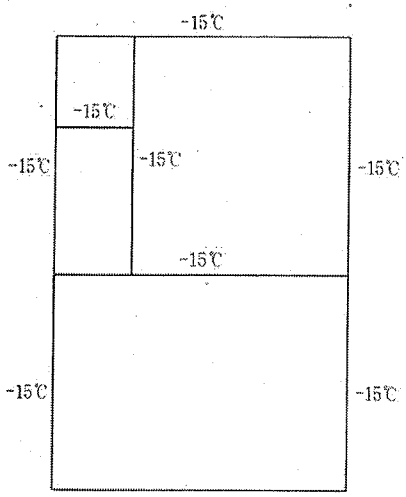
qwt = 9.20 kN/㎡
qwb = 173.60 kN/㎡

7) CASE 5 - 횡 수 압



qw1 = 9.20 kN/㎡
qw2 = 91.70 kN/㎡
qw3 = 166.10 kN/㎡

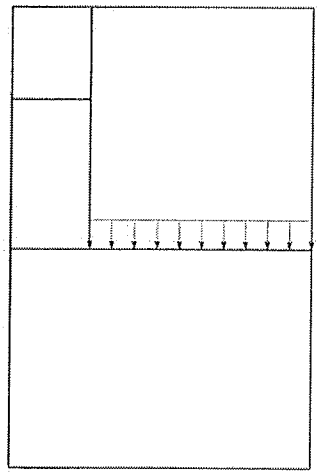
8) CASE 6 - 건조수축



건조수축

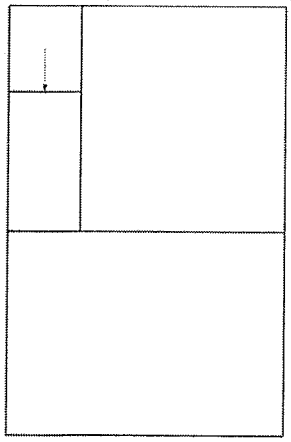
-15 ℃

8) CASE 7 - 기계하중(집진기시설)



qw1 = 43.75 kN/㎡

8) CASE 8 - 기계하중(호이스트)



qw1 = 50.00 kN

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

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

γt : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

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

④ 지진구역계수(Z)

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

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sd	Sd
지진계수	0.16	0.23

⑥ 지층별 평균 N치

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

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 2.570 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 10.820 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 18.260 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 12.800 m 구조물 길이 : 24.000 m

구조물 높이 : 16.940 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.000 m (측 벽 -1) 0.900 m

(측 벽 -2) 1.700 m (하부슬래브) 1.500 m

⑧ 상재토 제원

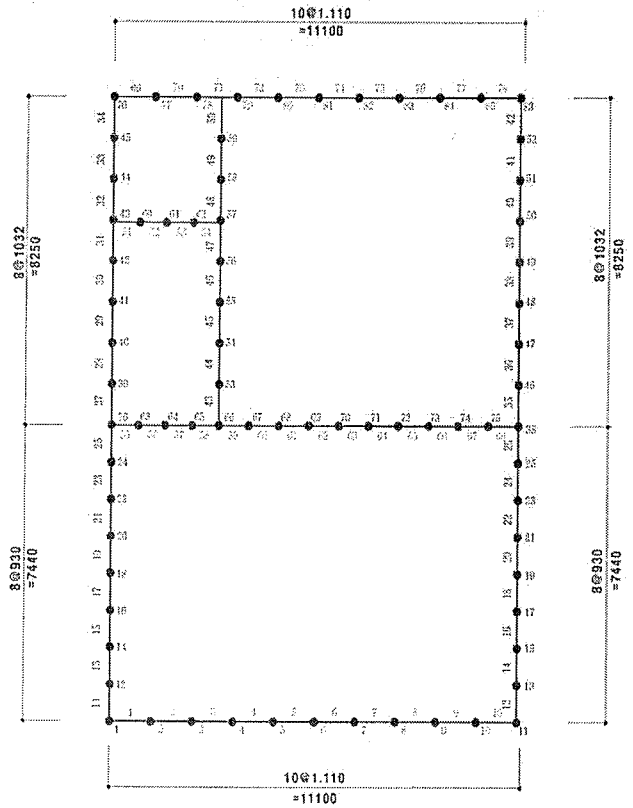
포장두께	0.850 m
입도조정	0.000 m
보조기층	0.000 m
동방층	0.000 m
토사층	1.070 m
전체토피	1.920 m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

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



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	69 ~ 78
내부벽체	1.0	0.300	0.300	0.0022500	26700	43 ~ 50
내부슬라브	1.0	0.700	0.700	0.0285833	26700	60 ~ 62
중 간 슬 라 브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	55 ~ 68
하 부 슬 라 브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 10
벽체1	1.0	1.700	1.700	0.4094167	26700	11 ~ 26
벽체2	1.0	0.900	0.900	0.0607500	26700	27 ~ 42

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 × 137.92 ^{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 × 235.76 ^{2} = 130316.0 kN/m²

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

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

② 붕괴방지 수준

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

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

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

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

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

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

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 24.00) = 17.527 m

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

Kv = 293946.40 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 13909.97 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13909.97 = 4636.66 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 24.00) = 17.527 m

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

Kv = 358336.00 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 16956.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16956.98 = 5652.33 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(16.94 × 24.00) = 20.163 m

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

Kh = 358336.00 × (16.94 / 0.3)^(-3 / 4) = 15265.45 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 15265.45 = 5088.48 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 24.00) = 14.114 m

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

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 19947.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 19947.93 = 6649.31 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	13910	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	12609 kN/m³
Kvs(23,27)=	4637	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	4203 kN/m³
Kv(24~26)=	13910	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	11497 kN/m³
Kvs(24~26)=	4637	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	3832 kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	15265	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	13739 kN/m³
Khs(28,30)=	5088	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	4580 kN/m³
Kh(40,42)=	15265	x (	1.700	/	2	+	0.900	/	2	) =	19845 kN/m³
Khs(40,42)=	5088	x (	1.700	/	2	+	0.900	/	2	) =	6615 kN/m³
Kh(31~39)=	15265	x (	0.900	/	2	+	0.754	/	2	) =	12625 kN/m³
Khs(31~39)=	5088	x (	0.900	/	2	+	0.754	/	2	) =	4208 kN/m³
Kh(43~51)=	15265	x (	1.700	/	2	+	0.754	/	2	) =	18731 kN/m³
Khs(43~51)=	5088	x (	1.700	/	2	+	0.754	/	2	) =	6244 kN/m³
Kh(12,22)=	15265	x (	1.700	/	2	+	0.727	/	2	) =	18525 kN/m³
Khs(12,22)=	5088	x (	1.700	/	2	+	0.727	/	2	) =	6175 kN/m³
Kh(1,11)=	15265	x (	1.700	/	2	+	0.937	/	2	) =	20127 kN/m³
Khs(1,11)=	5088	x (	1.700	/	2	+	0.937	/	2	) =	6709 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	16957	x (	1.500	/	2	+	1.120	/	2	) =	22214 kN/m³
Kvs(1,11)=	5652	x (	1.500	/	2	+	1.120	/	2	) =	7405 kN/m³
Kv(2~10)=	16957	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	18992 kN/m³
Kvs(2~10)=	5652	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	6331 kN/m³

- 중간슬래브

Kv(16~21)=	19948	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	11171 kN/m³
Kvs(16~21)=	6649	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	3724 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 24.00) = 17.527 m

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

Kv = 114822.40 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 5433.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5433.56 = 1811.19 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 24.00) = 17.527 m

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

Kv = 139972.80 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 6623.71 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6623.71 = 2207.90 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(12.80 × 16.94) = 14.725 m

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

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 7548.11 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 7548.11 = 2516.04 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 24.00) = 14.114 m

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

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 7792.04 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 7792.04 = 2597.35 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	5434	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	4926 kN/m³
Kvs(23,27)=	1811	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	1642 kN/m³
Kv(24~26)=	5434	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	4491 kN/m³
Kvs(24~26)=	1811	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	1497 kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	7548	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	6793 kN/m³
Khs(28,30)=	2516	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	2264 kN/m³
Kh(40,42)=	7548	x (	1.700	/	2	+	0.900	/	2	) =	9813 kN/m³
Khs(40,42)=	2516	x (	1.700	/	2	+	0.900	/	2	) =	3271 kN/m³
Kh(31~39)=	7548	x (	0.900	/	2	+	0.754	/	2	) =	6242 kN/m³
Khs(31~39)=	2516	x (	0.900	/	2	+	0.754	/	2	) =	2081 kN/m³
Kh(43~51)=	7548	x (	1.700	/	2	+	0.754	/	2	) =	9262 kN/m³
Khs(43~51)=	2516	x (	1.700	/	2	+	0.754	/	2	) =	3087 kN/m³
Kh(12,22)=	7548	x (	0.900	/	2	+	0.727	/	2	) =	6140 kN/m³
Khs(12,22)=	2516	x (	0.900	/	2	+	0.727	/	2	) =	2047 kN/m³
Kh(1,11)=	7548	x (	0.900	/	2	+	0.937	/	2	) =	6933 kN/m³
Khs(1,11)=	2516	x (	0.900	/	2	+	0.937	/	2	) =	2311 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	6624	x (	1.500	/	2	+	1.120	/	2	) =	8677 kN/m³
Kvs(1,11)=	2208	x (	1.500	/	2	+	1.120	/	2	) =	2892 kN/m³
Kv(2~10)=	6624	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	7419 kN/m³
Kvs(2~10)=	2208	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	2473 kN/m³

- 중간슬래브

Kv(16~21)=	7792	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	4364 kN/m³
Kvs(16~21)=	2597	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	1455 kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.001	128.000	80.000	19.000	0.125	0.200
퇴적토	21.351	137.884	86.177	19.000	0.619	0.991
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	25.352	136.324	85.202		0.744	1.191

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.744 = 0.931	1.25 × 1.191 = 1.489

2) 통제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575
To(sec)	0.2 × 0.575 = 0.115	0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	109.000	57.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
25.352	136.324 , 85.202	0.18597	24247	0.29755	6631

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.931} = 1.104$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.489} = 1.413$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.931 \times 1.104}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.489 \times 1.413}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 2.570 m
- 하부슬래브 심도 = 18.260 m
- 기반암 심도(H) = 25.352 m

① 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 2.570 / (2 \times 25.4))$

$= 0.03055$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 18.260 / (2 \times 25.4))$

$= 0.01316$

② 붕괴방지 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 2.570 / (2 \times 25.4))$

$= 0.09980$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 18.260 / (2 \times 25.4))$

$= 0.04300$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준							
Po =	4636.66	× (	0.03055	-	0.01316	) =	80.615 kN/m²
붕괴방지수준							
Po =	1811.19	× (	0.09980	-	0.04300	) =	102.878 kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$P(z) = kh \times Di \ (kN/m^2)$

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

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	2.570	0.0305	0.0104	158.47	0.0998	0.0339	255.99
q2	3.470	0.0302	0.0101	153.57	0.0988	0.0329	248.08
q3	4.370	0.0298	0.0096	147.24	0.0974	0.0315	237.85
q4	5.270	0.0293	0.0091	139.49	0.0957	0.0299	225.33
q5	6.170	0.0287	0.0085	130.35	0.0938	0.0279	210.57
q6	6.924	0.0281	0.0080	121.65	0.0919	0.0260	196.50
q7	7.678	0.0275	0.0073	112.00	0.0899	0.0240	180.93
q8	8.432	0.0268	0.0066	101.44	0.0876	0.0217	163.87
q9	9.186	0.0261	0.0059	89.99	0.0851	0.0193	145.37
q10	9.940	0.0253	0.0051	77.67	0.0825	0.0166	125.46
q11	10.694	0.0244	0.0042	64.50	0.0797	0.0138	104.20
q12	11.448	0.0235	0.0033	50.53	0.0767	0.0108	81.62
q13	12.202	0.0225	0.0023	35.77	0.0735	0.0077	57.79
q14	12.956	0.0215	0.0013	20.26	0.0702	0.0043	32.74
q15	13.893	0.0202	0.0000	0.00	0.0659	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 5.95$$ 상부슬래브

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 42.94$$ 하부슬래브

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 24.44$$ 벽체

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 5.31$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 38.36$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 21.84$$

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 = 1.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 2.57)

= 2.190 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 2.57)

= 5.380 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 18.26)

= 2.480 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 18.26)

= 6.100 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 10.42)

= 1.730 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 10.42)

= 4.250 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.700 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 14.34)

= 3.040 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.700 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 14.34)

= 7.470 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 0.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 10.82)

= 0.000 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 0.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 10.82)

= 0.000 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

---콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

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

2) 지진시(붕괴방지수준)

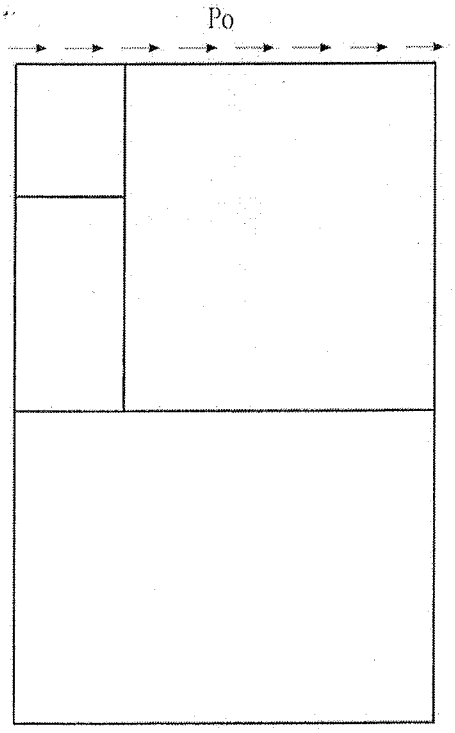
구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

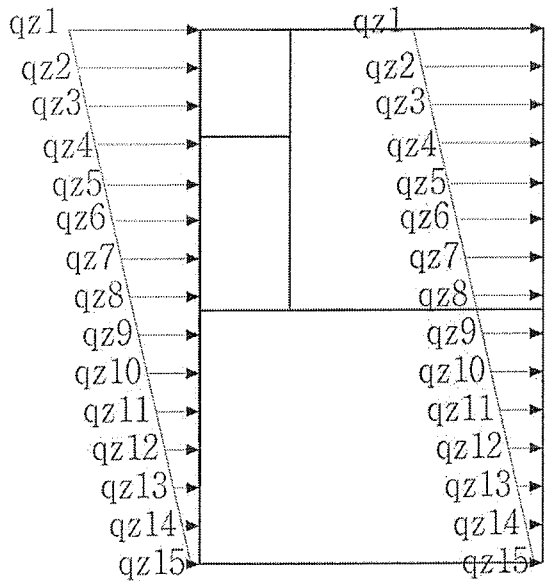
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)

Po = 80.62 kN/㎡

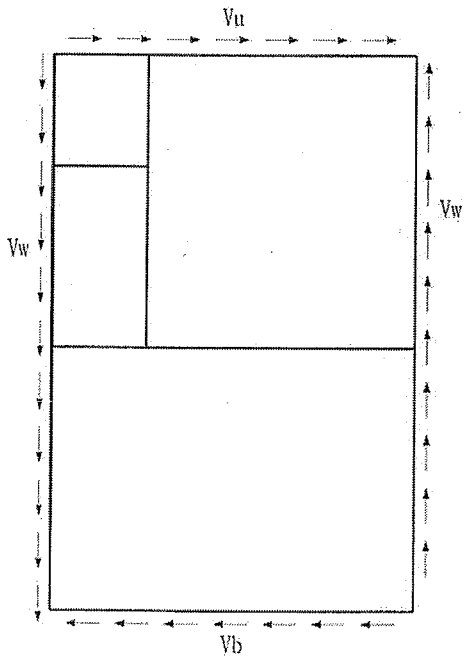


2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



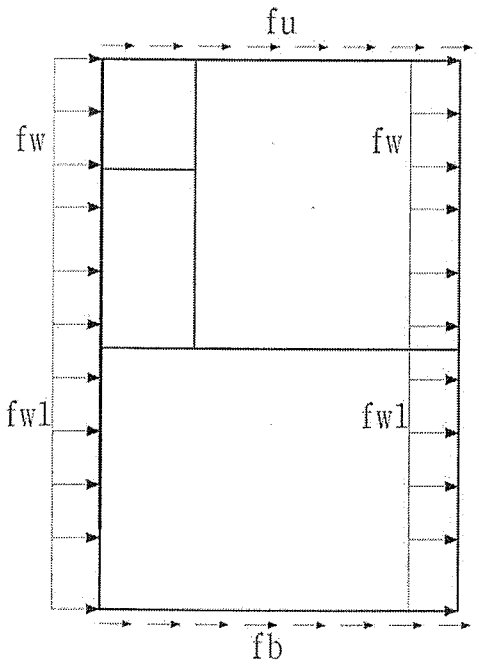
qz1	=	158.47	kN/㎡
qz2	=	153.57	kN/㎡
qz3	=	147.24	kN/㎡
qz4	=	139.49	kN/㎡
qz5	=	130.35	kN/㎡
qz6	=	121.65	kN/㎡
qz7	=	112.00	kN/㎡
qz8	=	101.44	kN/㎡
qz9	=	89.99	kN/㎡
qz10	=	77.67	kN/㎡
qz11	=	64.50	kN/㎡
qz12	=	50.53	kN/㎡
qz13	=	35.77	kN/㎡
qz14	=	20.26	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



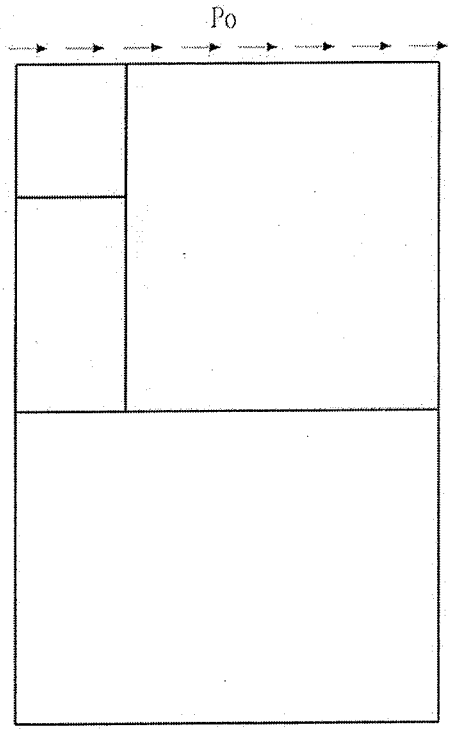
Vu = 5.95 kN/㎡
Vb = 42.94 kN/㎡
Vw = 24.44 kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



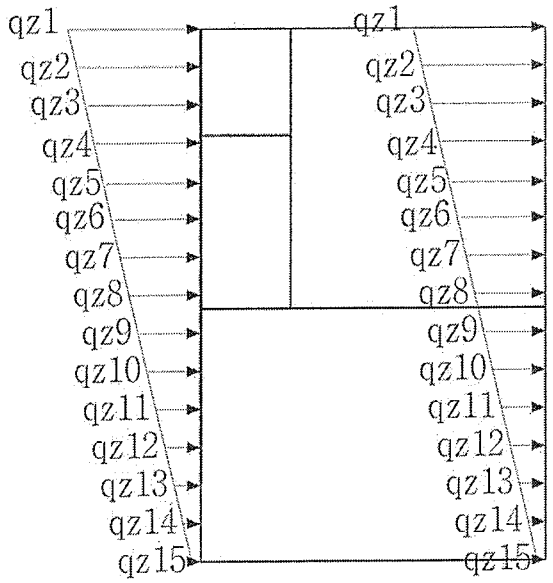
fu = 2.19 kN/m
fb = 2.48 kN/m
fw = 1.73 kN/m
fw1 = 3.04 kN/m
fs = 0.00 kN/m

5) CASE 5 – 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



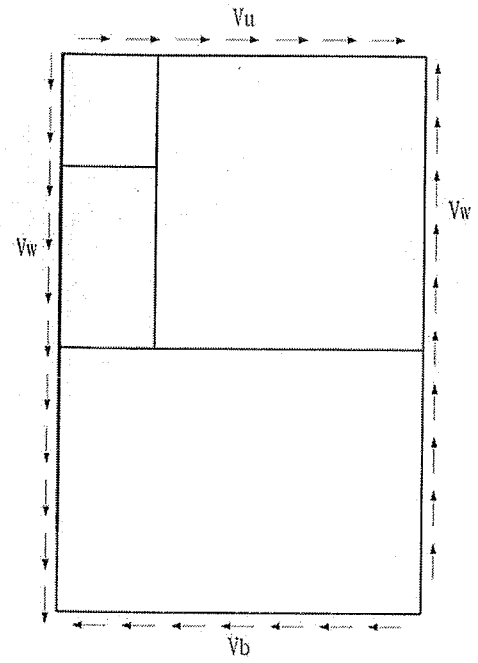
Po = 102.88 kN/㎡

6) CASE 4 – 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



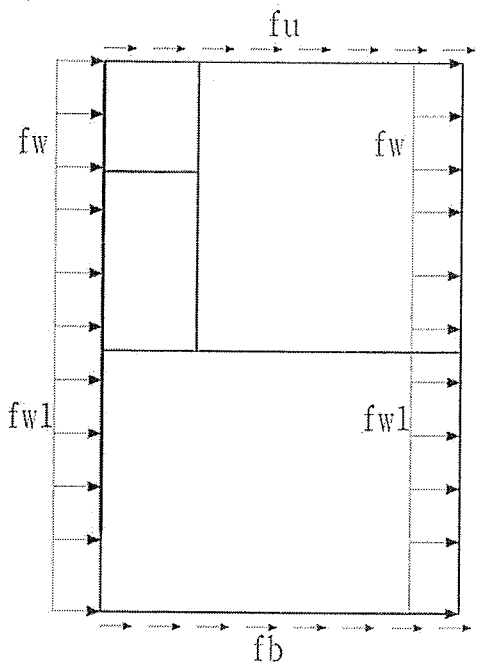
qz1	=	255.99	kN/㎡
qz2	=	248.08	kN/㎡
qz3	=	237.85	kN/㎡
qz4	=	225.33	kN/㎡
qz5	=	210.57	kN/㎡
qz6	=	196.50	kN/㎡
qz7	=	180.93	kN/㎡
qz8	=	163.87	kN/㎡
qz9	=	145.37	kN/㎡
qz10	=	125.46	kN/㎡
qz11	=	104.20	kN/㎡
qz12	=	81.62	kN/㎡
qz13	=	57.79	kN/㎡
qz14	=	32.74	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu	=	5.31	kN/㎡
Vb	=	38.36	kN/㎡
Vw	=	21.84	kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu	=	5.38	kN/m
fb	=	6.10	kN/m
fw	=	4.25	kN/m
fw1	=	7.47	kN/m
fs	=	0.00	kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

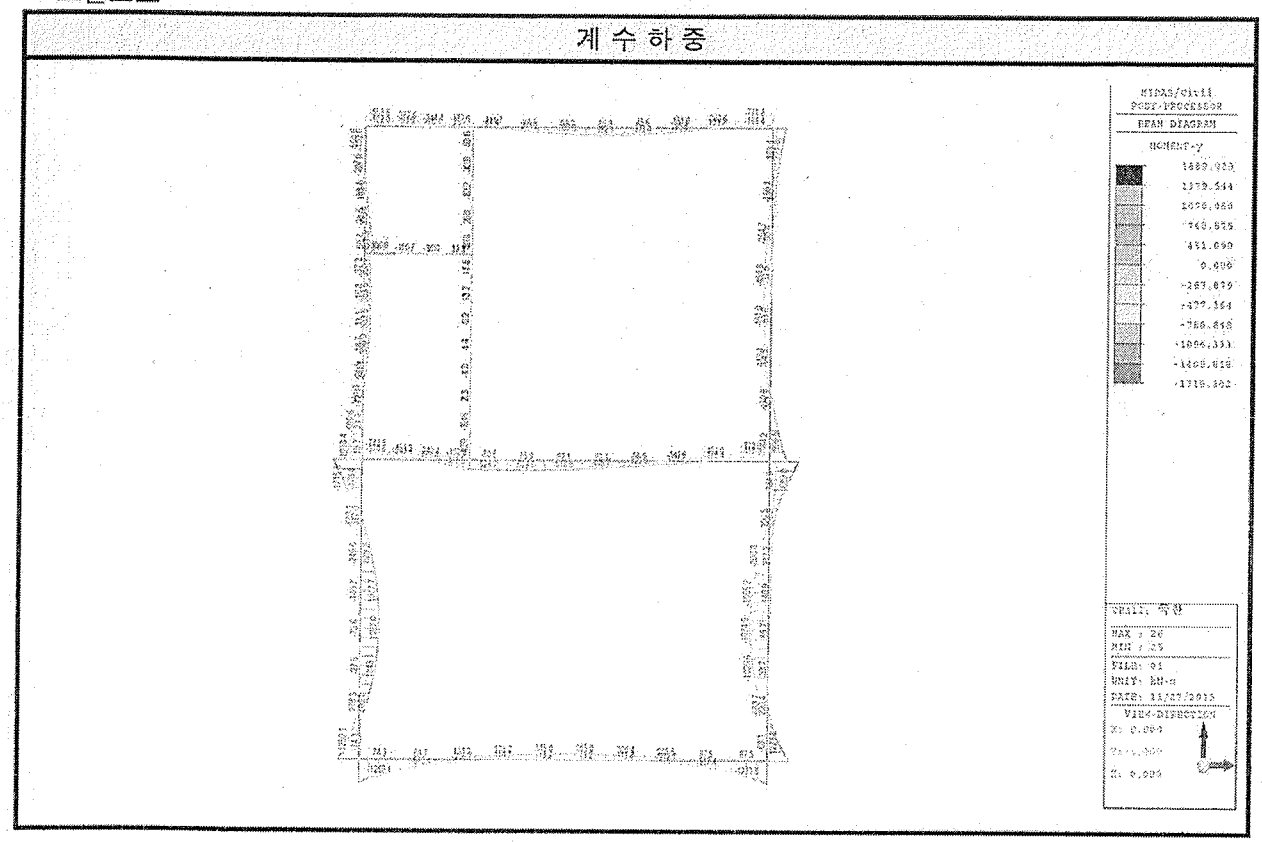
부재 \ 부재력	상시			지진시				적용		
				기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
	Mu	Vu	Mo	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mo
	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)	(kN)	(kN-m)
본 구조물										
1	상부슬래브 좌측단부	558.6	282.5	365.5	1683.5	607.6	807.3	803.2	1683.5	803.2	365.5
	상부슬래브 우측단부	771.8	444.8	515.0	1707.8	645.2	784.6	722.1	1707.8	722.1	515.0
3	상부슬래브 중앙부	382.1	143.4	266.2	888.7	328.0	426.7	419.5	888.7	419.5	266.2
4	하부슬래브 좌측단부	1250.1	744.8	819.3	2314.7	596.9	1202.4	825.8	2314.7	825.8	819.3
5	하부슬래브 우측단부	1223.8	773.6	797.4	2239.0	597.0	1172.5	832.3	2239.0	832.3	797.4
6	하부슬래브 중앙부	355.0	180.8	251.6	1484.3	405.5	580.0	638.6	1484.3	638.6	251.6
7	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	558.6	449.7	365.5	1483.2	1230.2	807.3	1804.6	1483.2	1804.6	365.5
8	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	383.5	100.1	286.8	951.7	414.0	466.6	813.0	951.7	813.0	286.8
9	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	1038.4	797.9	622.2	647.4	598.5	296.4	792.6	1038.4	797.9	622.2
10	좌측벽체 상단부(본체)	1715.3	1231.8	1135.0	1683.5	1230.2	1671.1	1360.4	1715.3	1360.4	1135.0
11	좌측벽체 중앙부(본체)	1097.0	-427.5	582.3	951.7	566.2	685.8	1241.8	1097.0	1241.8	582.3
12	좌측벽체 하단부(본체)	1250.1	1328.2	819.3	647.4	598.5	1202.4	1636.7	1250.1	1636.7	819.3
13	우측벽체 상단부(공기정화시설)	771.8	482.6	515.0	1501.4	1151.4	784.6	1680.9	1501.4	1680.9	515.0
14	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	461.0	192.0	289.3	972.7	385.3	474.4	539.7	972.7	539.7	289.3
15	우측벽체 하단부(공기정화시설)	996.5	802.8	575.0	467.3	793.0	241.1	1078.6	996.5	1078.6	575.0
16	우측벽체 상단부(본체)	1689.0	1231.8	1113.0	2567.9	111.4	1179.5	1145.6	2567.9	1231.8	1113.0
17	우측벽체 중앙부(본체)	1074.5	427.5	573.8	1103.6	385.3	408.1	1030.2	1103.6	1030.2	573.8
18	우측벽체 하단부(본체)	1223.8	1328.2	797.4	2239.0	793.0	1172.5	1408.7	2239.0	1408.7	797.4
19	중간슬래브 좌측단부	748.5	426.2	558.7	2944.8	1146.8	1390.0	1487.5	2944.8	1487.5	558.7
20	중간슬래브 우측단부	722.0	362.4	550.2	2157.2	534.4	1019.9	658.0	2157.2	658.0	550.2
21	중간슬래브 중앙부	528.6	93.3	400.7	1016.9	308.2	422.1	431.8	1016.9	431.8	400.7
22	내부벽체(단부)	53.6	32.8	35.1	204.1	126.8	98.8	184.6	204.1	184.6	35.1
23	내부벽체(중앙부)	49.8	6.7	32.7	195.5	13.3	95.0	17.6	195.5	17.6	32.7
24	내부슬래브(단부)	196.3	111.2	142.7	929.2	436.1	453.9	613.2	929.2	613.2	142.7
25	내부슬래브(중앙부)	115.7	51.2	82.0	639.0	421.2	307.5	583.3	639.0	583.3	82.0

14. 단면력도

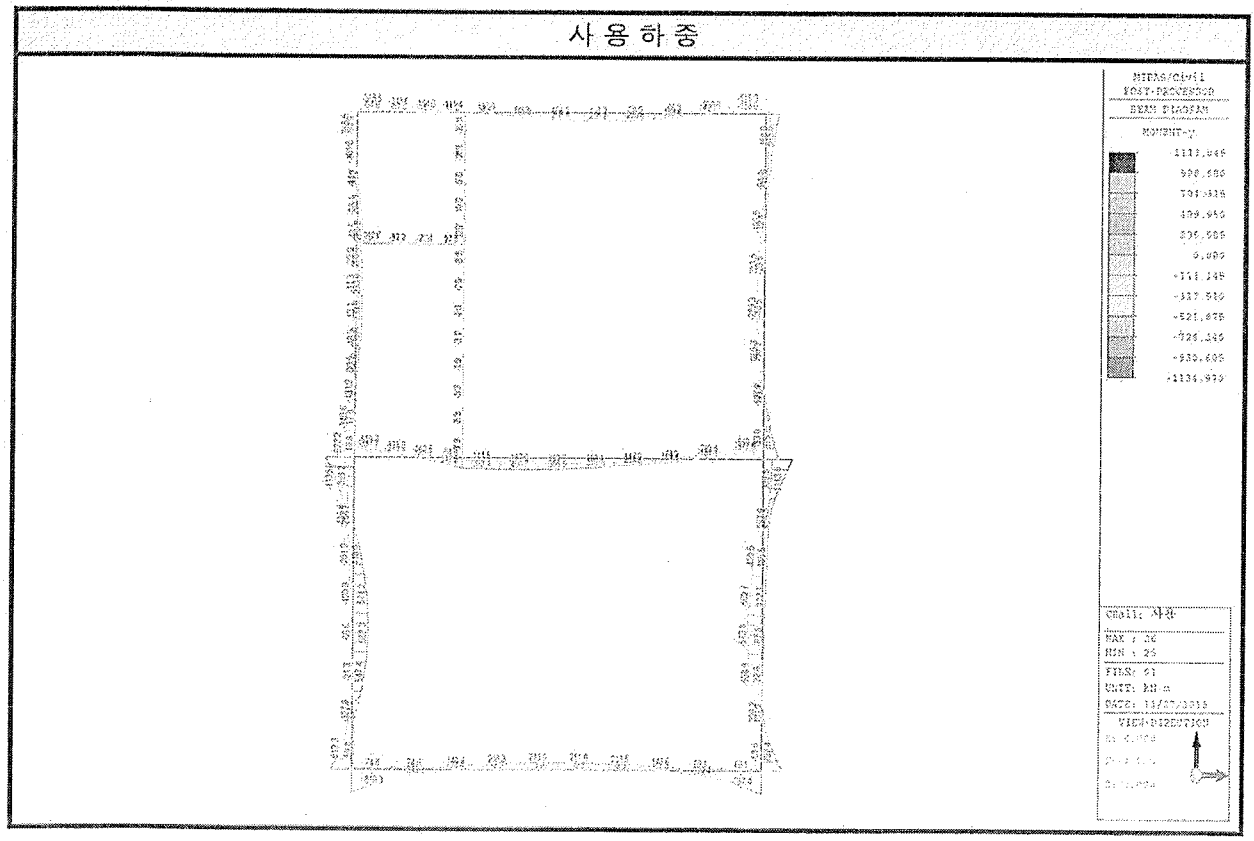
1) 상시

- 모멘트도

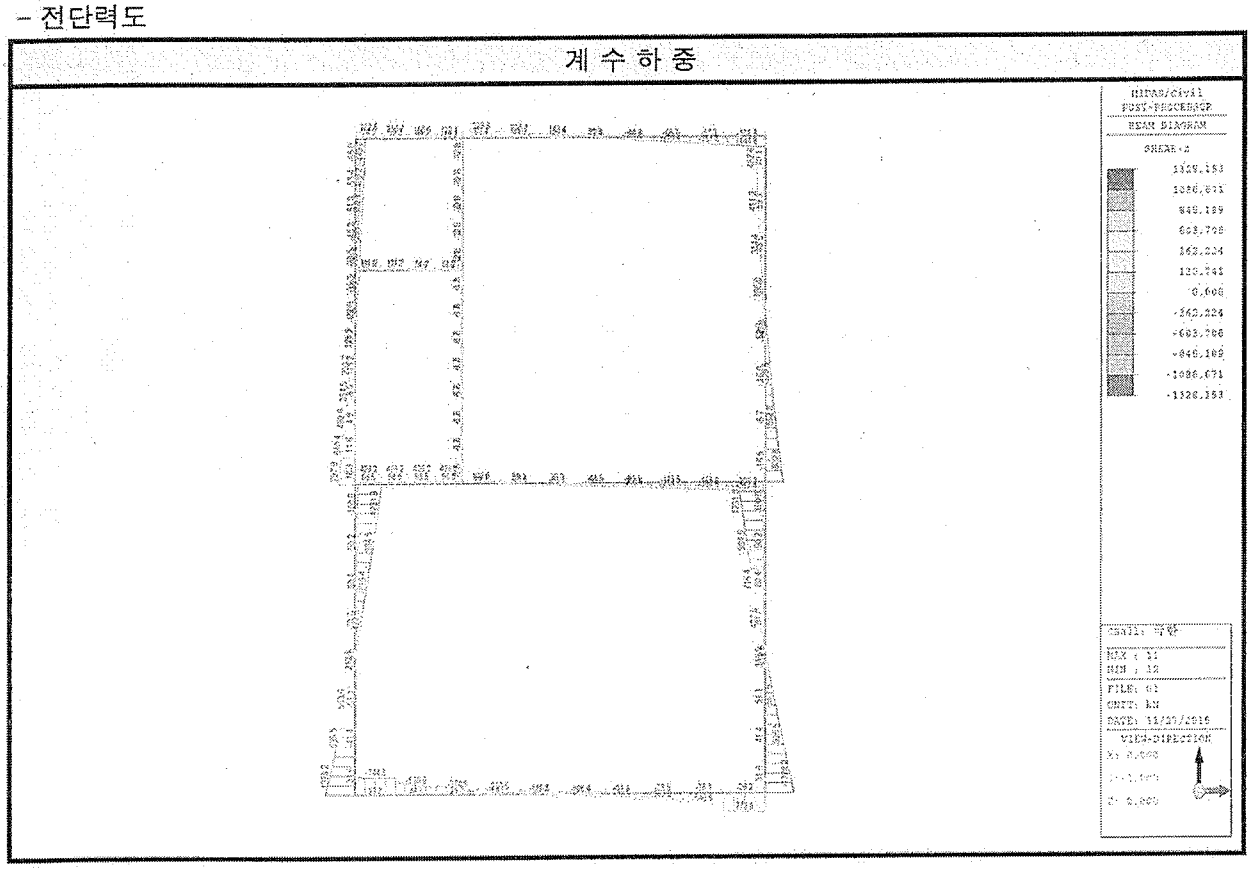
계 수 하 중



사 용 하 중



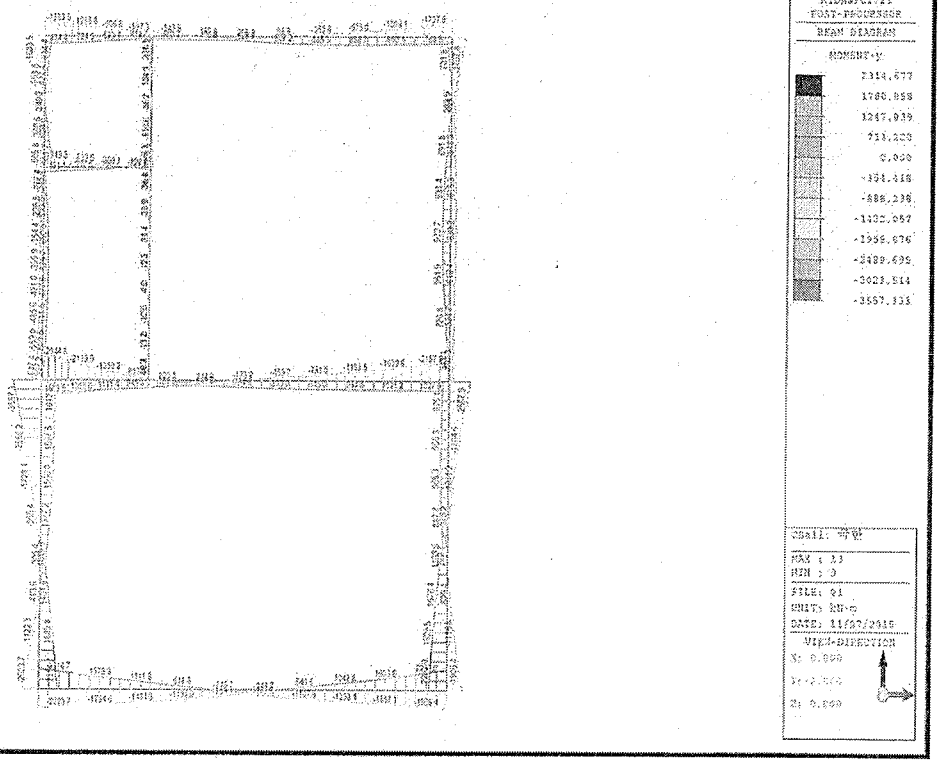
- 전단력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-Z
1329.353
1086.671
843.989
601.306
358.624
115.941
-126.741
-369.424
-612.106
-854.789
-1097.471
-1340.153
UNIT: kN
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 11/27/2016
VIEW-DIRECTION

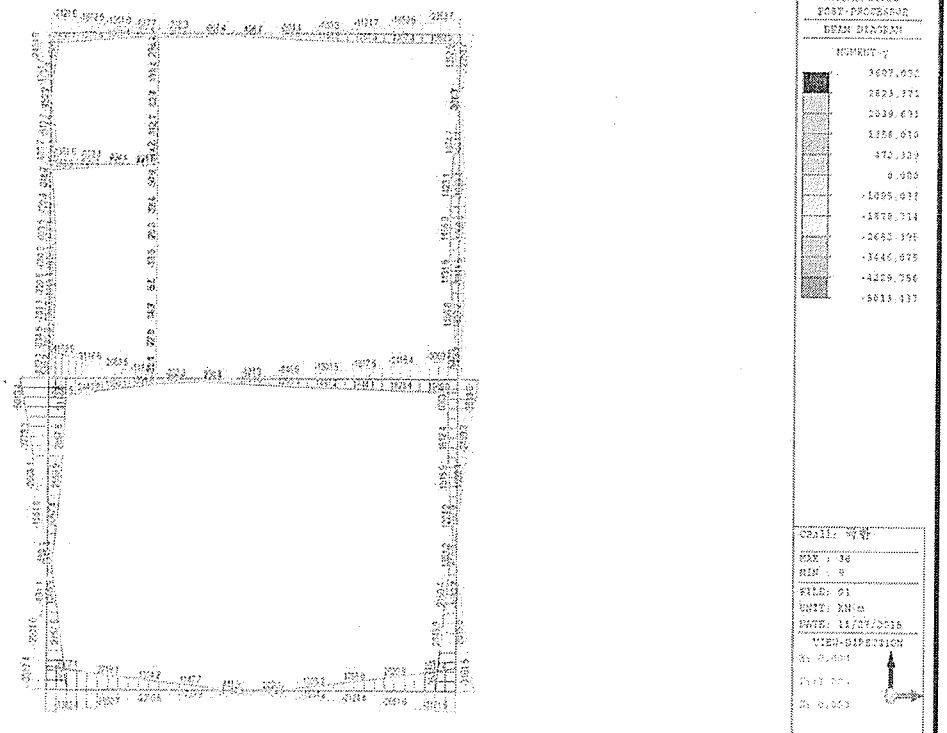
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

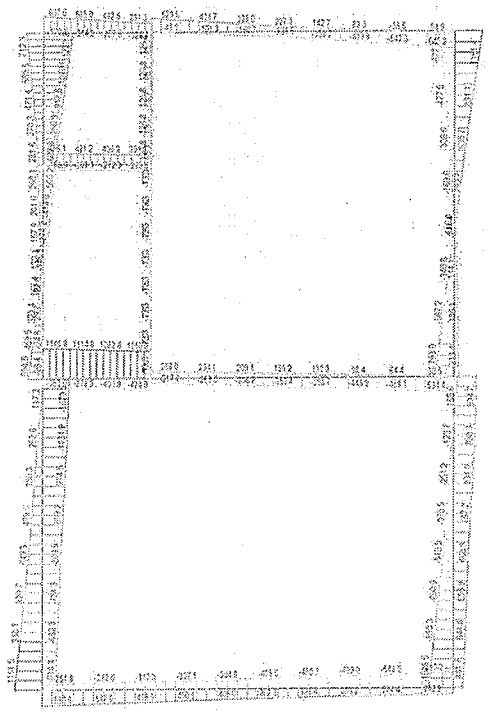


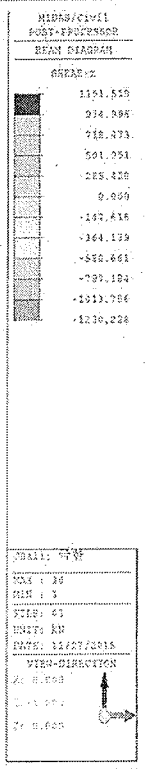
붕괴 방지 수준



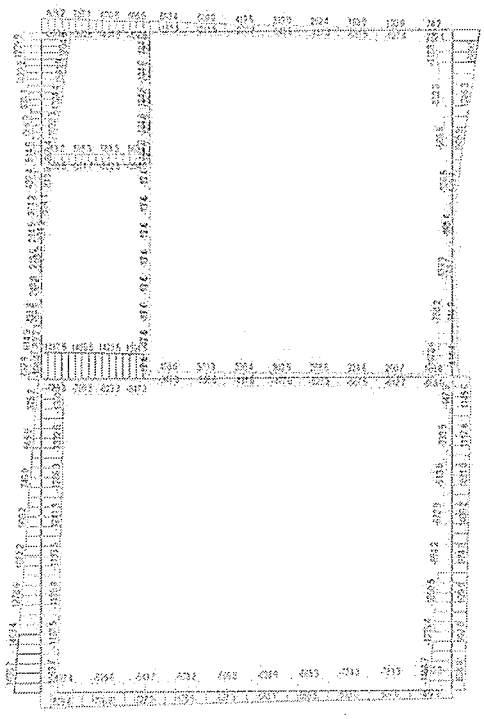
- 전단력도

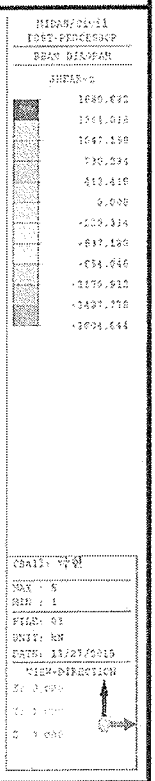
기능 수행 수준





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 =	100	cm						
· Mu =	1683.500	kN.m	· Vu =	803.200	kN	· M =	365.500	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 58.622 cm^2 [p = 0.00651]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.250 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2	>	12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	78.163 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

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

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1683.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 803.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 803.20 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] = 1.215 cm^2 ⇒ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.215 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 456.12 = 1040.69 kN > Vu = 803.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.30

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00706 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ²] = 0.277

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.277 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 365.50 × 1000 / [63.536 × 90.0 × 0.908] = 70.39 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 70.39) − 2.5 x 84 = 909 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 70.39) = 895 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	1707.800	kN.m	· Vu =	722.100	kN	· M =	515.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	90.0 cm	· 전단력 d =	90.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 59.468 cm^2 [p = 0.00661]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	79.291 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

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

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1707.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 722.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 722.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 1.528 cm^2 ··· [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 1.528 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 714.96 = 1299.53 kN > Vu = 722.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.07 Rs = Φv Vn / Vu = 1.80

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00706 + √ [2 × 0.053 + 0.053 ²] = 0.277

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.277 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 515.00 × 1000 / [63.536 × 90.0 × 0.908] = 99.19 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 99.19) − 2.5 x 84 = 584 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 99.19) = 635 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	888.700	kN.m	· Vu =	419.500	kN	· M =	266.200	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	87.0 cm	· 전단력 d =	92.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 31.316 cm^2 [p = 0.00360]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	30.450 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	28.275 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	11.875 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	30.450 cm^2	> 11.875	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	41.755 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 = 0.004659]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (ε_t) 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)/ = 0.0302 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 1150.37 kN.m > Mu = 888.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 419.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 419.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 233.13 = 830.69 kN > Vu = 419.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.29 Rs = Φv Vn / Vu = 1.98

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004659 + √ [2 × 0.035 + 0.035 ²] = 0.232

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.232 / 3 = 0.923

fs = M / [As·d·j]

= 266.20 × 1000 / [40.536 × 87.0 × 0.923] = 81.78 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 81.78) − 2.5 x 67.5 = 794 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 81.78) = 770 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 =	150	cm			
· Mu =	2314.700	kN.m	· Vu =	825.800	kN	· M =	819.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 54.726 cm^2 [p = 0.00405]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12.161 x 400)/(0.85 x 27 x 1.000.0) = 21.20 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	72.968 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]	
	H 25 @ 125	=	40.536 cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	121.608 cm^2	[p =	0.009008]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 21.195 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 24.935 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0138 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 5143.64 kN.m > Mu = 2314.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN > Vu = 825.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 825.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 825.80 kN

Rm = Md / Mu = 2.22 Rs = Φv Vn / Vu = 3.04

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009008 + √ [2 × 0.068 + 0.068 ²] = 0.306

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 819.30 × 1000 / [121.608 × 135.0 × 0.898] = 55.57 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 55.57) − 2.5 x 87.5 = 1198 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 55.57) = 1134 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 =	150	cm			
· Mu =	2239.000	kN.m	· Vu =	832.300	kN	· M =	797.400	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 52.936 cm^2 [p = 0.00392]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12.161 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 21.20 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	70.581 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]	
	H 25 @ 125	= 40.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 121.608	cm^2	[p = 0.009008	]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 21.195 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 24.935 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0138 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 5143.64 kN.m > Mu = 2239.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN > Vu = 832.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 832.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 832.30 kN

Rm = Md / Mu = 2.30 Rs = Φv Vn / Vu = 3.02

15.5.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.009008 + √ [2 × 0.068 + 0.068 ²] = 0.306

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.306 / 3 = 0.898

fs = M / [As·d·j]

= 797.40 × 1000 / [121.608 × 135.0 × 0.898] = 54.09 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 54.09) - 2.5 x 87.5 = 1237 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 54.09) = 1165 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 =	150	cm			
· Mu =	1484.300	kN.m	· Vu =	638.600	kN	· M =	251.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	137.0 cm	· 전단력 d =	137.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 33.598 cm^2 [p = 0.00245]

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 =	47.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	44.525 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.950 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	44.797 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]
	H 25 @ 125	= 40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL	= 81.072	cm^2	[p = 0.005918	]

◈ 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)/ = 0.0226 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 3581.59 kN.m > Mu = 1484.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 889.84 kN > Vu = 638.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 444.92 kN < Vu = 638.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 889.84 + 785.01 = 1674.85 kN > Vu = 638.60 kN

Rm = Md / Mu = 2.41 Rs = Φv Vn / Vu = 2.62

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005918 + √ [2 × 0.044 + 0.044 ²] = 0.257

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.257 / 3 = 0.914

fs = M / [As·d·j]

= 251.60 × 1000 / [81.072 × 137.0 × 0.914] = 24.78 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 24.78) − 2.5 x 67.5 = 3009 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 24.78) = 2542 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1483.200	kN.m	· Vu =	1804.600	kN	· M =	365.500	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)] = 58.583 cm^2 [p = 0.00732]

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

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 28.000 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 = 78.111 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 =	0.007942]

◈ 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)/ = 0.0154 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1608.57 kN.m > Mu = 1483.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1804.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1804.60 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] = 8.031 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 8.031 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 1833.60 = 2353.22 kN > Vu = 1804.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.30

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 × 0.007942 + √ [2 × 0.06 + 0.06 ^{2}] = 0.291

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.291 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 365.50 × 1000 / [63.536 × 80.0 × 0.903] = 79.63 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 79.63) − 2.5 x 84 = 779 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 79.63) = 791 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	951.700	kN.m	· Vu =	813.000	kN	· M =	286.800	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)] = 35.673 cm^2 [p = 0.00435]

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 = 28.700 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 = 47.564 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 =	0.004943]

◈ 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)/ = 0.0266 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1081.46 kN.m > Mu = 951.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 813.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 813.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.419 cm^2 ⇒ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 3.419 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 651.41 = 1184.02 kN > Vu = 813.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.14 Rs = Φv Vn / Vu = 1.46

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004943 + √ [2 × 0.037 + 0.037 ²] = 0.238

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.238 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 286.80 × 1000 / [40.536 × 82.0 × 0.921] = 93.68 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 93.68) − 2.5 x 67.5 = 672 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 93.68) = 673 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1038.400	kN.m	· Vu =	797.900	kN	· M =	622.200	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)] = 40.441 cm^2 [p = 0.00506]

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 =	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 =	53.921 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 = 0.006424]		

◈ 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)/ = 0.0198 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1319.61 kN.m > Mu = 1038.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 797.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 797.90 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] = 1.739 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 1.739 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 519.62 + 1271.04 = 1790.66 kN > Vu = 797.90 kN

Rm = Md / Mu = 1.27 Rs = Φv Vn / Vu = 2.24

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006424 + √ [2 × 0.048 + 0.048 ²] = 0.266

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.266 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 622.20 × 1000 / [51.392 × 80.0 × 0.911] = 166.12 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 166.1) − 2.5 x 85.5 = 260 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 166.1) = 379 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	1715.300	kN.m	· Vu =	1360.400	kN	· M =	1135.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	155.0 cm	· 전단력 d =	160.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 35.053 cm^2 [p = 0.00226]

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

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 54.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 50.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 54.250 cm^2 > 20.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 46.737 cm^2

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

∴ USE As =	H	32 @	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
	H	32 @	125	=	63.536 cm^2	[8.0	EA/m]
			TOTAL	=	127.072 cm^2	[p = 0.008198	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 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 = 6218.25 kN.m > Mu = 1715.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 1360.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 1360.40 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] = 1.004 cm^2 ⇐ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 1.004 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1039.23 + 1833.60 = 2872.83 kN > Vu = 1360.40 kN

· Rm = Md / Mu = 3.63 Rs = Φv Vn / Vu = 2.11

15.7.2 철근의 응력 산정

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

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008198 + √ [2 × 0.061 + 0.061 ²] = 0.294

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.294 / 3 = 0.902

fs = M / [As·d·j]

= 1135.00 × 1000 / [127.072 × 155.0 × 0.902] = 63.89 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 63.89) − 2.5 x 84 = 1023 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 63.89) = 986 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	1097.000	kN.m	· Vu =	1241.800	kN	· M =	582.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	162.0 cm	· 전단력 d =	162.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 20.621 cm^2 [p = 0.00127]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	56.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	52.650 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	21.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	56.700 cm^2	> 21.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	27.495 cm^2		

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

∴ USE As =	H	32 @	125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29 @	0	= 0.000	cm^2	[0.0	EA/m]
			TOTAL	= 63.536	cm^2	[p = 0.003922	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0343 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 3379.95 kN.m > Mu = 1097.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN < Vu = 1241.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 1241.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.170 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 1.170 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 928.26 = 1980.48 kN > Vu = 1241.80 kN

Rm = Md / Mu = 3.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.59

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003922 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ²] = 0.215

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.215 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 582.30 × 1000 / [63.536 × 162.0 × 0.928] = 60.96 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 60.96) − 2.5 x 64 = 1132 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 60.96) = 1033 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	1250.100	kN.m	· Vu =	1636.700	kN	· M =	819.300	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	155.0 cm	· 전단력 d =	160.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 25.800 cm^2 [p = 0.00166]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	50.375 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	20.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.250 cm^2	> 20.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	34.400 cm^2		

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

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 25 @ 125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	=	143.320	cm^2	[p =	0.009246]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0133 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 6944.34 kN.m > Mu = 1250.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 1636.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 1636.70 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] = 1.867 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 1.867 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 1039.23 + 1833.60 = 2872.83 kN > Vu = 1636.70 kN

Rm = Md / Mu = 5.56 Rs = Φv Vn / Vu = 1.76

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009246 + √ [2 × 0.069 + 0.069 ²] = 0.309

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.309 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 819.30 × 1000 / [143.320 × 155.0 × 0.897] = 41.12 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 41.12) − 2.5 x 85.5 = 1701 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 41.12) = 1532 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1501.400	kN.m	· Vu =	1680.900	kN	· M =	515.000	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)] = 59.301 cm^2 [p = 0.00741]

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

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 28.000 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 = 79.068 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 = 0.007942]

◈ 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)/ = 0.0154 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1608.57 kN.m > Mu = 1501.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1680.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1680.90 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] = 7.258 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 7.258 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 519.62 + 1271.04 = 1790.66 kN > Vu = 1680.90 kN

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

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007942 + √ [2 × 0.06 + 0.06 ²] = 0.291

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.291 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 515.00 × 1000 / [63.536 × 80.0 × 0.903] = 112.2 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 112.2) − 2.5 x 84 = 492 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 112.2) = 561 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.14 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	972.700	kN.m	· Vu =	539.700	kN	· M =	289.300	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)] = 36.461 cm^2 [p = 0.00445]

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 =	28.700 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 =	48.615 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 = 0.004943]		

◈ 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)/ = 0.0266 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1081.46 kN.m > Mu = 972.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 539.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 539.70 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 0.086 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 0.086 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 651.41 = 1184.02 kN > Vu = 539.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 2.19

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004943 + √ [2 × 0.037 + 0.037 ²] = 0.238

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.238 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 289.30 × 1000 / [40.536 × 82.0 × 0.921] = 94.5 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 94.5) − 2.5 x 67.5 = 665 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 94.5) = 667 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.15 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	996.500	kN.m	· Vu =	1078.600	kN	· M =	575.000	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)] = 37.808 cm^2 [p = 0.00461]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	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 =	50.411 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 = 0.006267]			

◈ 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)/ = 0.0203 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1354.56 kN.m > Mu = 996.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 1078.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 1078.60 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] = 3.329 cm^2 ⇒ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 3.329 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 1879.44 = 2412.05 kN > Vu = 1078.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 2.24

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006267 + √ [2 × 0.047 + 0.047 ²] = 0.263

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.263 / 3 = 0.912

fs = M / [As·d·j]

= 575.00 × 1000 / [51.392 × 82.0 × 0.912] = 149.61 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 149.6) − 2.5 x 65.5 = 363 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 149.6) = 421 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.16 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	2567.900	kN.m	· Vu =	1231.800	kN	· M =	1113.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	155.0 cm	· 전단력 d =	160.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 53.351 cm^2 [p = 0.00344]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15,418 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 26.87 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	50.375 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	20.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	54.250 cm^2	> 20.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	71.135 cm^2		

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

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392 cm^2	[8.0 EA/m]			
	H 29 @ 125	=	51.392 cm^2	[8.0 EA/m]			
	H 29 @ 125	=	51.392 cm^2	[8.0 EA/m]			
	TOTAL	=	154.176 cm^2	[p = 0.009947]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 26.872 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 31.614 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0122 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 7420.76 kN.m > Mu = 2567.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 1231.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 1231.80 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] = 0.602 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.602 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 1039.23 + 1833.60 = 2872.83 kN > Vu = 1231.80 kN

Rm = Md / Mu = 2.89 Rs = Φv Vn / Vu = 2.33

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009947 + √ [2 × 0.075 + 0.075 ²] = 0.319

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.319 / 3 = 0.894

fs = M / [As·d·j]

= 1113.00 × 1000 / [154.176 × 155.0 × 0.894] = 52.1 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 52.1) − 2.5 x 85.5 = 1298 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 52.1) = 1209 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.17 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	1103.600	kN.m	· Vu =	1030.200	kN	· M =	573.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	162.0 cm	· 전단력 d =	162.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 20.745 cm^2 [p = 0.00128]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	56.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	52.650 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	21.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	56.700 cm^2	> 21.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	27.660 cm^2		

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

∴ USE As =	H	32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	29 @ 0	= 0.000	cm^2	[0.0	EA/m]	
		TOTAL	= 63.536	cm^2	[p =	0.003922]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0343 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 3379.95 kN.m > Mu = 1103.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN > Vu = 1030.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 1030.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 1856.52 = 2908.74 kN > Vu = 1030.20 kN

Rm = Md / Mu = 3.06 Rs = Φv Vn / Vu = 2.82

15.11.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.003922 + √ [2 × 0.029 + 0.029 ²] = 0.215

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.215 / 3 = 0.928

fs = M / [As·d·j]

= 573.80 × 1000 / [63.536 × 162.0 × 0.928] = 60.07 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 60.07) - 2.5 x 64 = 1151 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 60.07) = 1049 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.18 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	2239.000	kN.m	· Vu =	1408.700	kN	· M =	797.400	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	157.0 cm	· 전단력 d =	162.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 45.570 cm^2 [p = 0.00290]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (14,332 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 24.98 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 54.950 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 51.025 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 54.950 cm^2 > 20.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 60.760 cm^2

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

∴ USE As =	H	29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	25 @ 125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
		TOTAL	=	143.320	cm^2	[p =	0.009129]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.980 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 29.388 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0135 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 7041.80 kN.m > Mu = 2239.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN < Vu = 1408.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 1408.70 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] = 1.100 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 1.100 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 1856.52 = 2908.74 kN > Vu = 1408.70 kN

Rm = Md / Mu = 3.15 Rs = Φv Vn / Vu = 2.06

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009129 + √ [2 × 0.068 + 0.068 ²] = 0.308

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.308 / 3 = 0.897

fs = M / [As·d·j]

= 797.40 × 1000 / [143.320 × 157.0 × 0.897] = 39.51 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 39.51) − 2.5 x 65.5 = 1829 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 39.51) = 1595 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.19 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	150	cm						
· Mu =	2944.800	kN.m	· Vu =	1487.500	kN	· M =	558.700	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	135.0	cm	· 전단력 d =	140.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 69.890 cm^2 [p = 0.00518]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (12.707 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 22.15 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	43.875 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	47.250 cm^2	>	18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	93.187 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	= 63.536 cm^2	[8.0 EA/m]			
	H 32 @ 125	= 63.536 cm^2	[8.0 EA/m]			
	TOTAL	= 127.072 cm^2	[p = 0.009413]			

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 22.148 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 26.056 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0131 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 5354.16 kN.m > Mu = 2944.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1487.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1487.50 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] = 2.065 cm^2 ⇒ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 2.065 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 1487.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.82 Rs = Φv Vn / Vu = 1.69

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.009413 + √ [2 × 0.071 + 0.071 ²] = 0.312

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.312 / 3 = 0.896

fs = M / [As·d·j]

= 558.70 × 1000 / [127.072 × 135.0 × 0.896] = 36.35 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 36.35) − 2.5 x 84 = 1956 mm > 125 mm

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 36.35) = 1733 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.20 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	2157.200	kN.m	· Vu =	658.000	kN	· M =	550.200	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	3 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 52.192 cm^2 [p = 0.00387]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (15,418 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 26.87 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	47.250 cm^2			
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	43.875 cm^2			
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	18.125 cm^2	[일면 As]		
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	47.250 cm^2	>	18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	69.589 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]		
	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]		
	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]		
	TOTAL	= 154.176	cm^2	[p =	0.01142]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 26.872 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 31.614 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0103 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 6372.37 kN.m > Mu = 2157.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN > Vu = 658.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 658.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 19 × 2.0 EA/m = 5.730 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 1604.40 = 2513.73 kN > Vu = 658.00 kN

Rm = Md / Mu = 2.95 Rs = Φv Vn / Vu = 3.82

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.01142 + √ [2 × 0.086 + 0.086 ²] = 0.337

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.337 / 3 = 0.888

fs = M / [As·d·j]

= 550.20 × 1000 / [154.176 × 135.0 × 0.888] = 29.77 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 29.77) − 2.5 x 85.5 = 2432 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 29.77) = 2116 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.21 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	150	cm						
· Mu =	1016.900	kN.m	· Vu =	431.800	kN	· M =	400.700	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단			
· 피복 =	8.00	cm	· 모멘트 d =	137.0	cm	· 전단력 d =	142.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 23.145 cm^2 [p = 0.00169]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8.923 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 15.55 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	44.525 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.950 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	30.860 cm^2		

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

∴ USE As =	H 29 @ 250	= 25.696	cm^2	[4.0	EA/m]	
	H 32 @ 125	= 63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	TOTAL	= 89.232	cm^2	[p = 0.006513]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0203 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 3920.51 kN.m > Mu = 1016.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN > Vu = 431.80 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN > Vu = 431.80 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00

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

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

∴ USE Av = H 19 × 4.0 EA/m = 11.460 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 922.32 + 1627.32 = 2549.64 kN > Vu = 431.80 kN

Rm = Md / Mu = 3.86 Rs = Φv Vn / Vu = 5.90

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006513 + √ [2 × 0.049 + 0.049 ²] = 0.267

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.267 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 400.70 × 1000 / [89.232 × 137.0 × 0.911] = 35.98 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 35.98) − 2.5 x 65.5 = 2025 mm > 250 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 35.98) = 1751 mm > 250 mm ∴ O.K.

15.22 내부벽체 단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	30	cm			
· Mu =	204.100	kN.m	· Vu =	184.600	kN	· M =	35.100	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	20.0 cm	· 전단력 d =	20.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 36.459 cm^2 [p = 0.01823]

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 =	7.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	6.500 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒ MIN As =	3.750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒ MIN As =	7.000 cm^2	> 3.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	48.612 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	25 @ 125	=	40.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	16 @ 0	=	0.000	cm^2	[0.0	EA/m]
		TOTAL	=	40.536	cm^2	[p =	0.020268]

◈ 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)/ = 0.0042 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 변화 구간 단면 : ϕ = 0.80

◈ Moment check : Md = 212.72 kN.m > Mu = 204.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 129.90 kN < Vu = 184.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 64.95 kN < Vu = 184.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 2.735 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.735 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 129.90 + 79.44 = 209.34 kN > Vu = 184.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.04 Rs = Φv Vn / Vu = 1.13

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.020268 + √ [2 × 0.152 + 0.152 ²] = 0.42

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.42 / 3 = 0.86

fs = M / [As·d·j]

= 35.10 × 1000 / [40.536 × 20.0 × 0.86] = 50.34 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 50.34) − 2.5 x 87.5 = 1346 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 50.34) = 1251 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.23 내부벽체 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	30	cm						
· Mu =	195.500	kN.m	· Vu =	17.600	kN	· M =	32.700	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)] = 31.140 cm^2 [p = 0.01415]

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 =	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 =	41.520 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 125	= 40.536	cm^2	[8.0	EA/m]		
	H 16 @ 0	= 0.000	cm^2	[0.0	EA/m]		
	TOTAL	= 40.536	cm^2	[p =	0.018425]		

◈ 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)/ = 0.0049 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 변화 구간 단면 : ϕ = 0.84

◈ Moment check : Md = 252.53 kN.m > Mu = 195.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 142.89 kN > Vu = 17.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 71.45 kN > Vu = 17.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00

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

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

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 142.89 + 87.38 = 230.27 kN > Vu = 17.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.29 Rs = Φv Vn / Vu = 13.08

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.018425 + √ [2 × 0.138 + 0.138 ²] = 0.405

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.405 / 3 = 0.865

fs = M / [As·d·j]

= 32.70 × 1000 / [40.536 × 22.0 × 0.865] = 42.39 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 42.39) − 2.5 x 67.5 = 1689 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 42.39) = 1486 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.24 내부 슬래브 단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	929.200	kN.m	· Vu =	613.200	kN	· M =	142.700	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)] = 49.224 cm^2 [p = 0.00820]

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 =	21.000 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 =	65.632 cm^2			

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]		
	H 16 @ 0	= 0.000	cm^2	[0.0	EA/m]		
	TOTAL	= 51.392	cm^2	[p =	0.008565]		

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (ε_t) 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)/ = 0.0141 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 970.14 kN.m > Mu = 929.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN < Vu = 613.20 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN < Vu = 613.20 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 3.725 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 3.725 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 389.71 + 238.32 = 628.03 kN > Vu = 613.20 kN

Rm = Md / Mu = 1.04 Rs = Φv Vn / Vu = 1.02

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008565 + √ [2 × 0.064 + 0.064 ²] = 0.3

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.3 / 3 = 0.9

fs = M / [As·d·j]

= 142.70 × 1000 / [51.392 × 60.0 × 0.9] = 51.42 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 51.42) − 2.5 x 85.5 = 1318 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 51.42) = 1225 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.25 내부 슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	639.000	kN.m	· Vu =	583.300	kN	· M =	82.000	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)] = 32.674 cm^2 [p = 0.00527]

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 =	43.565 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	29 @ 125	= 51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H	16 @ 0	= 0.000	cm^2	[0.0	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 = 639.00 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN < Vu = 583.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN < Vu = 583.30 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 2.913 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 2.913 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 246.26 = 648.96 kN > Vu = 583.30 kN

Rm = Md / Mu = 1.57 Rs = Φv Vn / Vu = 1.11

9.3.2 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]

= 82.00 × 1000 / [51.392 × 62.0 × 0.901] = 28.56 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

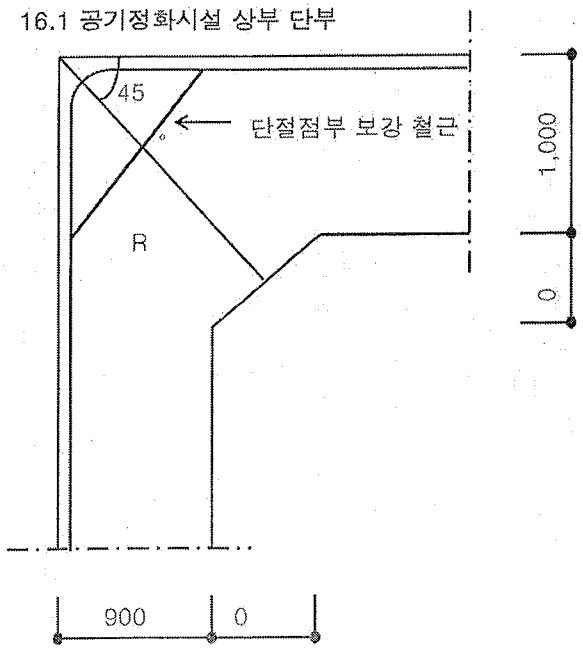
= 375 x (210 / 28.56) − 2.5 x 65.5 = 2594 mm > 125 mm

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 28.56) = 2206 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 우각부 검토

16.1 공기정화시설 상부 단부



$$R = \sqrt{1000.0^2 + 900.0^2} = 1{,}345 \text{ mm}$$

Mo = 515.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 515 \times 10^6}{1{,}345 \times 1{,}000} = 1.423 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 515.00 \times 10^6}{1{,}345.362 \times 180} = 4{,}253 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

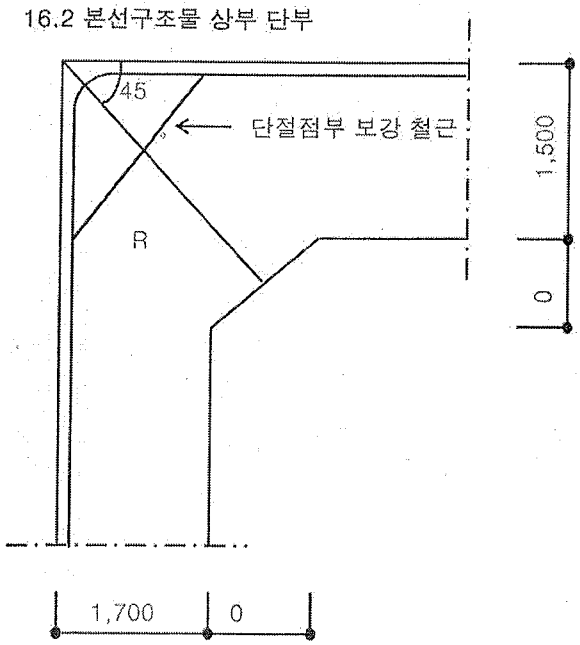
4,766 mm² > 4,253 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1345 = 0.87 m 이내에 배치

16.2 본선구조물 상부 단부



$R = \sqrt{1700.0^2 + 1500.0^2} = 2{,}267$ mm

Mo = 1135.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1135 \times 10^6}{2{,}267 \times 1{,}000} = 1.104 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1135.00 \times 10^6}{2{,}267.157 \times \#\#} = 5{,}563 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

As = 2단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

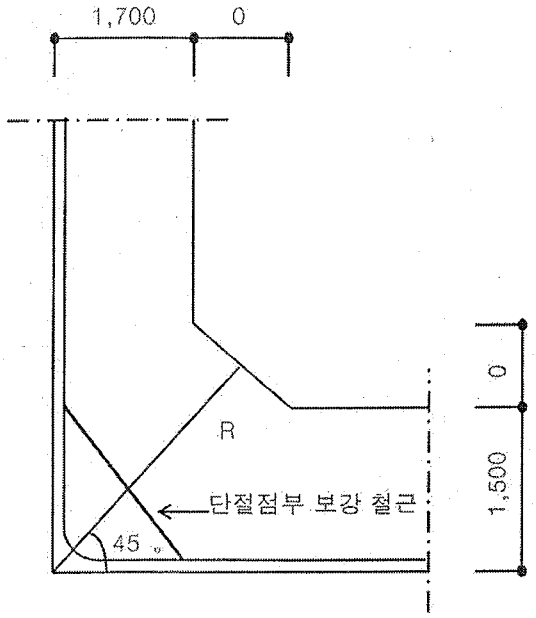
14,296 mm² > 5,563 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(좌측)



$$R = \sqrt{1700.0^2 + 1500.0^2} = 2{,}267 \text{ mm}$$

Mo = 819.3 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 819.3 \times 10^6}{2{,}267 \times 1{,}000} = 0.797 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 819.30 \times 10^6}{2{,}267.157 \times 180} = 4{,}015 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

As = 1단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

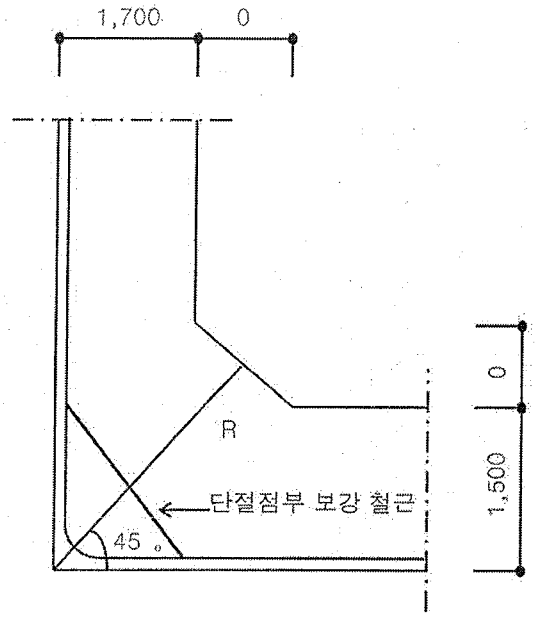
9,696 mm² > 4,015 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(우측)



$$R = \sqrt{1700.0^{2} + 1500.0^{2}}$$

$$= 2{,}267 \text{ mm}$$

Mo = 797.4 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck}$$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^{2} \cdot W} = \frac{5 \times 797.4 \times 10^{6}}{2{,}267 \times 1{,}000} = 0.776 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 797.40 \times 10^{6}}{2{,}267.157 \times 180} = 3{,}908 \text{ mm}^{2}$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

2단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

9,696 mm² > 3,908 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

17. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.000 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.000 = 2000.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 1.000 x 1.000 = 1500.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.0 ㎟

1986.0 ㎟ --- O.K !

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

② T = 1,500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.500 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.500 = 3000.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.500 x 1.000 = 2250.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.700 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.700 = 3400.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.700 x 1.000 = 2550.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 5100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

④ T = 900 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.900 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.900 = 1800.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2700 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

⑤ T = 700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.700 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.700 = 1400.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

⑥ T = 300 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.300 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.300 = 600.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

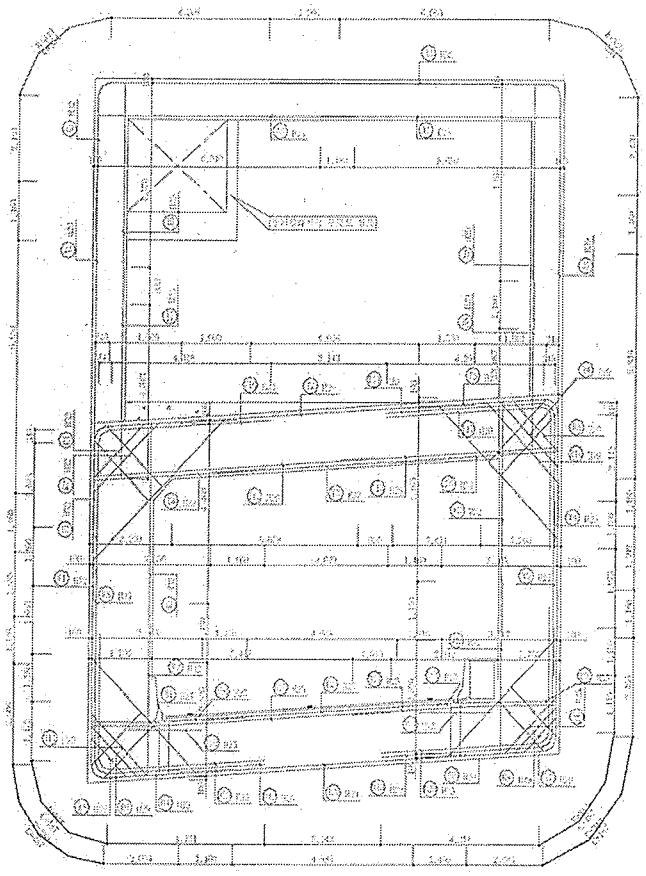
1986.000 ㎟ --- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 900 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

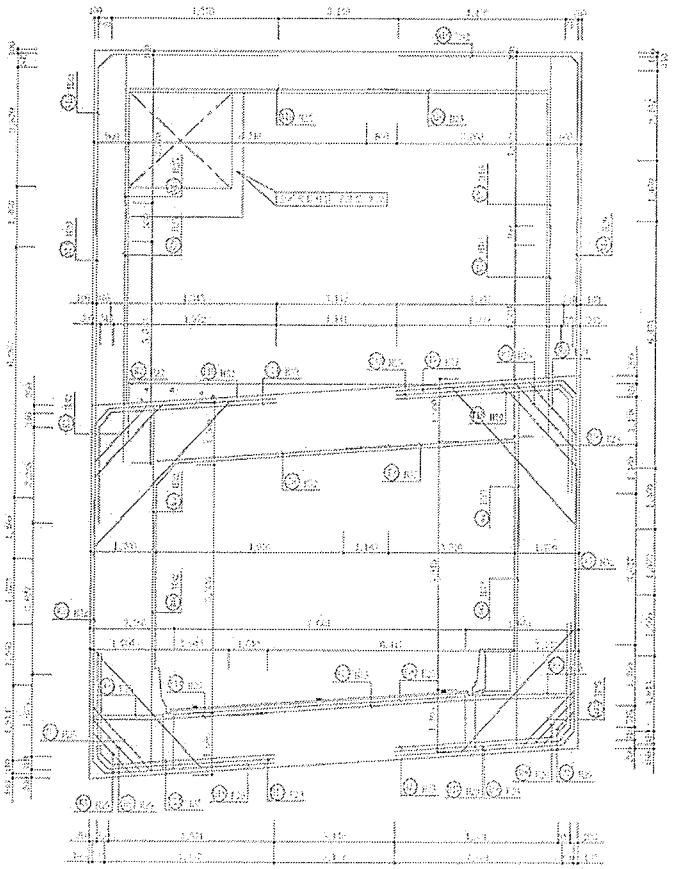
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. --- 콘.설 P109

18. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



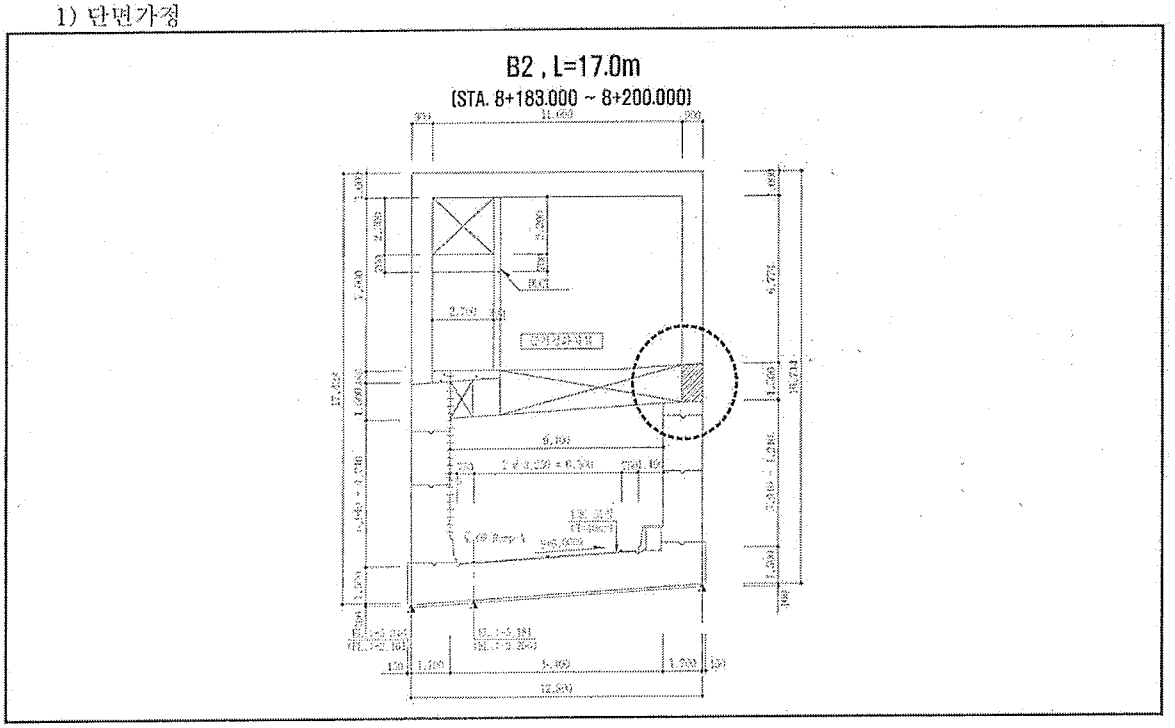
CYCLE - 2(@250)



19.1 공기정화시설 OPEN부 보강거더 1

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2034.60 kN	1267.20 kN
합 계	2034.60 kN	1267.20 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분			하 중 산 정
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	$Mu1 = 2034.60 \times 2.500^2 / 11 = 1156.02$ kN.m
	사용하중		$Ms1 = 1267.20 \times 2.500^2 / 11 = 720.00$ kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	$Mu2 = 2034.60 \times 2.500^2 / 16 = 794.77$ kN.m
	사용하중		$Ms2 = 1267.20 \times 2.500^2 / 16 = 495.00$ kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - 0.15WL	Su = 1.15 × 2034.60 × 2.500 / 2 - 0.15 x 2034.60 × 2.500 = 2161.76 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{2.500 \text{ m}}{1.365 \text{ m}} = 1.832 \leq 4 \quad \therefore \text{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1156.02 kN.m	• Su = 2161.76 kN	• Ms = 720.00 kN.m	• dd = 1365 mm
• B = 900 mm	• d = 1365 mm	• d' = 135 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 3 단 배치	

▶ a = 49.122 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = 2537 mm^2 [p = 0.00206]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 49.122 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 27002 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4300 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 3993 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 4300 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3382 mm^2

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

∴ USE As : H	25 @	100 =	3547	mm^2	[7.0	ea/m]
H	0 @	100 =	0	mm^2	[7.0	ea/m]
H	0 @	100 =	0	mm^2	[7.0	ea/m]
	TOTAL	=	3547	mm^2	[p = 0.00289	]

◈ Moment check : Md = 1604.70 kN.m > Mu = 1156.02 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· ϕv Vc = ϕv·1/6·√fck·B·d = 797.93 kN < Vu = 2161.76 kN

· 1/2·ϕv Vc = 398.97 kN < Vu = 2161.76 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 118 mm^2 ⇐ [최소전단철근]

Vs s / [ϕv fy d] = 500 mm^2 ⇐ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 4255.65 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 16 × 4.0 ea/m = 794 mm^2 > 500 mm^2 ∴ O.K

· ϕv Vn = ϕv Vc + ϕv Vs

= 797.93 + 2168.71 = 2966.64 kN > Vu = 2161.76 kN

Rm = Md / Mu = 1.39

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.002887 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ²] = 0.182

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.18 / 3 = 0.94

fs = M / [As·d·j] ⇔ 720.00 / [3547 × 1365 × 0.94]= 158.370 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 123 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 158.370) − 2.5 × 123 = 191.003 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 158.370) = 397.803 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 191.003 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck =	27 MPa	• fy =	400 MPa	• 부재 = 보		• 헌치=	0 mm
• Mu =	794.77 kN.m	• Su =	0.00 kN	• Ms =	495.00 kN.m	• dd =	1385 mm
• B =	900 mm	• d =	1385 mm	• d' =	115 mm	전단검토시	
• φf =	0.85	• φv =	0.75	• 주철근 1 단 배치			

▶ a = 33.080 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2)] = 1708 mm^2 [p = 0.00137]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 33.080 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 27398 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 4363 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 4051 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 4363 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2278 mm^2

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

∴ USE As : H	22 @	100 =	2710	mm^2	[7.0	ea/m]
H	0 @	0 =	0	mm^2	[0.0	ea/m]
	TOTAL =		2710	mm^2	[p = 0.002174	]

◈ Moment check : Md = 1251.83 kN.m > Mu = 794.77 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.58

② 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.002174 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ^{2}] = 0.16

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.16 / 3 = 0.95

fs = M / [As·d·j] ⇔ 495.00 / [2710 × 1385 × 0.95]= 139.280 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 104 mm

s_1 = 375 × (210/fs) - 2.5×Cc

= 375 × (210 / 139.28) - 2.5 × 104 = 305.408 mm

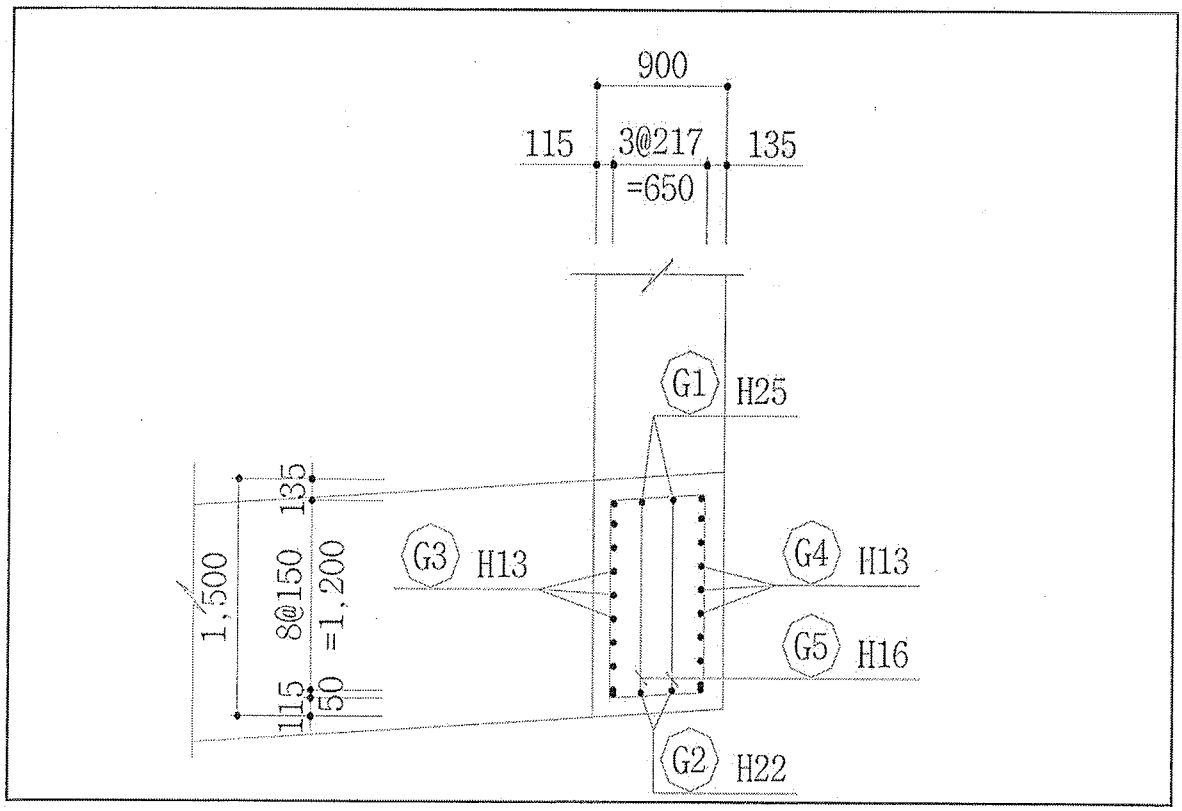
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 139.28) = 452.326 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 305.408 > 100 mm ∴ O.K

2. 주철근 조립도

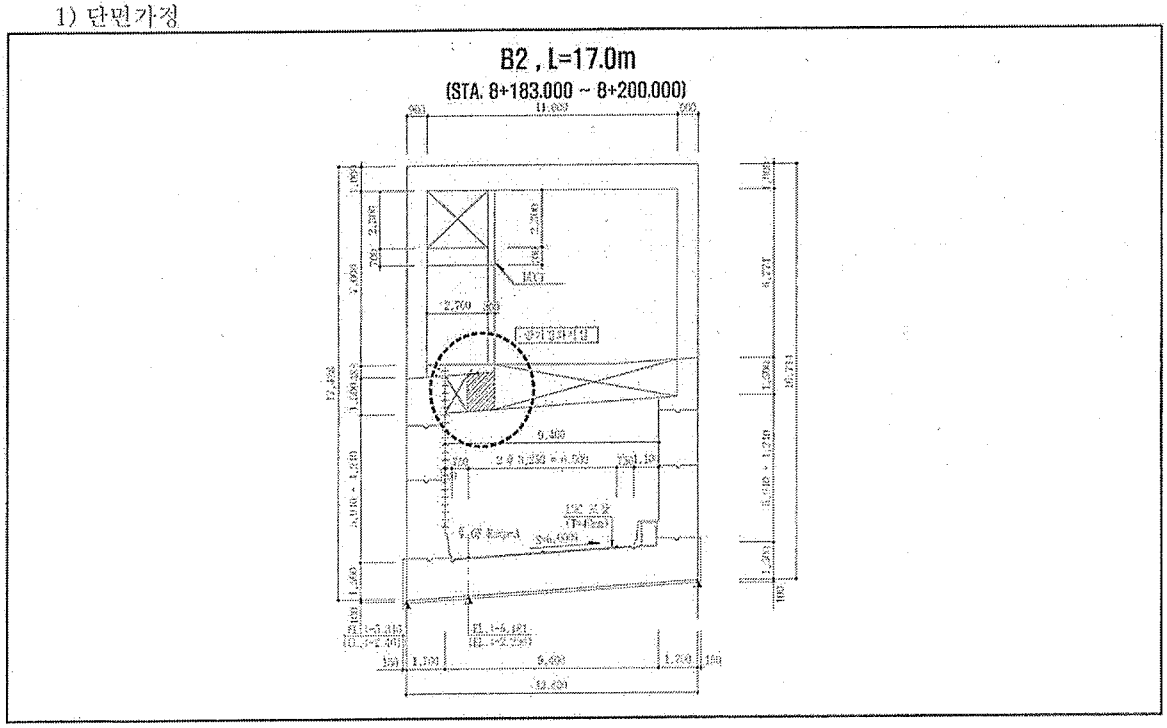
1) 보강거더



19.2 공기정화시설 OPEN부 보강거더 2

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2029.70 kN	1264.80 kN
합 계	2029.70 kN	1264.80 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분			하 중 산 정
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2029.70 × 2.500 ² / 11 = 1153.24 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1264.80 × 2.500 ² / 11 = 718.64 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2029.70 × 2.500 ² / 16 = 792.85 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1264.80 × 2.500 ² / 16 = 494.06 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - 0.15WL	Su = 1.15 × 2029.70 × 2.500 / 2 - 0.15 x 2029.70 × 2.500 = 2156.56 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{2.500\ m}{1.365\ m} = 1.832 \leq 4 \quad \therefore \text{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1153.24 kN.m	• Su = 2156.56 kN	• Ms = 718.64 kN.m	• dd = 1365 mm
• B = 1200 mm	• d = 1365 mm	• d' = 135 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 36.582 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2)] = 2519 mm^2 [p = 0.00154]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 36.582 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 36003 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5733 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 5324 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 5733 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 3358 mm^2

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

∴ USE As :	H 22 @ 100	= 3871	mm^2	[10.0	ea/m]	
	H 0 @ 0	= 0	mm^2	[0.0	ea/m]	
	H 0 @ 0	= 0	mm^2	[0.0	ea/m]	
	TOTAL	= 3871	mm^2	[p = 0.00236	]	

◆ Moment check : Md = 1759.53 kN.m > Mu = 1153.24 kN.m ∴ O.K

◆ Shear check

· φv Vc = φv·1/6·√fck·B·d = 1063.91 kN < Vu = 2156.56 kN

· 1/2·φv Vc = 531.96 kN < Vu = 2156.56 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 158 mm^2 ⇒ [최소전단철근]

Vs s / [φv fy d] = 400 mm^2 ⇒ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 5674.2 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 13 × 4.0 ea/m = 507 mm^2 > 400 mm^2 ∴ O.K

· φv Vn = φv Vc + φv Vs

= 1063.91 + 1383.56 = 2447.47 kN > Vu = 2156.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.53

② 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.002363 + √ [2 × 0.02 + 0.02 ²] = 0.166

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.17 / 3 = 0.95

fs = M / [As·d·j] ⇔ 718.64 / [3871 × 1365 × 0.95]= 143.920 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 124 mm

s_1 = 375 × (210/fs) - 2.5×Cc

= 375 × (210 / 143.920) - 2.5 × 124 = 237.179 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 143.920) = 437.743 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 237.179 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 792.85 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 494.06 kN.m	• dd = 1385 mm
• B = 1200 mm	• d = 1385 mm	• d' = 115 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 24.674 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2)] = 1699 mm^2 [p = 0.00102]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 24.674 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 36531 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 5817 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 5402 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 5817 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2265 mm^2

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

∴ USE As : H	19 @	100 =	2865	mm^2	[10.0 ea/m]
H	0 @	0 =	0	mm^2	[0.0 ea/m]
	TOTAL =		2865	mm^2	[p = 0.001724]

◈ Moment check : Md = 1328.86 kN.m > Mu = 792.85 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.68

② 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.001724 + √ [2 × 0.01 + 0.01 ^{2}] = 0.144

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.14 / 3 = 0.95

fs = M / [As·d·j] ⇔ 494.06 / [2865 × 1385 × 0.95]= 130.790 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 106 mm

s_1 = 375 × (210/fs) - 2.5×Cc

= 375 × (210 / 130.79) - 2.5 × 106 = 338.36 mm

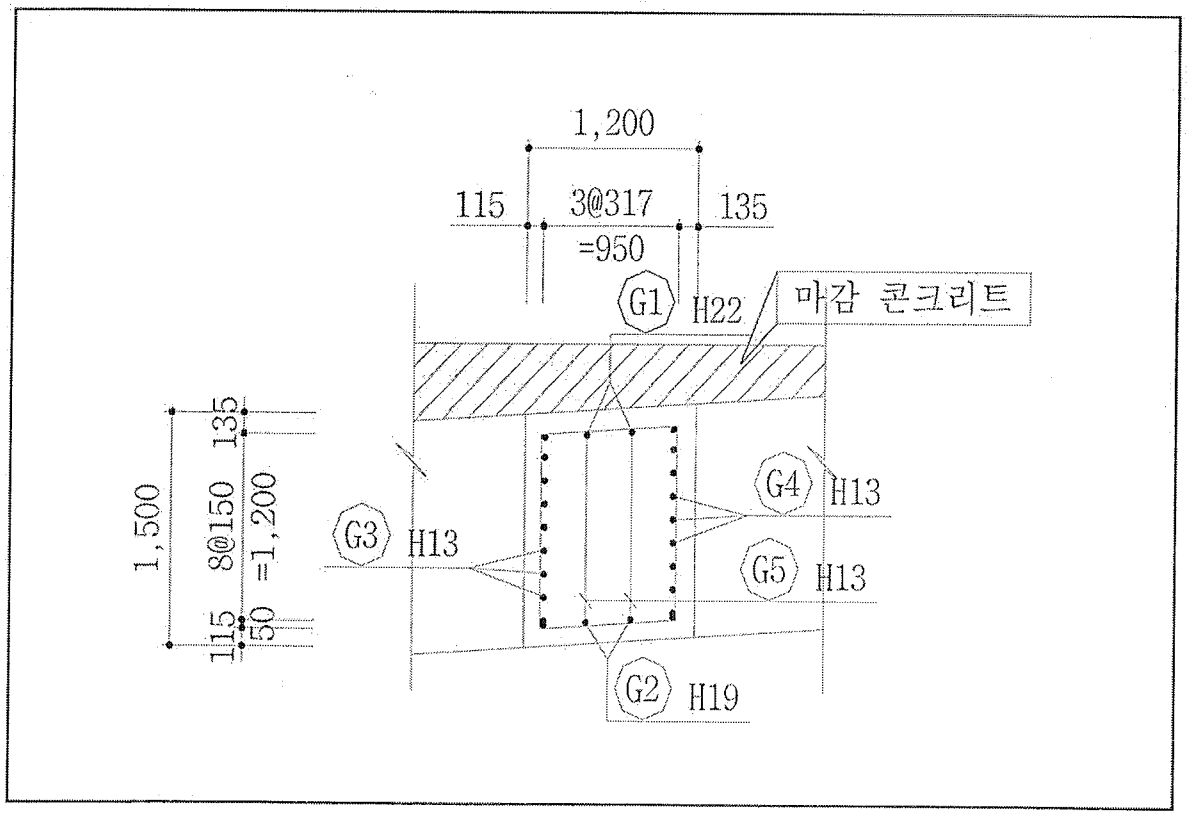
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 130.79) = 481.688 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 338.36 > 100 mm ∴ O.K

2. 주철근 조립도

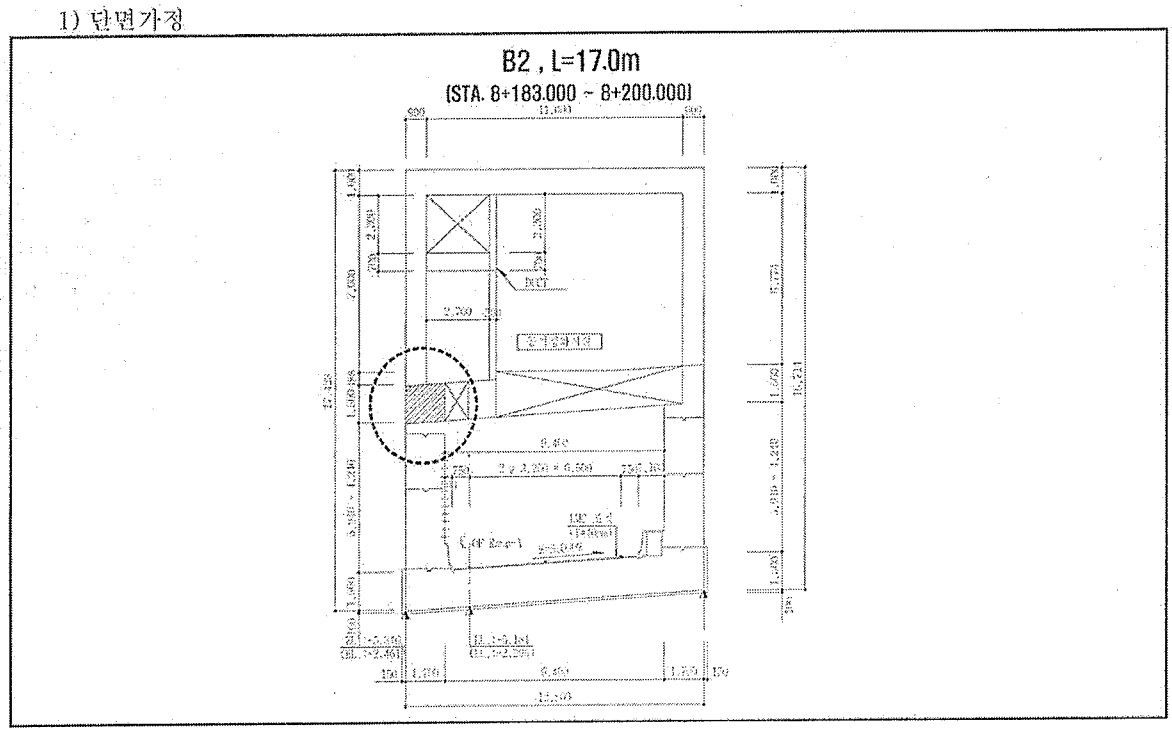
1) 보강거더



19.3 공기정화시설 OPEN부 보강거더 3

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2029.70 kN	1264.80 kN
합 계	2029.70 kN	1264.80 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분			하 중 산 정
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2029.70 × 2.500 ² / 11 = 1153.24 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1264.80 × 2.500 ² / 11 = 718.64 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2029.70 × 2.500 ² / 16 = 792.85 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1264.80 × 2.500 ² / 16 = 494.06 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - 0.15WL	Su = 1.15 × 2029.70 × 2.500 / 2 - 0.15 x 2029.70 × 2.500 = 2156.56 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{2.500\ m}{1.365\ m} = 1.832 \leq 4 \quad \therefore \text{깊은보}$$

※ 깊은보 이므로 연속보에 따른 최소전단철근을 전구간에 균등한 배근한다.

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 1153.24 kN.m	• Su = 2156.56 kN	• Ms = 718.64 kN.m	• dd = 1365 mm
• B = 1700 mm	• d = 1365 mm	• d' = 135 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 25.719 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d − a/2)] = 2509 mm^2 [p = 0.00108]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 25.719 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb	= 0.02198	⇒ MAX As =	51005	mm^2	
Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒ MIN As =	8122	mm^2	
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒ MIN As =	7542	mm^2	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.0035	⇒ MIN As =	8122	mm^2	
	4/3·Req As	⇒ MIN As =	3345	mm^2	

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

∴ USE As : H	19 @	100 =	4298	mm^2	[15.0	ea/m]
H	0 @	0 =	0	mm^2	[0.0	ea/m]
H	0 @	0 =	0	mm^2	[0.0	ea/m]
	TOTAL =		4298	mm^2	[p = 0.00185	]

◈ Moment check : Md = 1962.28 kN.m > Mu = 1153.24 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· φv Vc = φv·1/6·√fck·B·d = 1507.21 kN < Vu = 2156.56 kN

· 1/2·φv Vc = 753.61 kN < Vu = 2156.56 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 223 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [φv fy d] = 238 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 8038.45 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 13 × 4.0 ea/m = 507 mm^2 > 238 mm^2 ∴ O.K

· φv Vn = φv Vc + φv Vs

= 1507.21 + 1383.56 = 2890.77 kN > Vu = 2156.56 kN

Rm = Md / Mu = 1.70

② 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001852 + √ [2 × 0.01 + 0.01 ²] = 0.149

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.15 / 3 = 0.95

fs = M / [As·d·j] ⇔ 718.64 / [4298 × 1365 × 0.95]= 128.950 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 126 mm

s_1 = 375 × (210/fs) − 2.5×Cc

= 375 × (210 / 128.950) − 2.5 × 126 = 296.952 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 128.950) = 488.561 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 296.952 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 792.85 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 494.06 kN.m	• dd = 1385 mm
• B = 1700 mm	• d = 1385 mm	• d' = 115 mm	전단검토시
• φf = 0.85	• φv = 0.75	• 주철근 1 단 배치	

▶ a = 17.371 mm 가정

∴ Required As = Mu / [φf·fy·(d - a/2)] = 1694 mm^2 [p = 0.00072]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.371 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 51752 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 8241 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 7652 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 8241 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 2259 mm^2

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

∴ USE As : H	16 @	100 =	2979	mm^2	[15.0 ea/m]
H	0 @	0 =	0	mm^2	[0.0 ea/m]
	TOTAL =		2979	mm^2	[p = 0.001265]

◈ Moment check : Md = 1387.34 kN.m > Mu = 792.85 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.75

② 철근의 응력 산정

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

= - 7 × 0.001265 + √ [2 × 0.01 + 0.01 ^{2}] = 0.125

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.13 / 3 = 0.96

fs = M / [As·d·j] ⇔ 494.06 / [2979 × 1385 × 0.96]= 125.000 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 107 mm

s_1 = 375 × (210/fs) - 2.5×Cc

= 375 × (210 / 125) - 2.5 × 107 = 362.5 mm

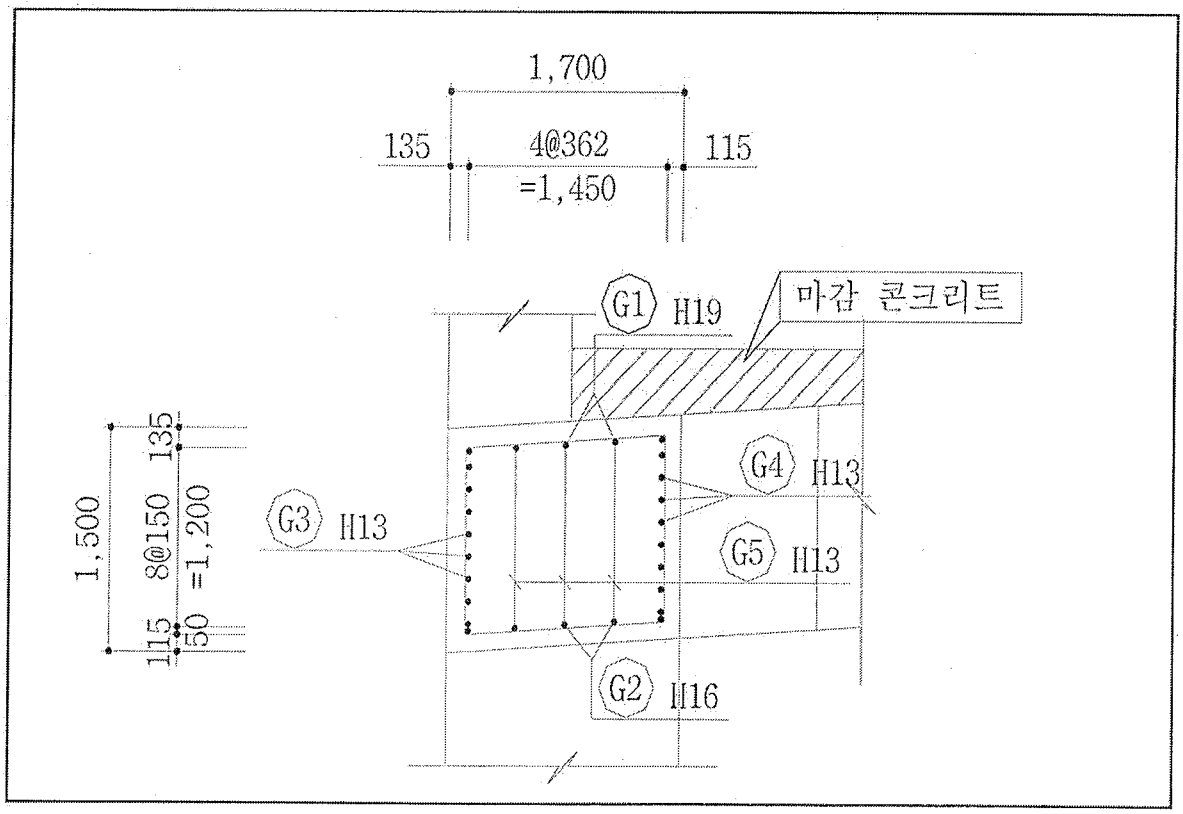
s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 125) = 504 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 362.5 > 100 mm ∴ O.K

2. 주철근 조립도

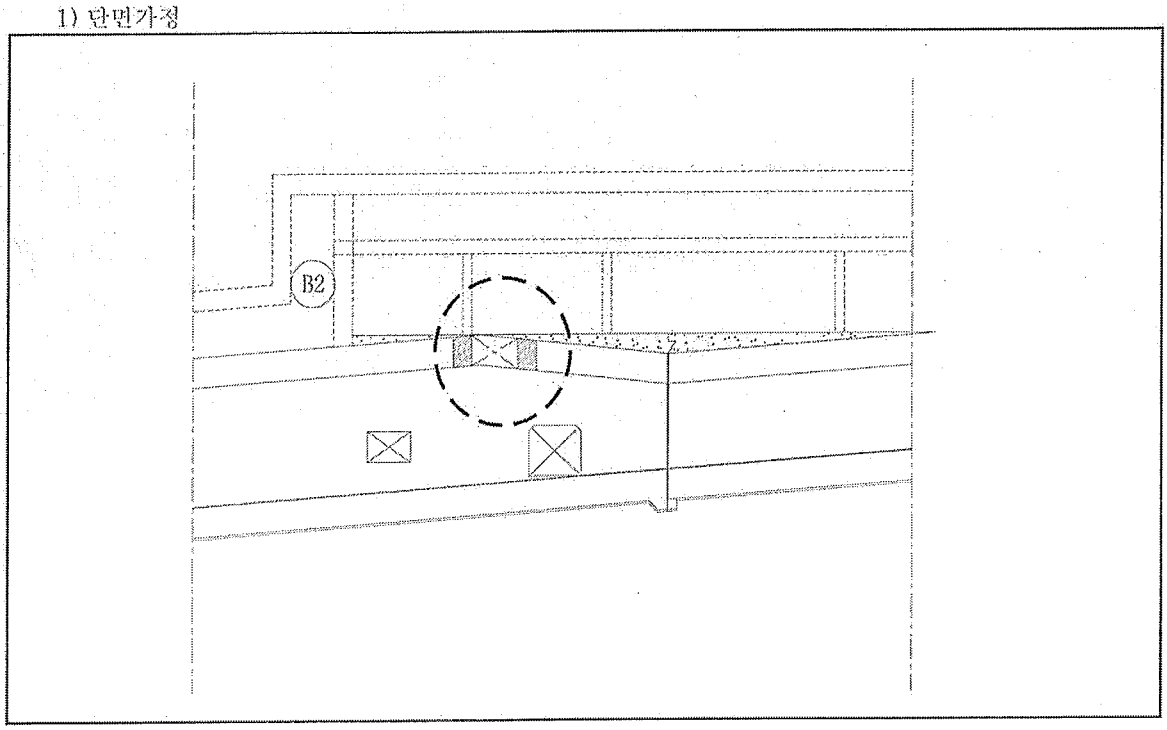
1) 보강거더



19.4 공기정화시설 OPEN부 보강거더 4

1.보강거더

1) 단면가정



2) 부재력(전산 OUTPUT)

구 분	계수하중	사용하중
중간슬래브 외측 전단력	2034.60 kN	1267.20 kN
합 계	2034.60 kN	1267.20 kN

3) 거더 해석용 부재력 산정 (연속지간부)

구 분		하 중 산 정	
부모멘트	계수하중	$M = WL^2/11$	Mu1 = 2034.60 × 8.000 ² / 11 = 11837.67 kN.m
	사용하중		Ms1 = 1267.20 × 8.000 ² / 11 = 7372.80 kN.m
정모멘트	계수하중	$M = WL^2/16$	Mu2 = 2034.60 × 8.000 ² / 16 = 8138.40 kN.m
	사용하중		Ms2 = 1267.20 × 8.000 ² / 16 = 5068.80 kN.m
전 단 력		Su = 1.15 x WL/2 - WD	Su = 1.15 × 2034.60 × 8.000 / 2 - 2034.60 × 1.265 = 6785.39 kN

4) 깊은보 검토

※ L/D ≤ 4 이면 깊은 보

$$\frac{L}{D} = \frac{8.000\ m}{1.265\ m} = 6.324 > 4 \quad \therefore \text{일반보}$$

5) 상부거더 부모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 11837.67 kN.m	• Su = 6785.39 kN	• Ms = 7372.80 kN.m	• dd = 1265 mm
• B = 2000 mm	• d = 1265 mm	• d' = 235 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 3 단 배치	

▶ a = 268.306 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d - a/2)] = #### mm^2 [p = 0.01217]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 268.306 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 55609 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 8855 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 8223 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 8855 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 41051 mm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As :	H 32 @ 100	=	14296	mm^2	[18.0	ea/m]
	H 32 @ 100	=	14296	mm^2	[18.0	ea/m]
	H 32 @ 100	=	14296	mm^2	[18.0	ea/m]
	TOTAL	=	42887	mm^2	[p = 0.01695	]

◈ Moment check : Md = 15720.76 kN.m > Mu = 11837.67 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· ϕv Vc = ϕv·1/6·√fck·B·d = 1643.28 kN < Vu = 6785.39 kN

· 1/2·ϕv Vc = 821.64 kN < Vu = 6785.39 kN

∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 150 mm

· Req. As [0.35 b0 s / fy = 263 mm^2 ☜ [최소전단철근]

Vs s / [ϕv fy d] = 2032 mm^2 ☜ [소요전단철근]

· Vs < 2/3 √ (fck) × b × d = 8764.18 kN 이므로 O.K

∴ USE Av = H 29 × 4.0 ea/m = 2570 mm^2 > 2032 mm^2 ∴ O.K

· ϕv Vn = ϕv Vc + ϕv Vs

= 1643.28 + 6501.09 = 8144.37 kN > Vu = 6785.39 kN

Rm = Md / Mu = 1.33 Rs = ϕv Vn / Vu = 1.200

② 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.016951 + √ [2 × 0.12 + 0.12 ²] = 0.383

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.38 / 3 = 0.87

fs = M / [As·d·j] ⇔ 7372.80 / [#### × 1265 × 0.87]= 155.850 MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 119 mm

s_1 = 375 × (210/fs) - 2.5×Cc

= 375 × (210 / 155.850) - 2.5 × 119 = 207.794 mm

s_2 = 300 × (210/fs)

= 300 × (210 / 155.850) = 404.235 mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 207.794 > 100 mm ∴ O.K

6) 상부거더 정모멘트부

① 주철근량 검토

• fck = 27 MPa	• fy = 400 MPa	• 부재 = 보	• 헌치= 0 mm
• Mu = 8138.40 kN.m	• Su = 0.00 kN	• Ms = 5068.80 kN.m	• dd = 1335 mm
• B = 2000 mm	• d = 1335 mm	• d' = 165 mm	전단검토시
• ϕf = 0.85	• ϕv = 0.75	• 주철근 2 단 배치	

▶ a = 166.654 mm 가정

∴ Required As = Mu / [ϕf·fy·(d − a/2)] = #### mm^2 [p = 0.00716]

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 166.654 = 가정a ∴ O.K

k1 = 0.850 ⇒ Pb = 0.85·k1·(fck/fy)·600/(600+fy) = 0.03

Pmax = 0.75·Pb = 0.02198 ⇒ MAX As = 58687 mm^2

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 9345 mm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 8678 mm^2

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.0035 ⇒ MIN As = 9345 mm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 25498 mm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As : H	32 @	100 =	14296	mm^2	[18.0	ea/m]
H	32 @	100 =	14296	mm^2	[18.0	ea/m]
	TOTAL =		28591	mm^2	[p = 0.010708]	

◈ Moment check : Md = 11766.50 kN.m > Mu = 8138.40 kN.m ∴ O.K

Rm = Md / Mu = 1.45

② 철근의 응력 산정

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.010708 + \sqrt{[\,2 \times 0.08 + 0.08^2\,]} = 0.32$

$j = 1 - k/3 \Leftrightarrow 1 - 0.32/3 = 0.89$

$fs = M/[As \cdot d \cdot j] \Leftrightarrow 5068.80/[\,\#\#\#\# \times 1335 \times 0.89\,] = 148.710$ MPa

③ 인장철근간격s 검토

Cc(인장철근 표면과 콘크리트 표면사이의 최소두께)= 99 mm

$s_1 = 375 \times (210/fs) - 2.5 \times Cc$

$= 375 \times (210/148.71) - 2.5 \times 99 = 282.054$ mm

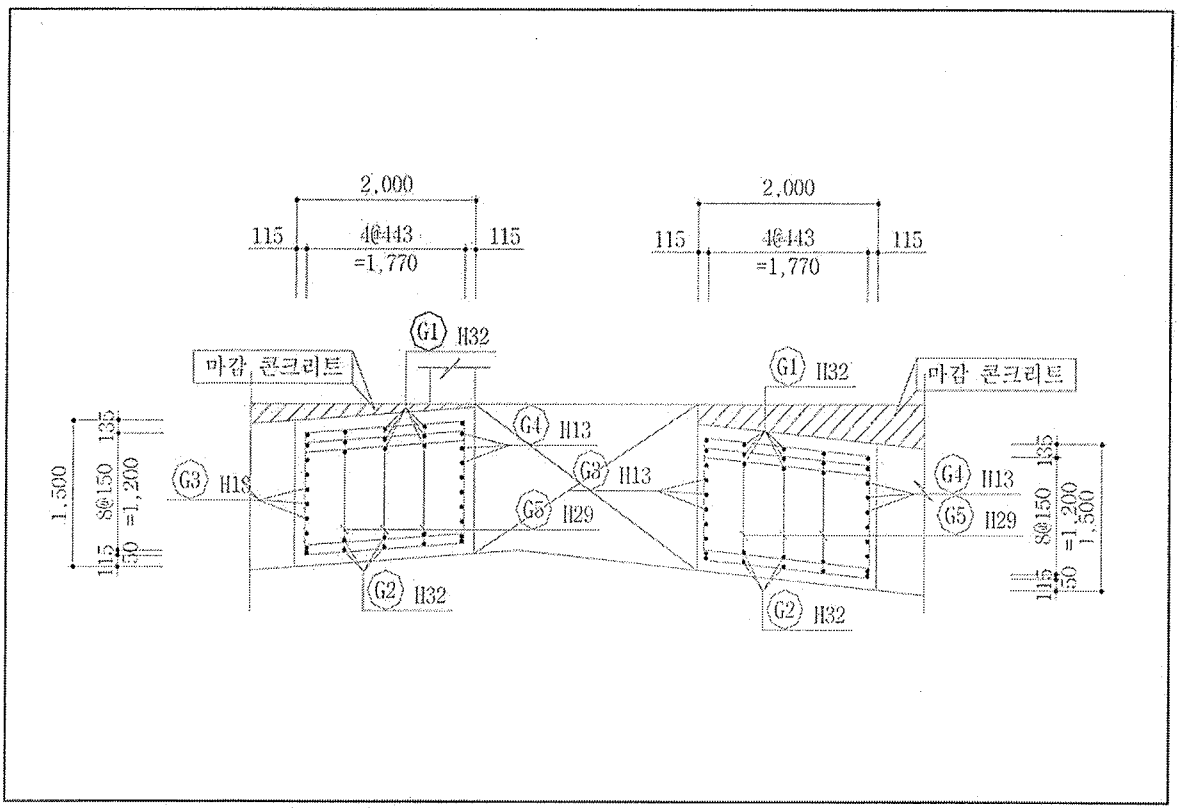
$s_2 = 300 \times (210/fs)$

$= 300 \times (210/148.71) = 423.643$ mm

인장철근 간격s = MIN(s_1, s_2) = 282.054 > 100 mm ∴ O.K

2. 주철근 조립도

1) 보강거더



B3

▨ 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	818.3	1634.2	471.9	826.2	1824.59	1040.69	1.12	1.26	H32@125
	우측단부	1138.9	1689.2	598.1	788.3	1824.59	1040.69	1.08	1.32	H32@125
	중앙부	504.5	676.1	258.2	427.9	940.27	597.56	1.39	1.40	H22@125
하부슬래브	좌측단부	648.4	2002.4	574.5	574.5	4404.77	1618.85	2.20	2.82	H29@125,H29@125
	우측단부	677.5	1941.8	583.3	722.4	4404.77	1618.85	2.27	2.24	H29@125,H29@125
	중앙부	271.6	680.6	162.3	528.1	2722.70	1237.00	4.00	2.34	H25@125,H25@250
좌측 벽체 (공기정화 시설)	상단부	818.3	1489.5	581.7	1222.3	1608.57	1790.66	1.08	1.46	H32@125
	중앙부	558.0	850.1	273.7	684.2	1081.46	1184.02	1.27	1.73	H25@125
	하단부	1188.7	1188.7	929.4	1157.1	1319.61	1790.66	1.11	1.55	H29@125
좌측 벽체 (본체)	상단부	2178.6	3072.5	1247.3	1492.0	4466.61	1850.11	1.45	1.24	H32@125,H29@250
	중앙부	410.2	841.8	298.5	889.1	1677.31	1462.73	1.99	1.65	H22@125
	하단부	648.4	2002.4	860.0	1429.6	4466.61	1850.11	2.23	1.29	H32@125,H29@250
우측 벽체 (공기정화 시설)	상단부	1138.9	1498.2	626.8	1694.3	1608.57	1790.66	1.07	1.06	H32@125
	중앙부	656.0	1008.8	304.6	641.5	1081.46	858.31	1.07	1.34	H25@125
	하단부	1011.7	1011.7	931.3	1256.0	1354.56	1835.43	1.34	1.46	H29@125
우측 벽체 (본체)	상단부	2207.6	2207.6	1247.3	1247.3	4466.61	1850.11	2.02	1.48	H32@125,H29@250
	중앙부	305.4	870.9	354.2	777.4	1677.31	1462.73	1.93	1.88	H22@125
	하단부	677.5	1941.8	860.0	1228.1	5743.50	1873.24	2.96	1.53	H29@125
중간슬래브	좌측단부	1294.9	2845.5	659.2	1445.7	3859.83	1618.85	1.36	1.12	H32@125,H29@250
	우측단부	1398.3	2096.3	859.6	859.6	3859.83	1618.85	1.84	1.88	H32@125,H29@250
	중앙부	1067.5	1067.5	285.0	506.5	3185.77	1282.15	2.98	2.53	H29@125,H25@250
내부벽체	단부	74.4	191.2	47.1	169.8	212.7	288.8	1.11	1.70	H25@250,H25@25
	중앙부	47.1	183.9	4.3	100.0	252.5	230.3	1.37	2.30	H25@125
내부슬래브	단부	360.0	862.8	178.2	538.3	970.1	866.4	1.12	1.61	H29@250,H29@25
	중앙부	69.8	202.2	38.6	262.6	1005.1	895.2	4.97	3.41	H29@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		

$Ko = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

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

단위체적중량 : γw = 10.00 kN/m³

* 지하수위고 : GL = -1.000 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

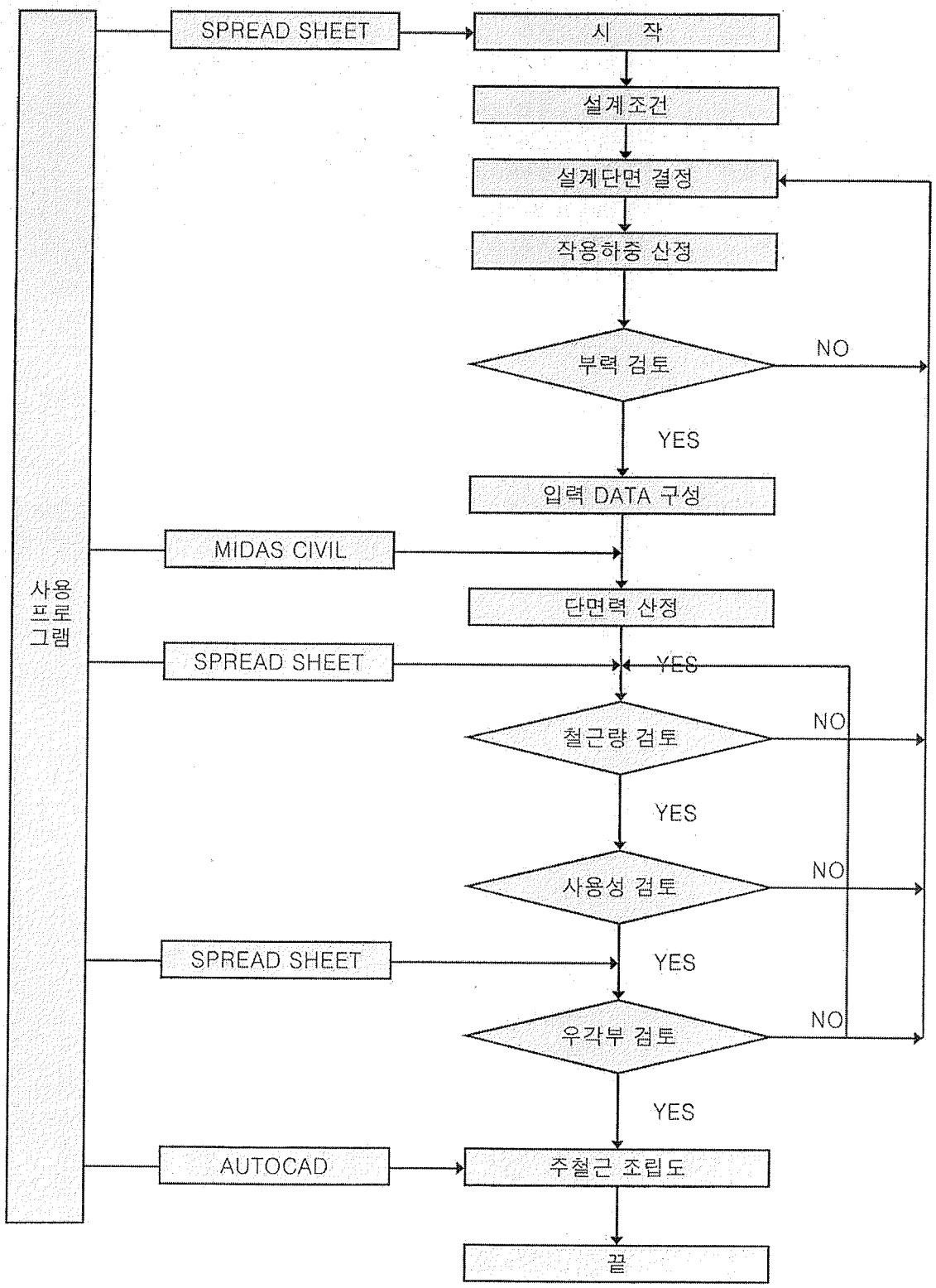
⑤ 지중구조물의 내진설계 ----- 한국지진공학회

⑥ 구조물 기초설계기준 · 해설 [2009] ----- 건설교통부

10) 사용 프로그램

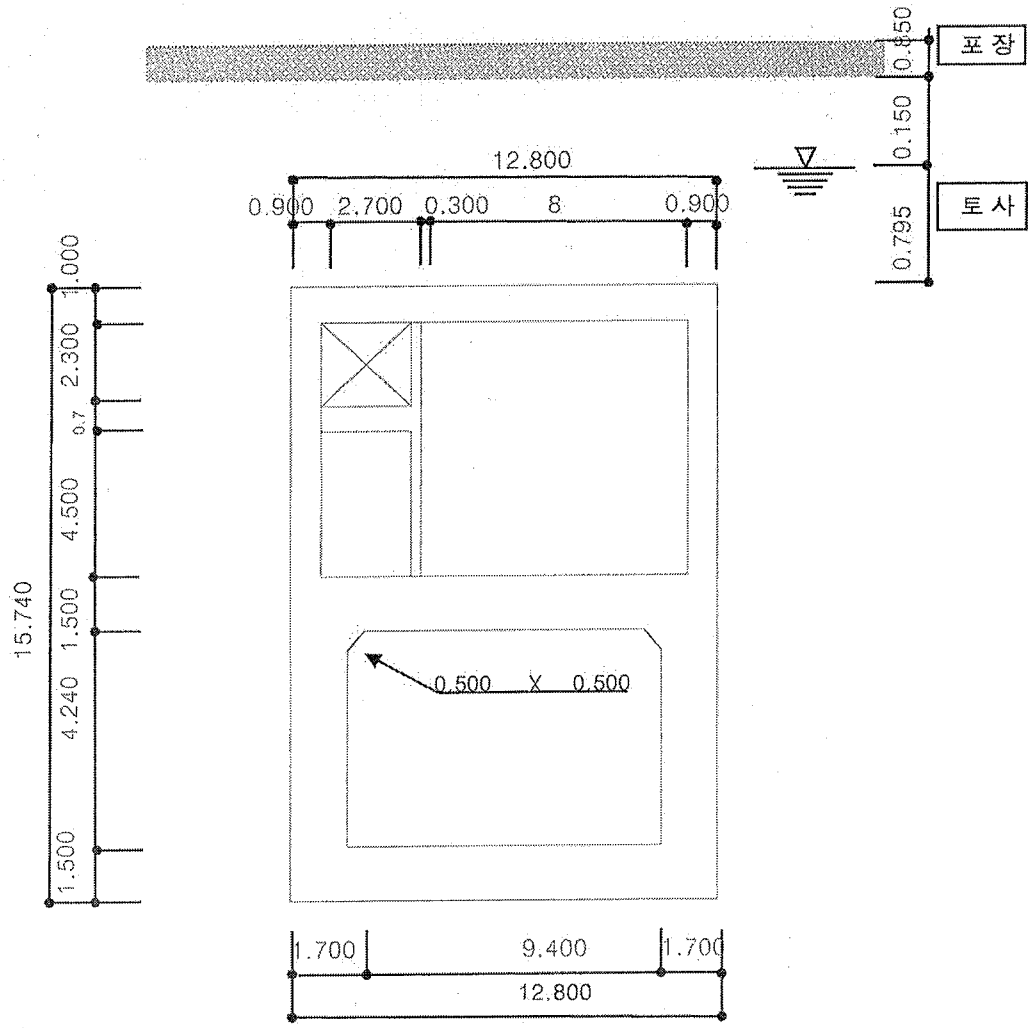
- 단면력 산정 : MIDAS CIVIL프로그램
- 단면의 설계 : SPREED SHEET (계산을 전자적으로 만든 프로그램) 사용

11) 설계흐름도



2. 단면가정

철근 콘크리트



3. 하 중

1) 고정하중 - 자 중

①	상 부 슬 라 브	:	1.000	x	12.800	x	25.00				=	320.000	kN
②	내부벽체	:	0.300	x	7.500	x	25.00	x	1 ea		=	56.250	kN
③	내부슬라브	:	0.700	x	2.700	x	25.00	x	1 ea		=	47.250	kN
④	중 간 슬 라 브	:	1.500	x	12.800	x	25.00				=	480.000	kN
⑤	하 부 슬 라 브	:	1.500	x	12.800	x	25.00				=	480.000	kN
⑥	벽체1	:	1.700	x	4.240	x	25.00				=	180.200	kN
⑦	벽체2	:	0.900	x	7.500	x	25.00				=	168.750	kN
⑧	헌 치	:	0.500	x	0.500	x	1/2	x	25.00	x 2 ea	=	6.250	kN
										Σ	=	1738.700	KN

2) 연직토압(Hv)

① 지하수 없을때 (CASE-1)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.795	x	19.000	=	15.105 kN/㎡
					Σ Wt1	=	34.655 kN/㎡

- 하부반력산정 : 34.655 KN

② 지하수 있을때 (CASE-2)

· 포장층 :	1.0	x	0.850	x	23.000	=	19.550 kN/㎡
· 육상토사 :	1.0	x	0.150	x	19.000	=	2.850 kN/㎡
· 수중토사 :	1.0	x	0.645	x	10.000	=	6.450 kN/㎡
					Σ Wt2	=	28.850 kN/㎡

- 하부반력산정 : 28.850 KN

3) 노면 활하중 (CASE-3)

- 토피 / B ≥ 0.5

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

노면 활하중 : = 39.00 kN/㎡

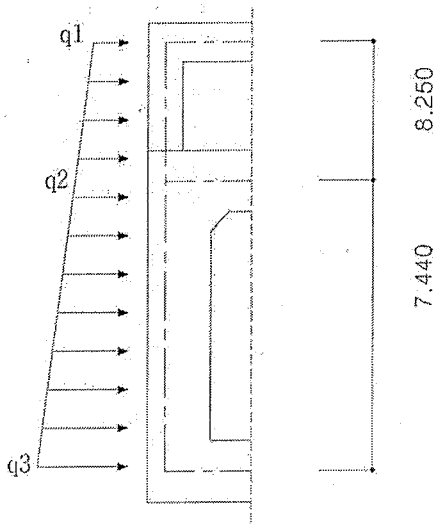
하부반력산정 : = 39.00 kN/㎡

4) 노면 활하중에 의한 측벽 토압

상재하중 q x Ko = 39.000 x 0.500 = 19.500 kN/㎡

3) 토 압

* 정지토압계수 Ko = 1 − sin 30 = 0.500



[토압 작용 단면도]

(1) 지하수 비고려시 (CASE-1)

q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.795 x 19.00) = 17.328 kN/㎡

q2 = 17.33 + 0.500 x 8.250 x 19.00 = 95.703 kN/㎡

q3 = 95.70 + 0.500 x 7.440 x 19.00 = 166.383 kN/㎡

(2) 지하수 고려시 (CASE-2)

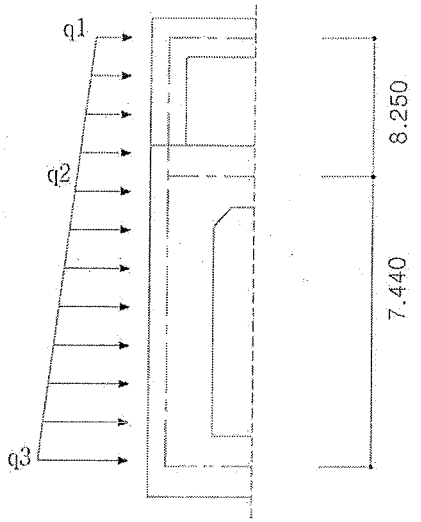
q1 = 0.500 x (0.850 x 23.00 + 0.150 x 19.00) = 14.425 kN/㎡

+ 0.645 x 10.00)

q2 = 14.43 + 0.500 x 8.250 x 10.00 = 55.675 kN/㎡

q3 = 55.68 + 0.500 x 7.440 x 10.00 = 92.875 kN/㎡

5) 수 압



[수압 작용 단면도]

(1) 연직수압 - 상부슬래브 (CASE-6)

qwt1 = 0.645 x 10.000 = 6.450 kN/㎡

(1) 수평수압 - 벽 체 (CASE-4)

qw1 = 0.645 x 10.000 = 6.450 kN/㎡

qw2 = 6.450 + 8.250 x 10.000 = 88.950 kN/㎡

qw3 = 88.950 + 7.440 x 10.000 = 163.350 kN/㎡

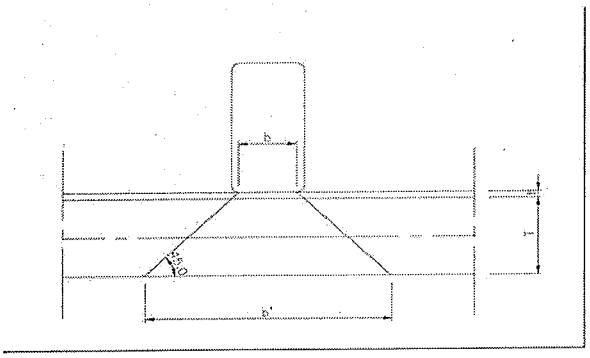
(3) 연직수압 - 하부슬래브 (CASE-5)

qwb = 163.35 + 0.750 x 10.000 = 170.850 kN/㎡

6) 내부 활 하 중

BOX 내부 군중하중(지지력검토시) = 5 kN

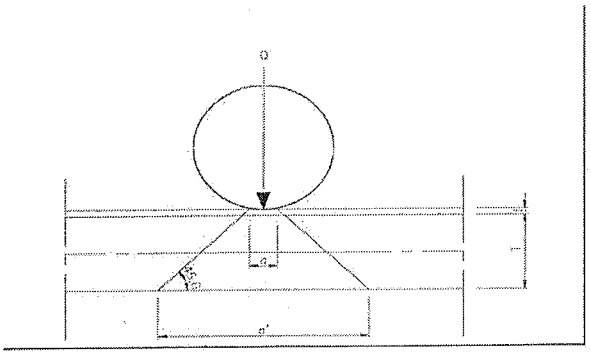
BOX 내부 활하중(지지력검토시)



t = 0.040 m

T = 1.500 m

b' = 0.500 + 2 x (1.500 + 0.040) x cot 45° = 3.580 m



a' = 0.200 + 2 x (1.500 + 0.040) x cot 45° = 3.280 m

Qz = 96.00 / (3.580 x 3.280)

= 8.176 kN/m²

7) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

- 건조수축계수 $\varepsilon = 15 \times 10^{-5}$
- 은도선팽창 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	:		=	320.000 kN
②	내부벽체	:		=	56.250 kN
③	내부슬라브	:		=	47.250 kN
④	중간슬라브	:		=	480.000 kN
⑤	하부슬라브	:		=	480.000 KN
⑥	벽체1	:		=	180.200 KN
⑦	벽체2	:		=	168.750 KN
⑧	헌 치	:		=	6.250 KN
-	연직하중	:	34.655 x 12.800	=	34.655 kN
-	상부활하중	:	39.000 x 12.800	=	499.200 kN
-	내부활하중	:	5.000 x 9.400	=	47.000 kN
				Σ =	2319.555 kN

Qmax1 = 2319.555 / 12.800 + 8.176 = 189.391 kN/m²

(2) 지하수 고려시

①	상부슬라브	:		=	320.000 kN
②	내부벽체	:		=	56.250 kN
③	내부슬라브	:		=	47.250 kN
④	중간슬라브	:		=	480.000 kN
⑤	하부슬라브	:		=	480.000 KN
⑥	벽체1	:		=	180.200 KN
⑦	벽체2	:		=	168.750 KN
⑧	헌 치	:		=	6.250 KN
-	연직하중	:	28.850 x 12.800	=	369.280 KN
-	상부활하중	:		=	499.200 kN
-	내부활하중	:		=	47.000 kN
				Σ =	2654.180 kN

Qmax1 = 2654.180 / 12.800 + 8.176 = 215.533 kN/m²

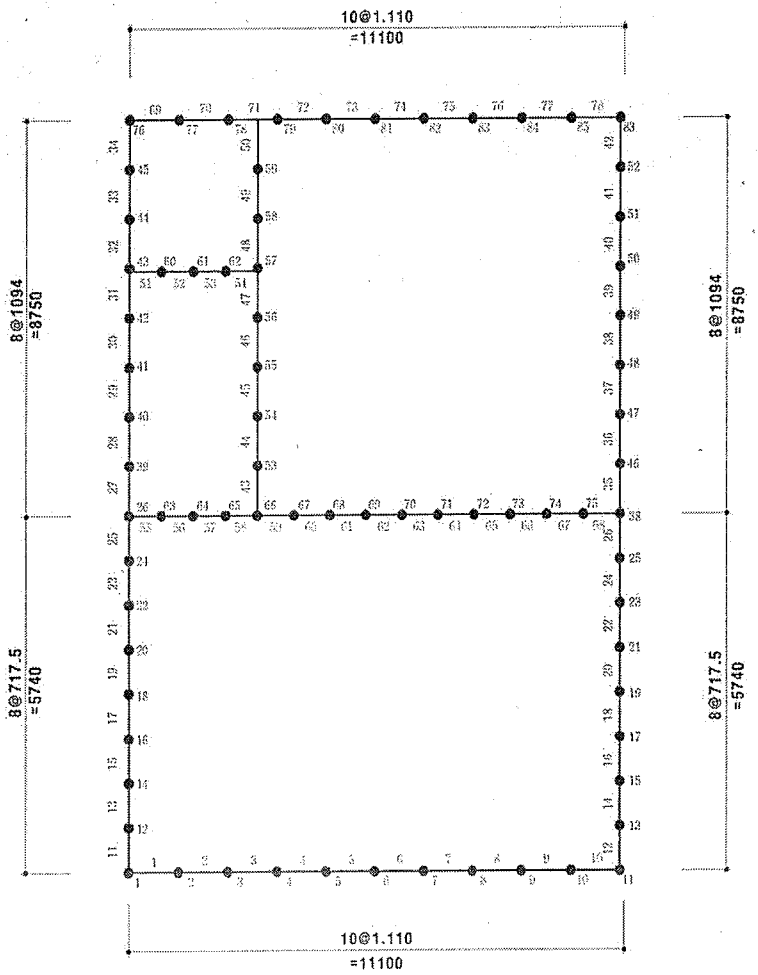
∵ Qmax = 215.533 kN/m²

(4) 지지력 판정

Qmax = 215.533 kN/m² < Qa = 816.420 kN/m² --- O.K !

4. 입력 DATA

1) 모 델 링 (상시)



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	69 ~ 78
내부벽체	1.0	0.300	0.300	0.0022500	26700	43 ~ 50
내부슬라브	1.0	0.700	0.700	0.0285833	26700	60 ~ 62
중 간 슬 라 브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	55 ~ 68
하 부 슬 라 브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 10
벽체1	1.0	1.700	1.700	0.4094167	26700	11 ~ 26
벽체2	1.0	0.900	0.900	0.0607500	26700	27 ~ 42

5. 지반반력계수산정

1) 상 시 (연직지반 반력계수)

① 지반의 변형계수

E_o = = 50000.0 KN/m²

② 연직방향 지반반력계수 (α = 1)

K_{vo} = 1/0.3 x α x E_o = 1/0.3 x 1 x 50000 = 166666.67 KN/m²

③ 환산재하폭

$B_h = \sqrt{12.800 \times 24.000}$ = 17.527 m

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

β = (1 + B / L) / 2

= (1 + 12.8 / 24.0) / 1.5 = 1.022 > 1

∴ β = 1.000

⑤ 환산재하폭을 고려한 지반반력계수

$K_v = \beta \times K_{vo} \times (B_v / 0)^{-3/4}$

= 1.000 × 166667 x (17.527 / 0)$^{-3/4}$ = 7887 kN/m³

Kz(1) =	7887	x	1.0	x (	1.700	/	2	+	1.600	/	2	) =	13013 kN/m³
Kz(10) =	7887	x	1.0	x (	1.700	/	2	+	1.600	/	2	) =	13013 kN/m³
Kz(2~9) =	7887	x	1.0	x (	1.600	/	2	+	1.600	/	2	) =	12619 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)

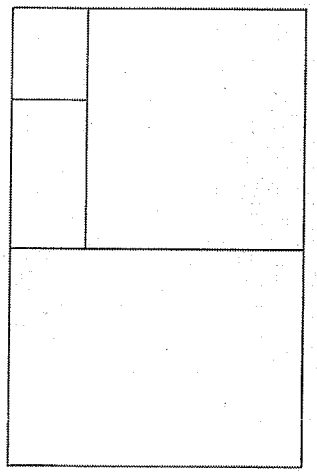
구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축 +15°C	건조수축 -15°C	비 고
COMB 1	지하수 비고려시	1.2	1.6	1.4	1.6			1.2		3.3.2
COMB 2		1.2	1.6	1.4	1.6				1.2	3.3.2
COMB 3		1.2	1							3.3.3
COMB 4		1.2	1.6	1.4	0.8			1.2		3.3.6
COMB 5		1.2	1.6	1.4	0.8				1.2	3.3.6
COMB 6		0.9		0.9	1.6					3.3.7
COMB 7		0.9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

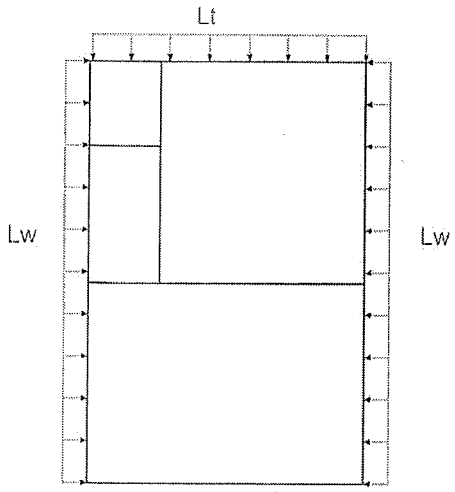
구 분		고정하중 (D)	활하중 (L)	토압 연직토압	토압 횡토압	수압 연직수압	수압 횡수압	건조수축 +15°C	건조수축 -15°C	비 고
COMB 14	지하수 비고려시	1	1	1	1			1		3.3.2
COMB 15		1	1	1	1				1	3.3.2
COMB 16		1	1							3.3.3
COMB 17		1	1	1	0.5			1		3.3.6
COMB 18		1	1	1	0.5				1	3.3.6
COMB 19		0.9		0.9	1					3.3.7
COMB 20		0.9		0.9	0.5					3.3.7
COMB 21	지하수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

7. 하중 재하도

1) 고정하중 (자 중) - PROGRAM 내에서 자동고려



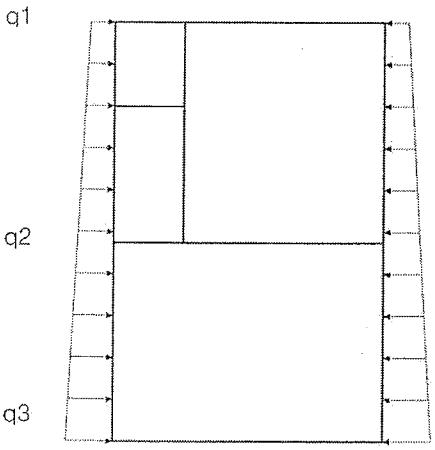
3) CASE 1 - 노면활하중



Lt = 39.00 kN/㎡

Lw = 19.50 kN/㎡

4) CASE 2 - 횡 토 압 (지하수 비고려시)

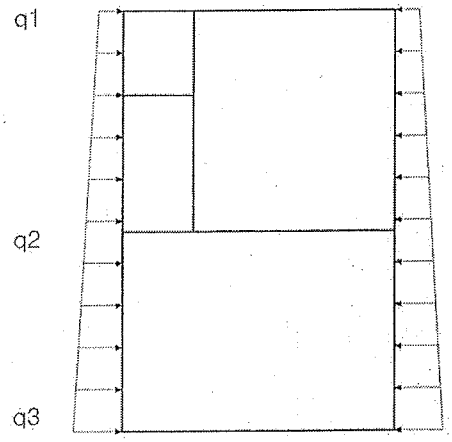


q1 = 17.33 kN/㎡

q2 = 95.70 kN/㎡

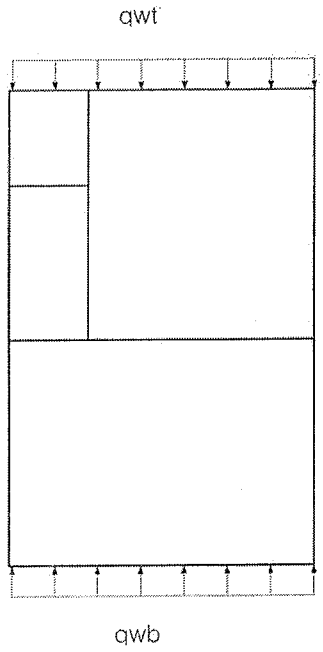
q3 = 166.38 kN/㎡

5) CASE 3 - 횡 토 압 (지하수 고려시)



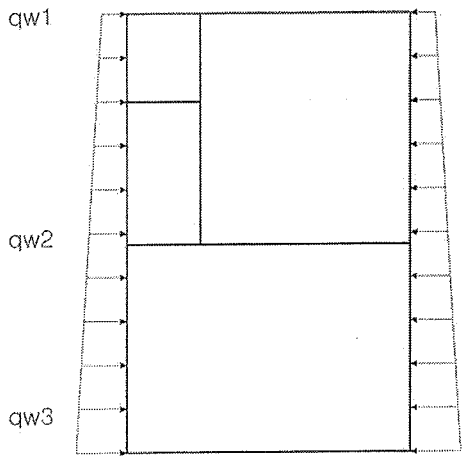
q1 = 14.43 kN/㎡
q2 = 55.68 kN/㎡
q3 = 92.88 kN/㎡

6) CASE 4 - 연 직 수 압



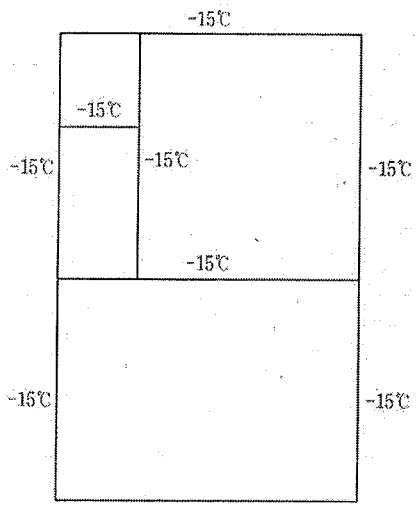
qwt = 6.45 kN/㎡
qwb = 170.85 kN/㎡

7) CASE 5 - 횡 수 압



qw1 = 6.45 kN/㎡
qw2 = 88.95 kN/㎡
qw3 = 163.35 kN/㎡

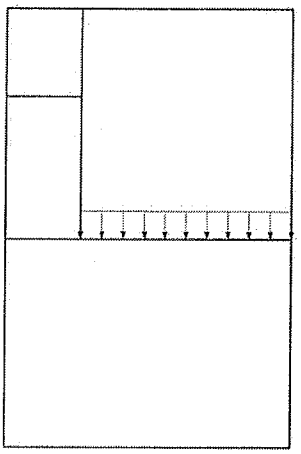
8) CASE 6 - 건조수축



건조수축

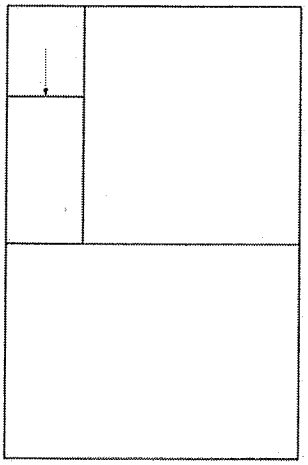
-15 ℃

8) CASE 7 - 기계하중(유해가스시설+축류팬)



qw1 = 125.00 kN/㎡

8) CASE 8 - 기계하중(호이스트)



qw1 = 50.00 kN

8. 설계조건 (지진시)

1) 설계조건 및 적용계수

① 내진적용등급 : 내진 1 등급 - 지역계수 : 1 구역

응답변위법에 의한 해석

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

γ_t : 20.0 kN/m^3

② 위험도계수(I)

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

④ 지진구역계수(Z)

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

⑤ 지진계수

구분	Ca	Cv
지반종류	Sd	Sd
지진계수	0.16	0.23

⑥ 지층별 평균 N치

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

2) 구조물 제원 및 상재토 제원

⑦ 구조물 제원

상부슬라브의 중심축 위치 : 2.295 m 중간슬래브의 중심축 위치 : 11.045 m

하부슬라브의 중심축 위치 : 16.785 m

구조물이 위치한 층의 N치 : 50

구조물 저판폭 : 12.800 m 구조물 길이 : 24.000 m

구조물 높이 : 15.740 m

구조물 두께 : (상부슬래브) 1.000 m (측 벽 -1) 0.900 m

(측 벽 -2) 1.700 m (하부슬래브) 1.500 m

⑧ 상재토 제원

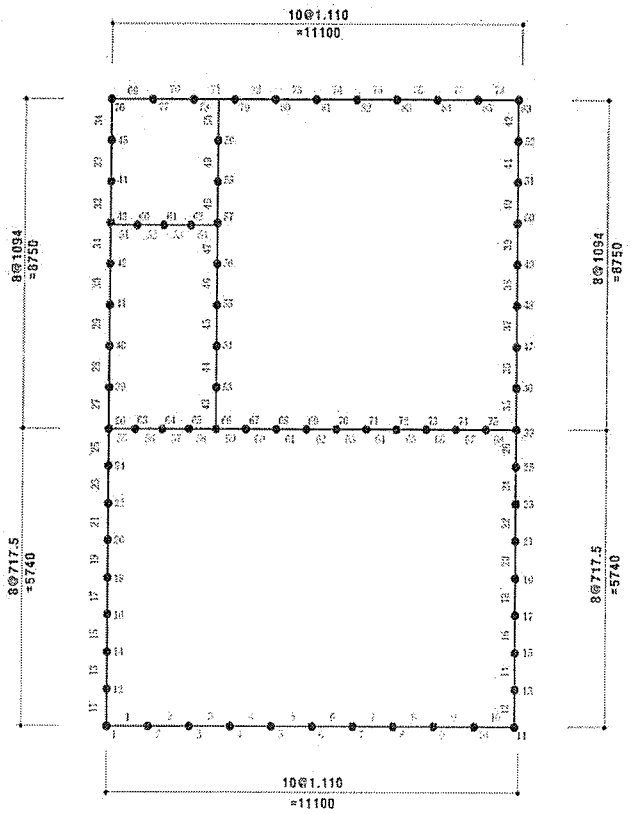
포장두께	0.850 m
입도조정	0.000 m
보조기층	0.000 m
동방층	0.000 m
토사층	0.795 m
전체토피	1.645 m

내부마찰각 30 °

9. 입력 DATA

1) 모 델 링 (지진시)

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



2) 부재및 단면형태

단면번호	폭(m)	두께	단면적	단면2차모멘트	탄성계수	비 고
상부슬래브	1.0	1.000	1.000	0.0833333	26700	69 ~ 78
내부벽체	1.0	0.300	0.300	0.0022500	26700	43 ~ 50
내부슬라브	1.0	0.700	0.700	0.0285833	26700	60 ~ 62
중 간 슬 라 브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	55 ~ 68
하 부 슬 라 브	1.0	1.500	1.500	0.2812500	26700	1 ~ 10
벽체1	1.0	1.700	1.700	0.4094167	26700	11 ~ 26
벽체2	1.0	0.900	0.900	0.0607500	26700	27 ~ 42

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 × 137.92 ^{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 × 235.76 ^{2} = 130316.0 kN/m²

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

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

② 붕괴방지 수준

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

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

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

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

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

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

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 24.00) = 17.527 m

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

Kv = 293946.40 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 13909.97 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 13909.97 = 4636.66 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 24.00) = 17.527 m

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

Kv = 358336.00 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 16956.98 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 16956.98 = 5652.33 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(15.74 × 24.00) = 19.436 m

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

Kh = 358336.00 × (15.74 / 0.3)^(-3 / 4) = 15691.90 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 15691.90 = 5230.63 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 24.00) = 14.114 m

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

Kv = 358336.00 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 19947.93 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 19947.93 = 6649.31 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	13910	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	12609 kN/m³
Kvs(23,27)=	4637	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	4203 kN/m³
Kv(24~26)=	13910	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	11497 kN/m³
Kvs(24~26)=	4637	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	3832 kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	15692	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	14123 kN/m³
Khs(28,30)=	5231	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	4708 kN/m³
Kh(40,42)=	15692	x (	1.700	/	2	+	0.900	/	2	) =	20399 kN/m³
Khs(40,42)=	5231	x (	1.700	/	2	+	0.900	/	2	) =	6800 kN/m³
Kh(31~39)=	15692	x (	0.900	/	2	+	0.754	/	2	) =	12977 kN/m³
Khs(31~39)=	5231	x (	0.900	/	2	+	0.754	/	2	) =	4326 kN/m³
Kh(43~51)=	15692	x (	1.700	/	2	+	0.754	/	2	) =	19254 kN/m³
Khs(43~51)=	5231	x (	1.700	/	2	+	0.754	/	2	) =	6418 kN/m³
Kh(12,22)=	15692	x (	1.700	/	2	+	0.727	/	2	) =	19042 kN/m³
Khs(12,22)=	5231	x (	1.700	/	2	+	0.727	/	2	) =	6347 kN/m³
Kh(1,11)=	15692	x (	1.700	/	2	+	0.937	/	2	) =	20690 kN/m³
Khs(1,11)=	5231	x (	1.700	/	2	+	0.937	/	2	) =	6897 kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	16957	x (	1.500	/	2	+	1.120	/	2	) =	22214 kN/m³
Kvs(1,11)=	5652	x (	1.500	/	2	+	1.120	/	2	) =	7405 kN/m³
Kv(2~10)=	16957	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	18992 kN/m³
Kvs(2~10)=	5652	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	6331 kN/m³

- 중간슬래브

Kv(16~21)=	19948	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	11171 kN/m³
Kvs(16~21)=	6649	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	3724 kN/m³

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 24.00) = 17.527 m

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

Kv = 114822.40 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 5433.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 5433.56 = 1811.19 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.80 × 24.00) = 17.527 m

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

Kv = 139972.80 × (12.8 / 0.3)^(-3 / 4) = 6623.71 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 6623.71 = 2207.90 kN/m³

(3) 측벽 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × H) = √(12.80 × 15.74) = 14.194 m

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

Kh = 139972.80 × (7.942 / 0.3)^(-3 / 4) = 7758.97 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kv = 1/3.0 × 7758.97 = 2586.32 kN/m³

(4) 중간슬래브 : 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.30 × 24.00) = 14.114 m

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

Kv = 139972.80 × (8.3 / 0.3)^(-3 / 4) = 7792.04 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 7792.04 = 2597.35 kN/m³

(6) 적용 지반반력계수

상부슬래브

Kv(23,27)=	5434	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	4926	kN/m³
Kvs(23,27)=	1811	x (	1.000	/	2	+	0.813	/	2	) =	1642	kN/m³
Kv(24~26)=	5434	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	4491	kN/m³
Kvs(24~26)=	1811	x (	0.813	/	2	+	0.840	/	2	) =	1497	kN/m³

- 측 벽

Kh(28,30)=	7759	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	6983	kN/m³
Khs(28,30)=	2586	x (	0.900	/	2	+	0.900	/	2	) =	2328	kN/m³
Kh(40,42)=	7759	x (	1.700	/	2	+	0.900	/	2	) =	10087	kN/m³
Khs(40,42)=	2586	x (	1.700	/	2	+	0.900	/	2	) =	3362	kN/m³
Kh(31~39)=	7759	x (	0.900	/	2	+	0.754	/	2	) =	6417	kN/m³
Khs(31~39)=	2586	x (	0.900	/	2	+	0.754	/	2	) =	2139	kN/m³
Kh(43~51)=	7759	x (	1.700	/	2	+	0.754	/	2	) =	9520	kN/m³
Khs(43~51)=	2586	x (	1.700	/	2	+	0.754	/	2	) =	3173	kN/m³
Kh(12,22)=	7759	x (	0.900	/	2	+	0.727	/	2	) =	6312	kN/m³
Khs(12,22)=	2586	x (	0.900	/	2	+	0.727	/	2	) =	2104	kN/m³
Kh(1,11)=	7759	x (	0.900	/	2	+	0.937	/	2	) =	7127	kN/m³
Khs(1,11)=	2586	x (	0.900	/	2	+	0.937	/	2	) =	2376	kN/m³

- 하부슬래브

Kv(1,11)=	6624	x (	1.500	/	2	+	1.120	/	2	) =	8677	kN/m³
Kvs(1,11)=	2208	x (	1.500	/	2	+	1.120	/	2	) =	2892	kN/m³
Kv(2~10)=	6624	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	7419	kN/m³
Kvs(2~10)=	2208	x (	1.120	/	2	+	1.120	/	2	) =	2473	kN/m³

- 중간슬래브

Kv(16~21)=	7792	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	4364	kN/m³
Kvs(16~21)=	2597	x (	0.000	/	2	+	1.120	/	2	) =	1455	kN/m³

11. 지진력 산정

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ	Tg'(sec)	
		기능수행	붕괴방지	kN/m³	기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.001	128.000	80.000	19.000	0.125	0.200
퇴적토	21.351	137.884	86.177	19.000	0.619	0.991
연암	0.000	235.778	147.361	23.000	0.000	0.000
계	25.352	136.324	85.202		0.744	1.191

■ 지반의 특성값(Tg) = 1.25 × Tg'

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25 × 0.744 = 0.931	1.25 × 1.191 = 1.489

2) 등제주기(Ts)

■ Ts = Cv / (2.5 × Ca), To = 0.2 × Ts

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575	0.23 / (2.5 × 0.16) = 0.575
To(sec)	0.2 × 0.575 = 0.115	0.2 × 0.575 = 0.115

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1 - 붕괴방지수준 : h = 0.2

② 보정계수

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667
VSDi	109.000	57.000

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

지표면~기반암의 두께	전단파속도	기능수행수준		붕괴방지수준	
H (m)	Vs(m/sec)	H/Vs	G_D	H/Vs	G_D
25.352	136.324 , 85.202	0.18597	24247	0.29755	6631

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 0.57 \times 0.800}{0.931} = 1.104$
붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- Tg ≥ Ts 일때, Sa = Cv×g×I×Cd/Tg
$Sa = \frac{0.23 \times 9.8 \times 1.4 \times 0.667}{1.489} = 1.413$

5) 속도 응답스펙트럼(Sv)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = (Tg / 2π) × Sa	Sv = (Tg / 2π) × Sa
$\frac{0.931 \times 1.104}{2 \times \pi} = 0.164$	$\frac{1.489 \times 1.413}{2 \times \pi} = 0.335$

6) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 심도 = 2.295 m
- 하부슬래브 심도 = 16.785 m
- 기반암 심도(H) = 25.352 m

① 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 2.295 / (2 \times 25.4))$

$= 0.03063$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.164 \times 0.931 \times \cos(\pi \times 16.785 / (2 \times 25.4))$

$= 0.01566$

② 붕괴방지 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 2.295 / (2 \times 25.4))$

$= 0.10006$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.335 \times 1.489 \times \cos(\pi \times 16.785 / (2 \times 25.4))$

$= 0.05117$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준						
Po =	4636.66	× (0.03063	- 0.01566	) =	69.388	kN/m²
붕괴방지수준						
Po =	1811.19	× (0.10006	- 0.05117	) =	88.55	kN/m²

7) 측벽 지반변위 하중

① 지반의 변위진폭 산정 Uh(z)

② 지진시 수평하중

$P(z) = kh \times Di \quad (kN/m^2)$

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

구분	z(m)	기능수행수준			붕괴방지수준		
		Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)	Uh(z)(m)	상대변위 Di	수평토압P(kN)
q1	2.295	0.0306	0.0101	157.91	0.1001	0.0329	255.09
q2	3.195	0.0303	0.0098	153.33	0.0991	0.0319	247.69
q3	4.095	0.0299	0.0094	147.27	0.0978	0.0307	237.90
q4	4.995	0.0295	0.0089	139.75	0.0963	0.0291	225.74
q5	5.895	0.0289	0.0083	130.79	0.0944	0.0272	211.27
q6	6.649	0.0284	0.0078	122.19	0.0926	0.0254	197.39
q7	7.403	0.0277	0.0072	112.63	0.0906	0.0234	181.94
q8	8.157	0.0271	0.0065	102.11	0.0884	0.0213	164.95
q9	8.911	0.0263	0.0058	90.67	0.0861	0.0189	146.47
q10	9.665	0.0256	0.0050	78.33	0.0835	0.0163	126.53
q11	10.419	0.0247	0.0041	65.11	0.0807	0.0136	105.18
q12	11.173	0.0238	0.0033	51.05	0.0778	0.0106	82.46
q13	11.927	0.0229	0.0023	36.17	0.0747	0.0075	58.42
q14	12.681	0.0219	0.0013	20.50	0.0715	0.0043	33.12
q15	13.618	0.0206	0.0000	0.00	0.0672	0.0000	0.00

8) 주면 전단력

① 기능수행수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 5.16$$ 상부슬래브

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 41.14$$ 하부승래브

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 23.15$$ 벽체

② 붕괴방지수준

$$Vu = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Zu}{2 \cdot H}\right) = 4.61$$

$$Vb = \left(\frac{G_D}{\pi \cdot H}\right) \cdot Sv \cdot T_G \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot Z_B}{2 \cdot H}\right) = 36.75$$

$$Vs = \left(\frac{Tu + Tb}{2}\right) = 20.68$$

여기서, Vu : 지진시 상판에 작용하는 주면전단력(kN/m')
Vb : 지진시 저판에 작용하는 주면전단력(kN/m')
Vs : 지진시 측벽에 작용하는 주면전단력(kN/m')
Sv : 기반면에서의 지진계수당 응답속도(m/sec)
G_D : 지반의 동적전단 탄성계수

9) 구체 관성력

지진시 자체 중량에 의한 관성력는

- $fi = Ai \times \gamma con'c \times Khu \times (1 - 0.015 \times Zi)$
- 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 = 1.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 2.30)

= 2.200 kN/m

② 붕괴방지수준

fu = 1.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 2.30)

= 5.410 kN/m

- 하부슬래브

① 기능수행수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 16.79)

= 2.550 kN/m

② 붕괴방지수준

fb = 1.500 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 16.79)

= 6.290 kN/m

- 측벽1

① 기능수행수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 9.54)

= 1.750 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 0.900 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 9.54)

= 4.320 kN/m

- 측벽2

① 기능수행수준

fw = 1.700 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 13.16)

= 3.100 kN/m

② 붕괴방지수준

fw = 1.700 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 13.16)

= 7.640 kN/m

- 중간슬래브

① 기능수행수준

fs = 0.000 × 25.0 × 0.091 × (1 - 0.015 × 11.05)

= 0.000 kN/m

② 붕괴방지수준

fs = 0.000 × 25.0 × 0.224 × (1 - 0.015 × 11.05)

= 0.000 kN/m

12. 하중조합 및 하중재하도(지진시)

----콘.구 3.3.2

12.1 하중조합

1) 지진시(기능수행수준)

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

2) 지진시(붕괴방지수준)

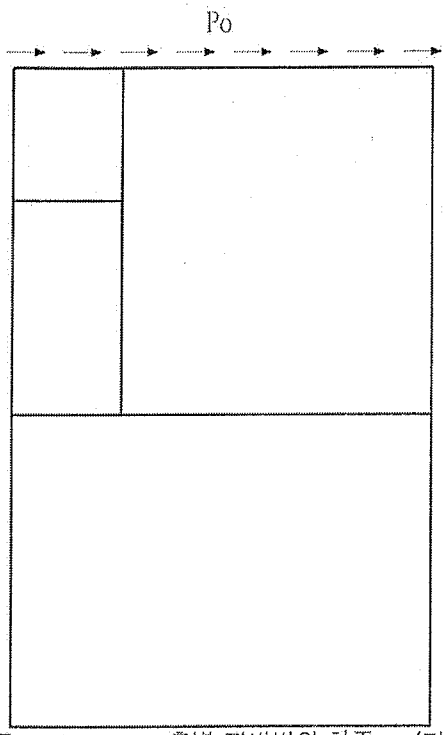
구 분	D	Hv	L	Hh	F	E
LC1	1.200	1.200	1.000	1.000		1.000
LC2	1.200	1.200	1.000	0.500		1.000
LC3	0.900	0.900		1.000		1.000
LC4	0.900	0.900		0.500		1.000

12.2. 하중 재하도 (지진시)

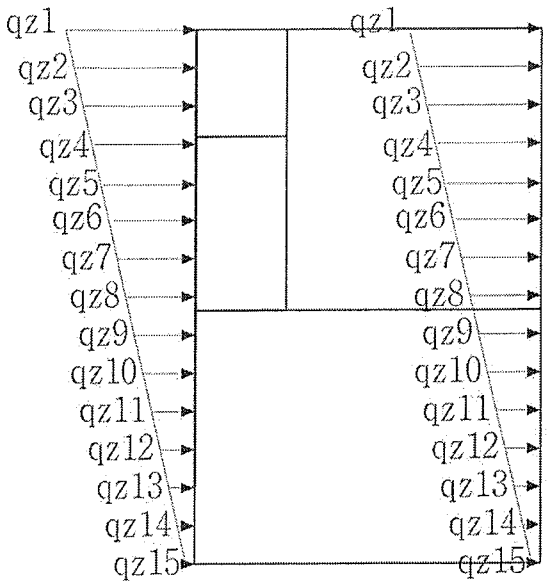
* 연직하중(지하수 무시), 활하중은 (상시) 참조

1) CASE 1 - 상부슬래브 지반변위 하중(기능수행수준)

Po = 69.39 kN/㎡

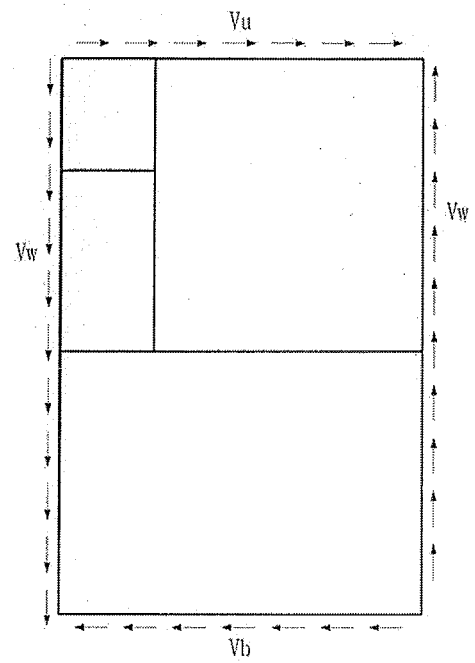


2) CASE 1 - 측벽 지반변위 하중 (기능수행수준)



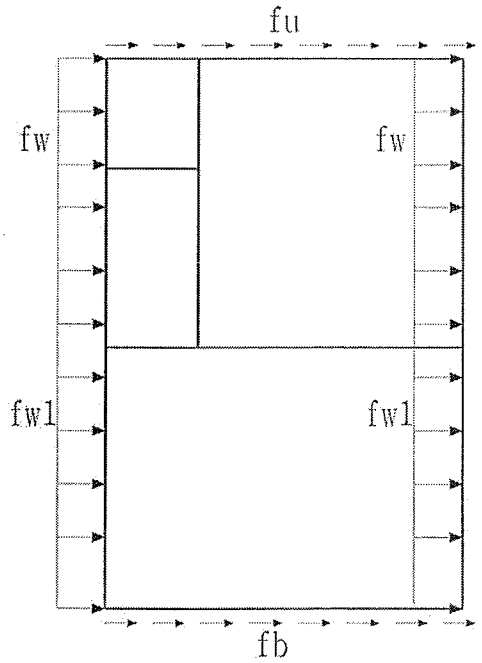
qz1	=	157.91	kN/㎡
qz2	=	153.33	kN/㎡
qz3	=	147.27	kN/㎡
qz4	=	139.75	kN/㎡
qz5	=	130.79	kN/㎡
qz6	=	122.19	kN/㎡
qz7	=	112.63	kN/㎡
qz8	=	102.11	kN/㎡
qz9	=	90.67	kN/㎡
qz10	=	78.33	kN/㎡
qz11	=	65.11	kN/㎡
qz12	=	51.05	kN/㎡
qz13	=	36.17	kN/㎡
qz14	=	20.50	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

3) CASE 2 - 주면전단력 (기능수행수준)



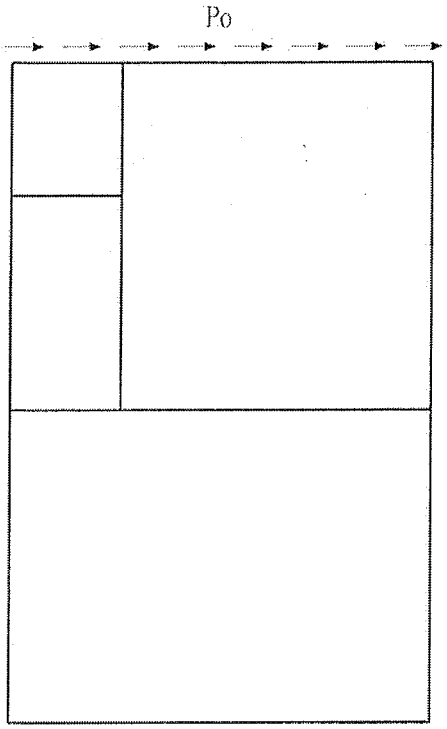
Vu	=	5.16	kN/㎡
Vb	=	41.14	kN/㎡
Vw	=	23.15	kN/㎡

4) CASE 3 - 관성력 (기능수행수준)



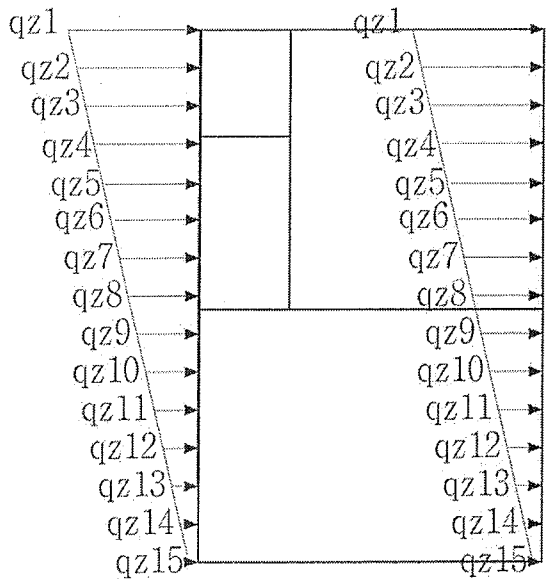
fu	=	2.20	kN/m
fb	=	2.55	kN/m
fw	=	1.75	kN/m
fw1	=	3.10	kN/m
fs	=	0.00	kN/m

5) CASE 5 - 상부슬래브 지반변위 하중(붕괴방지수준)



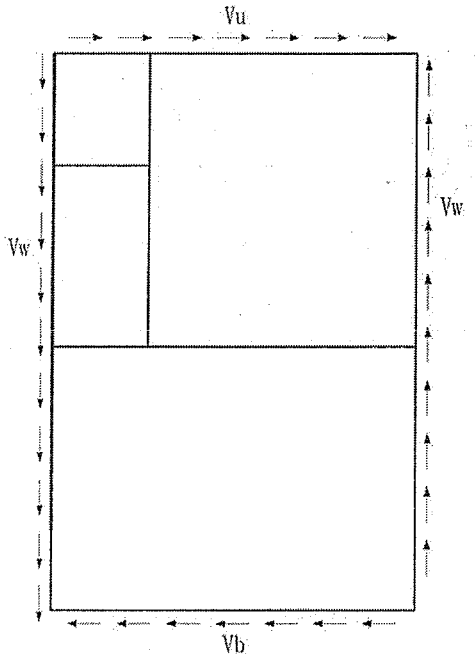
Po = 88.55 kN/㎡

6) CASE 4 - 측벽 지반변위 하중 (붕괴방지수준)



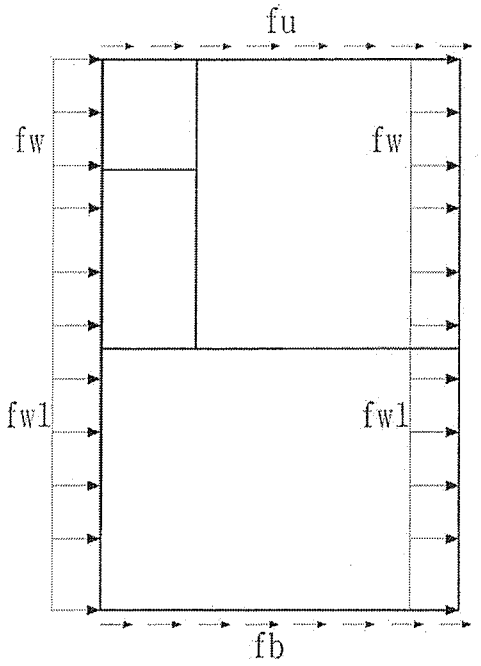
qz1	=	255.09	kN/㎡
qz2	=	247.69	kN/㎡
qz3	=	237.90	kN/㎡
qz4	=	225.74	kN/㎡
qz5	=	211.27	kN/㎡
qz6	=	197.39	kN/㎡
qz7	=	181.94	kN/㎡
qz8	=	164.95	kN/㎡
qz9	=	146.47	kN/㎡
qz10	=	126.53	kN/㎡
qz11	=	105.18	kN/㎡
qz12	=	82.46	kN/㎡
qz13	=	58.42	kN/㎡
qz14	=	33.12	kN/㎡
qz15	=	0.00	kN/㎡

7) CASE 5 - 주면전단력 (붕괴방지수준)



Vu	=	4.61	kN/㎡
Vb	=	36.75	kN/㎡
Vw	=	20.68	kN/㎡

8) CASE 6 - 관성력 (붕괴방지수준)



fu	=	5.41	kN/m
fb	=	6.29	kN/m
fw	=	4.32	kN/m
fw1	=	7.64	kN/m
fs	=	0.00	kN/m

13. 부재력 요약

13.1 부재력 집계

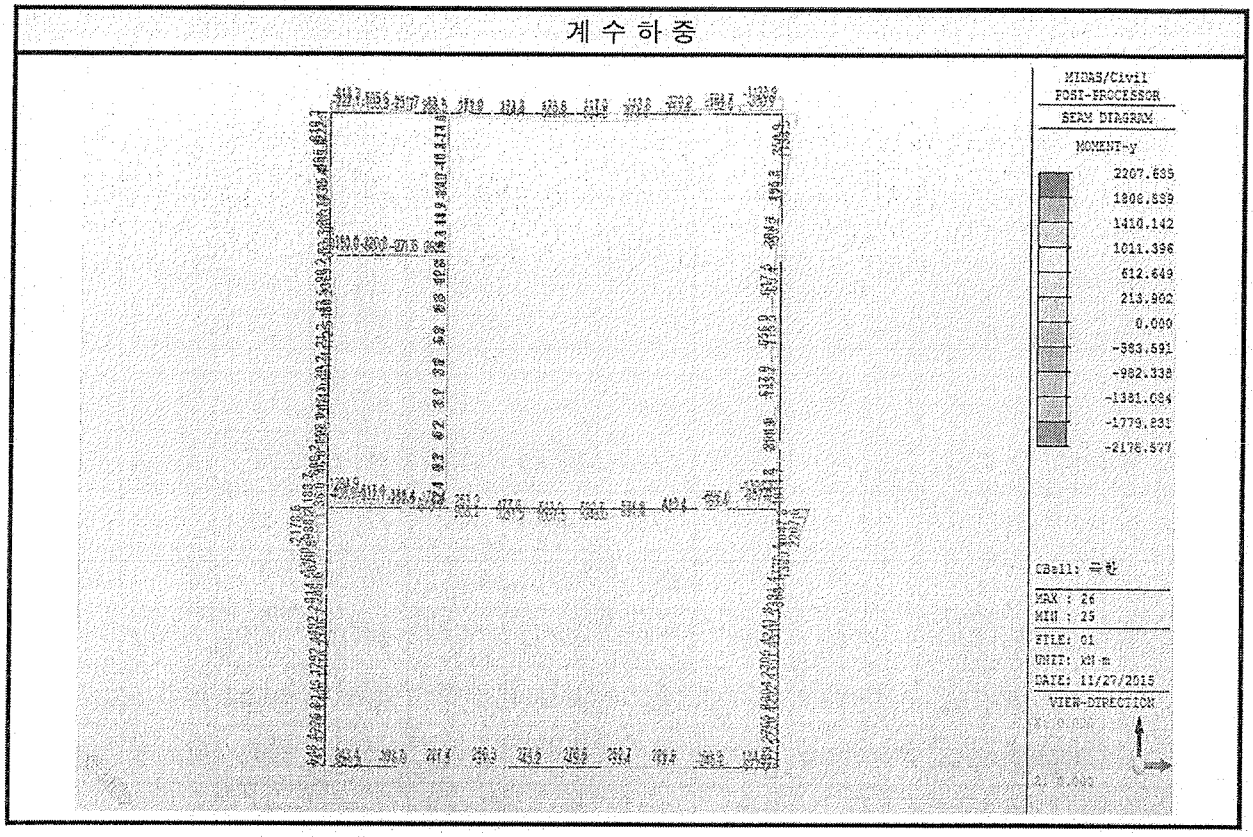
부재	부재력	상시			지진시				적용		
					기능 수행 수준		붕괴 방지 수준				
		Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mo (kN-m)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Mo (kN-m)
본 구조물											
1	상부슬래브 좌측단부	818.3	471.9	538.9	1634.2	631.5	770.6	826.2	1634.2	826.2	538.9
2	상부슬래브 우측단부	1138.9	598.1	757.9	1689.2	682.1	767.5	788.3	1689.2	788.3	757.9
3	상부슬래브 중앙부	504.5	258.2	349.0	676.1	427.9	335.5	407.8	676.1	427.9	349.0
4	하부슬래브 좌측단부	648.4	574.5	396.5	2002.4	537.2	1018.3	371.3	2002.4	574.5	396.5
5	하부슬래브 우측단부	677.5	583.3	454.0	1941.8	532.2	992.9	722.4	1941.8	722.4	454.0
6	하부슬래브 중앙부	271.6	162.3	184.8	680.6	343.9	429.3	528.1	680.6	528.1	184.8
7	좌측벽체 상단부(공기정화시설)	818.3	581.7	538.9	1489.5	1222.3	770.6	1157.1	1489.5	1222.3	538.9
8	좌측벽체 중앙부(공기정화시설)	558.0	273.7	352.2	850.1	684.2	460.5	510.9	850.1	684.2	352.2
9	좌측벽체 하단부(공기정화시설)	1188.7	929.4	713.7	572.9	752.0	241.8	1157.1	1188.7	1157.1	713.7
10	좌측벽체 상단부(본체)	2178.6	1247.3	1527.6	3072.5	1173.5	1427.8	1492.0	3072.5	1492.0	1527.6
11	좌측벽체 중앙부(본체)	410.2	298.5	407.8	841.8	888.1	430.9	889.1	841.8	889.1	407.8
12	좌측벽체 하단부(본체)	648.4	860.0	396.5	2002.4	965.7	1018.3	1429.6	2002.4	1429.6	396.5
13	우측벽체 상단부(공기정화시설)	1138.9	626.8	757.9	1498.2	1168.0	767.5	1694.3	1498.2	1694.3	757.9
14	우측벽체 중앙부(공기정화시설)	656.0	304.6	418.9	1008.8	641.5	496.9	525.5	1008.8	641.5	418.9
15	우측벽체 하단부(공기정화시설)	1011.7	931.3	581.7	883.6	920.4	395.5	1256.0	1011.7	1256.0	581.7
16	우측벽체 상단부(본체)	2207.6	1247.3	1560.6	2142.5	993.1	964.3	1228.1	2207.6	1247.3	1560.6
17	우측벽체 중앙부(본체)	305.4	354.2	430.9	870.9	451.1	401.7	777.4	870.9	777.4	430.9
18	우측벽체 하단부(본체)	677.5	860.0	454.0	1941.8	830.5	992.9	1228.1	1941.8	1228.1	454.0
19	중간슬래브 좌측단부	1294.9	659.2	1010.0	2845.5	1107.4	1357.7	1445.7	2845.5	1445.7	1010.0
20	중간슬래브 우측단부	1398.3	859.6	1111.5	2096.3	547.6	1006.8	687.4	2096.3	859.6	1111.5
21	중간슬래브 중앙부	1067.5	285.0	851.0	809.1	366.7	417.7	506.5	1067.5	506.5	851.0
22	내부벽체(단부)	74.4	47.1	48.7	191.2	119.1	90.9	169.8	191.2	169.8	48.7
23	내부벽체(중앙부)	47.1	4.3	30.4	183.9	54.8	87.5	100.0	183.9	100.0	30.4
24	내부슬래브(단부)	360.0	178.2	255.2	862.8	396.0	398.4	538.3	862.8	538.3	255.2
25	내부슬래브(중앙부)	69.8	38.6	48.8	128.0	144.4	202.2	262.6	202.2	262.6	48.8

14. 단면력도

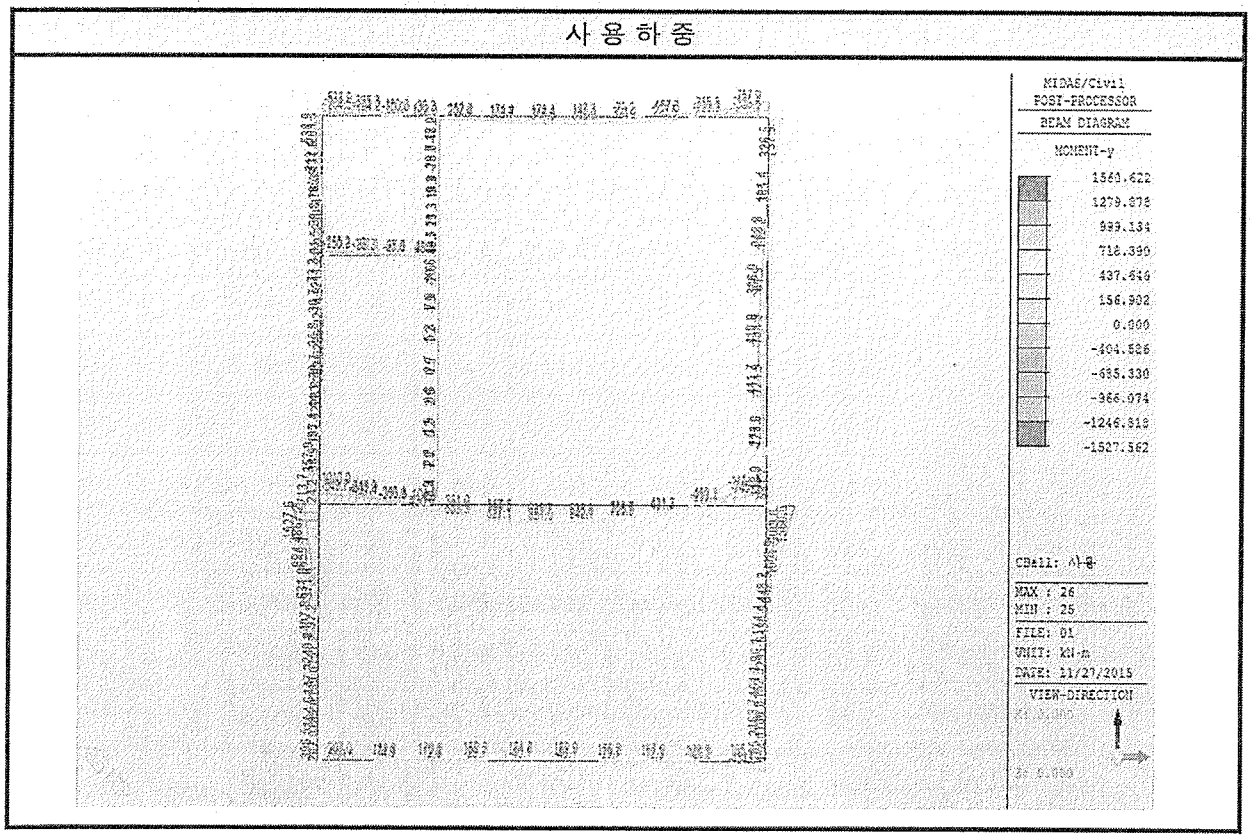
1) 상시

- 모멘트도

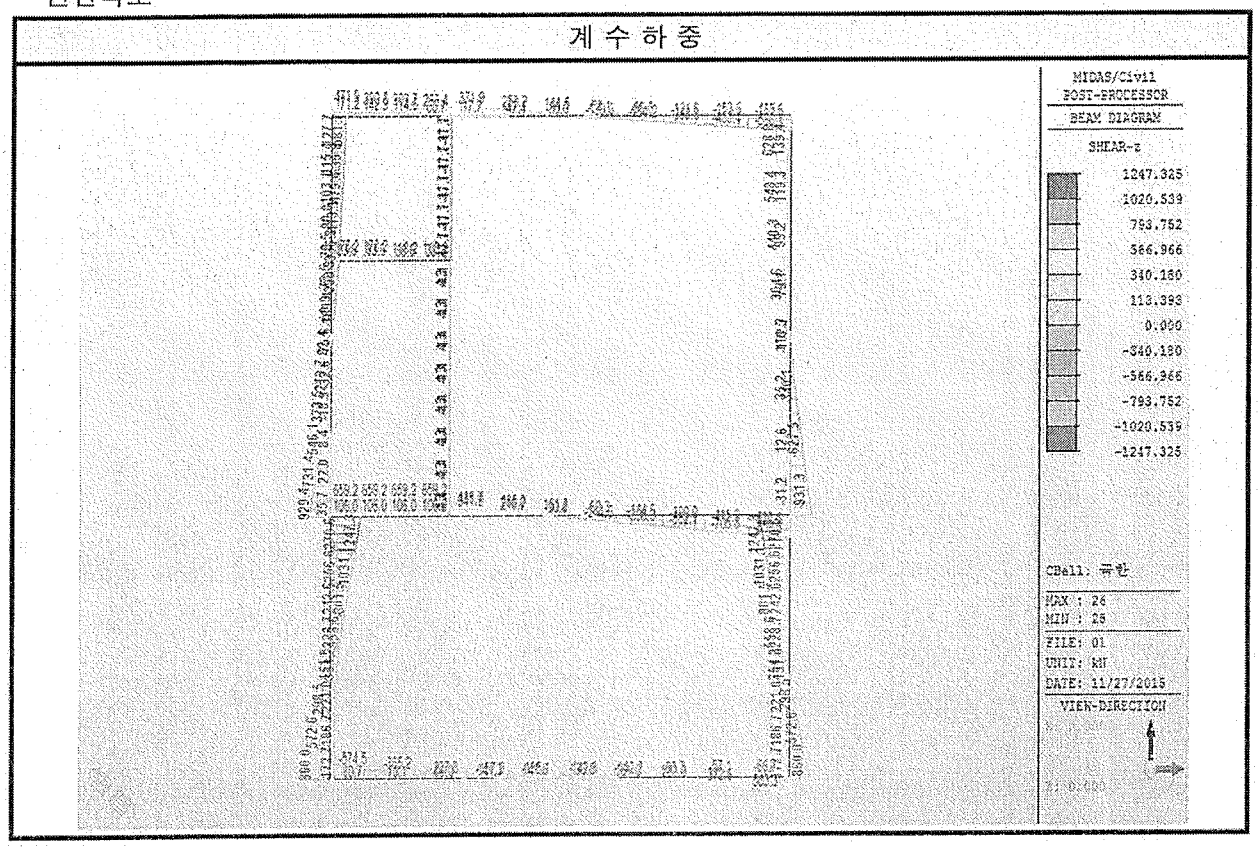
계 수 하 중



사 용 하 중



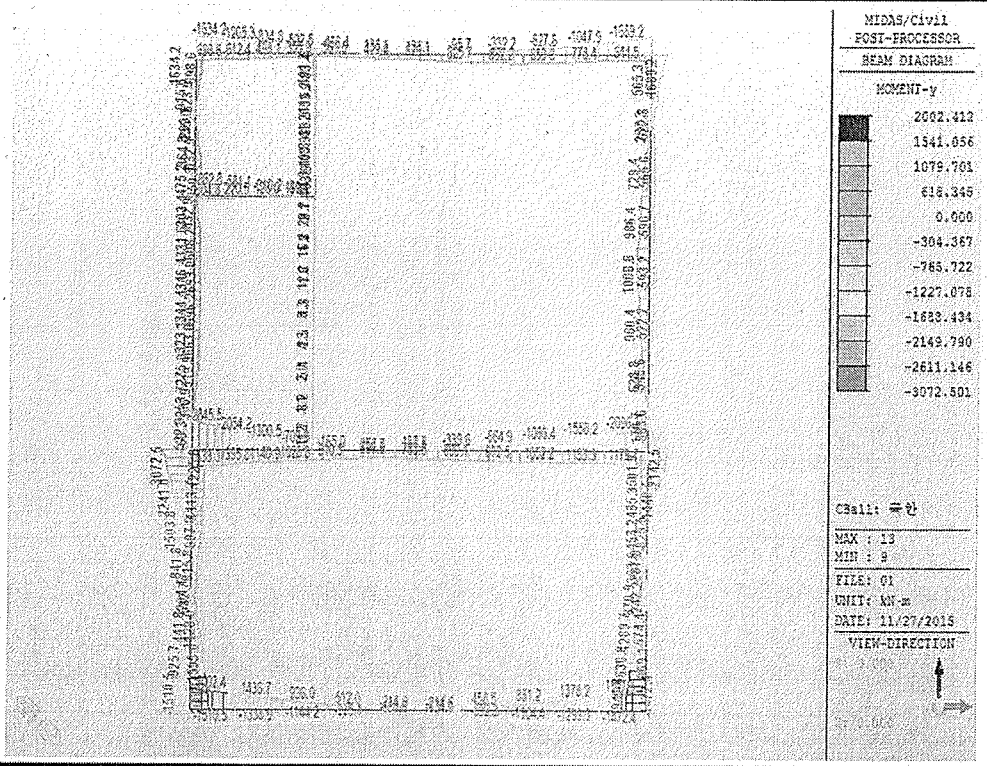
- 전단력도


계 수 하 중
MIDAS/Civil
POST-PROCESSOR
BEAM DIAGRAM
SHEAR-z
1247.325
1020.539
793.752
566.966
340.180
113.393
0.000
-340.180
-566.966
-793.752
-1020.539
-1247.325
CBell: 규한
MAX : 26
MIN : 25
FILE: 01
UNIT: kN
DATE: 11/27/2015
VIEW-DIRECTION

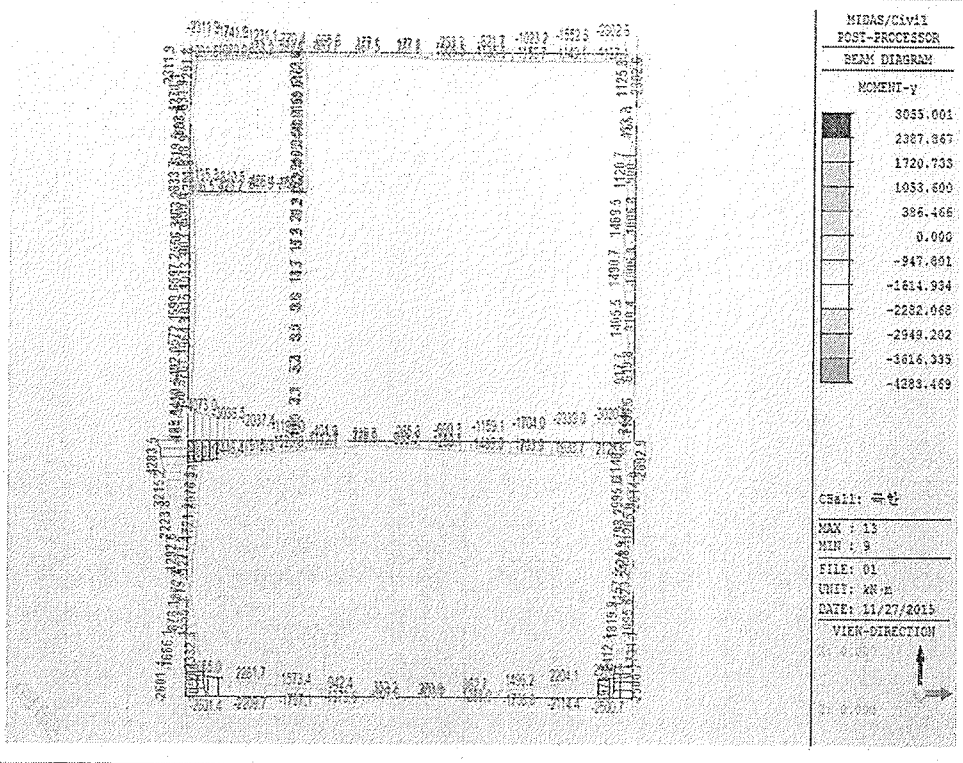
2) 지진시

- 모멘트도

기능 수행 수준

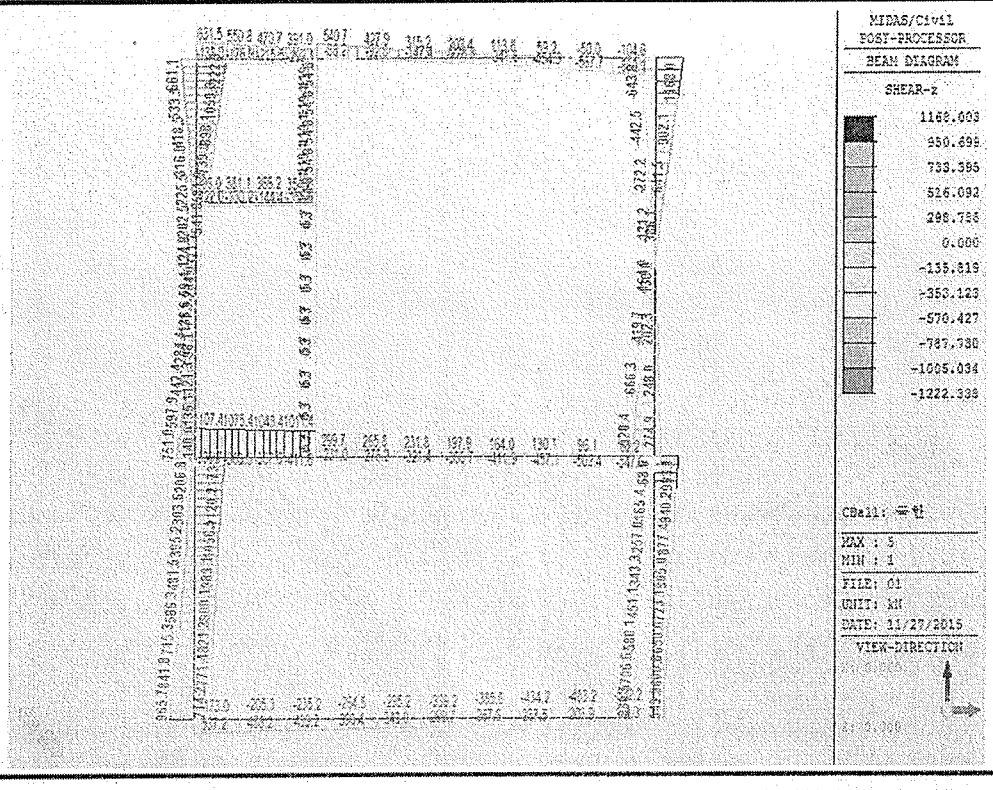


붕괴 방지 수준

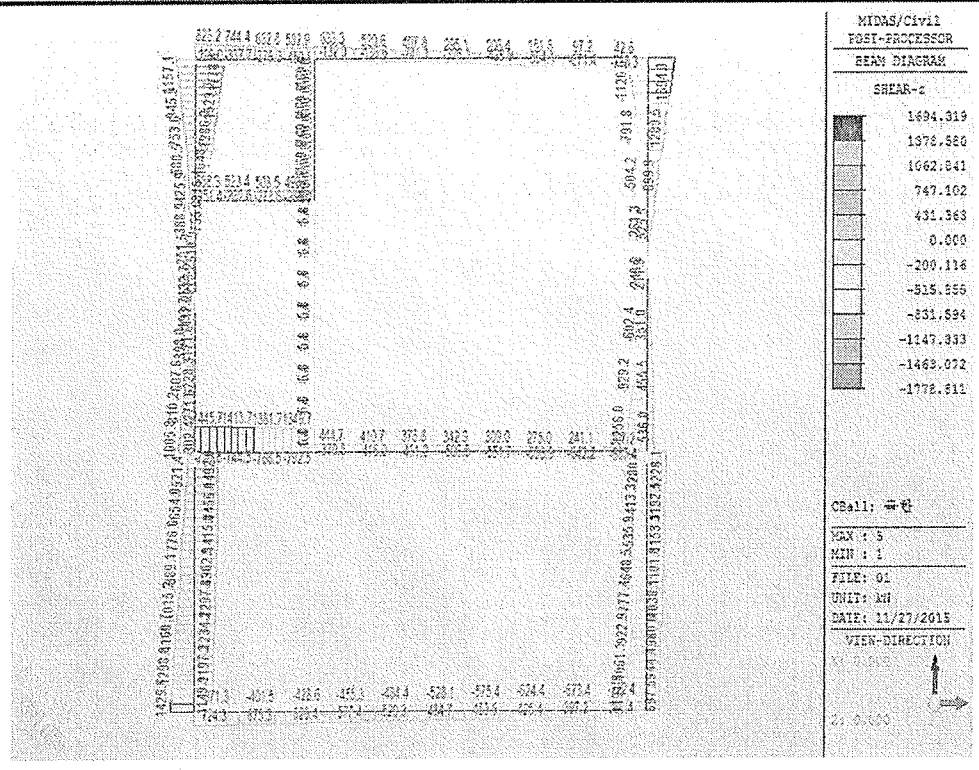


- 전단력도

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 =	100	cm			
· Mu =	1634.200	kN.m	· Vu =	826.230	kN	· M =	538.900	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	90.0 cm		· 전단력 d =	90.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 56.905 cm^2 [p = 0.00632]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	75.873 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

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

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1634.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 826.23 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 826.23 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] = 1.343 cm^2 ⇒ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.343 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 456.12 = 1040.69 kN > Vu = 826.23 kN

Rm = Md / Mu = 1.12 Rs = Φv Vn / Vu = 1.26

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00706 + √ [2 × 0.0529 + 0.053 ²] = 0.277

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.277 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 538.90 × 1000 / [63.536 × 90.0 × 0.908] = 103.79 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 103.8) − 2.5 x 84 = 549 mm > 125

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 103.8) = 607 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.2 상부슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	100	cm						
· Mu =	1689.200	kN.m	· Vu =	788.307	kN	· M =	757.877	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1	단			
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	90.0	cm	· 전단력 d =	90.0	cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 58.820 cm^2 [p = 0.00654]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	31.500 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	29.250 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	12.500 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	31.500 cm^2	> 12.500	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	78.427 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 11.074 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 13.028 cm

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

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 1824.59 kN.m > Mu = 1689.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 584.57 kN < Vu = 788.31 kN

· 1/2·Φv Vc = 292.29 kN < Vu = 788.31 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 2.264 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 4.0 EA/m = 5.068 cm^2 > 2.264 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 584.57 + 456.12 = 1040.69 kN > Vu = 788.31 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.32

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00706 + √ [2 × 0.0529 + 0.053 ²] = 0.277

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.277 / 3 = 0.908

fs = M / [As·d·j]

= 757.88 × 1000 / [63.536 × 90.0 × 0.908] = 145.97 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 146) − 2.5 x 84 = 329 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 146) = 432 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.3 상부슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	100	cm			
· Mu =	676.100	kN.m	· Vu =	427.900	kN	· M =	348.995	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	92.0 cm		· 전단력 d =	92.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 22.268 cm^2 [p = 0.00242]

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

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN As =	29.900 cm^2	
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN As =	12.500 cm^2	[일면 As]
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN As =	32.200 cm^2	> 12.500 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN As =	29.691 cm^2	

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

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

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 5.397 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 6.349 cm

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

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 940.27 kN.m > Mu = 676.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 597.56 kN > Vu = 427.90 kN

· 1/2·Φv Vc = 298.78 kN < Vu = 427.90 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 13 × 4.0 EA/m = 5.068 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 597.56 + 0.00 = 597.56 kN > Vu = 427.90 kN

Rm = Md / Mu = 1.39 Rs = Φv Vn / Vu = 1.40

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.003366 + √ [2 × 0.0252 + 0.025 ²] = 0.201

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.201 / 3 = 0.933

fs = M / [As·d·j]

= 349.00 × 1000 / [30.968 × 92.0 × 0.933] = 131.29 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 131.3) − 2.5 x 69 = 427 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 131.3) = 480 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 =	150	cm			
· Mu =	2002.400	kN.m	· Vu =	574.500	kN	· M =	396.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 46.725 cm^2 [p = 0.00346]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	62.300 cm^2		

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

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL	=	102.784	cm^2	[p =	0.007614]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0169 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 4404.77 kN.m > Mu = 2002.40 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN > Vu = 574.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 574.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 909.33 + 709.52 = 1618.85 kN > Vu = 574.50 kN

Rm = Md / Mu = 2.20 Rs = Φv Vn / Vu = 2.82

15.4.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007614 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.285

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.285 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 396.50 × 1000 / [102.784 × 135.0 × 0.905] = 31.57 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 31.57) − 2.5 x 85.5 = 2281 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 31.57) = 1996 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 =	150	cm			
· Mu =	1941.800	kN.m	· Vu =	722.400	kN	· M =	454.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2	단
· 피복 =	10.00	cm	· 모멘트 d =	135.0	cm	· 전단력 d =	140.0	cm

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d - a/2)] = 45.311 cm^2 [p = 0.00336]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (10,278 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 17.91 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 43.875 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 18.125 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 47.250 cm^2 > 18.125 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 60.415 cm^2

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

∴ USE As =	H	29 @	125 =	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	H	29 @	125 =	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
		TOTAL =		102.784	cm^2	[p = 0.007614	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 17.914 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 21.075 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0169 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 4404.77 kN.m > Mu = 1941.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN > Vu = 722.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 722.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 709.52 = 1618.85 kN > Vu = 722.40 kN

Rm = Md / Mu = 2.27 Rs = Φv Vn / Vu = 2.24

15.5.2 철근의 응력 산정

k = - np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= - 7 × 0.007614 + √ [2 × 0.057 + 0.057 ²] = 0.285

j = 1 - k / 3 ⇔ 1 - 0.285 / 3 = 0.905

fs = M / [As·d·j]

= 454.00 × 1000 / [102.784 × 135.0 × 0.905] = 36.15 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) - 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 36.15) - 2.5 x 85.5 = 1965 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 36.15) = 1743 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 =	150	cm			
· Mu =	680.600	kN.m	· Vu =	528.100	kN	· M =	184.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	137.0 cm		· 전단력 d =	137.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 15.199 cm^2 [p = 0.00111]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6,080 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 10.60 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.950 cm^2	
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	44.525 cm^2	
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	18.125 cm^2	[일면 As]
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.950 cm^2	> 18.125 cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	20.265 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]
	H 25 @ 250	=	20.268	cm^2	[4.0	EA/m]
	TOTAL	=	60.804	cm^2	[p =	0.004438]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 10.598 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 12.468 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0312 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 2722.70 kN.m > Mu = 680.60 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 889.84 kN > Vu = 528.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 444.92 kN < Vu = 528.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 889.84 + 347.16 = 1237.00 kN > Vu = 528.10 kN

Rm = Md / Mu = 4.00 Rs = Φv Vn / Vu = 2.34

15.6.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004438 + √ [2 × 0.0332 + 0.033 ²] = 0.227

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.227 / 3 = 0.924

fs = M / [As·d·j]

= 184.80 × 1000 / [60.804 × 137.0 × 0.924] = 24.01 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 24.01) − 2.5 x 67.5 = 3111 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 24.01) = 2624 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.7 좌측벽체 상단부(공기정화시설)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	90	cm						
· Mu =	1489.500	kN.m	· Vu =	1222.338	kN	· M =	538.900	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)] = 58.831 cm^2 [p = 0.00735]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN As =	28.000 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 =	78.441 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 =	0.007942]

◈ 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)/ = 0.0154 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1608.57 kN.m > Mu = 1489.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1222.34 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1222.34 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 4.392 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 4.392 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 519.62 + 1271.04 = 1790.66 kN > Vu = 1222.34 kN

Rm = Md / Mu = 1.08 Rs = Φv Vn / Vu = 1.46

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 × 0.007942 + √ [2 × 0.0595 + 0.06 ²] = 0.291

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.291 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 538.90 × 1000 / [63.536 × 80.0 × 0.903] = 117.41 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 117.4) − 2.5 x 84 = 461 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 117.4) = 537 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.8 좌측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	850.100	kN.m	· Vu =	684.165	kN	· M =	352.224	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)] = 31.865 cm^2 [p = 0.00389]

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 = 28.700 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 = 42.487 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 = 0.004943	]

◈ 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)/ = 0.0266 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1081.46 kN.m > Mu = 850.10 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 684.17 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 684.17 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 1.848 cm^2 ⇨ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 1.848 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 651.41 = 1184.02 kN > Vu = 684.17 kN

Rm = Md / Mu = 1.27 Rs = Φv Vn / Vu = 1.73

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004943 + √ [2 × 0.037 + 0.037 ²] = 0.238

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.238 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 352.22 × 1000 / [40.536 × 82.0 × 0.921] = 115.05 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 115.1) − 2.5 x 67.5 = 516 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 115.1) = 548 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.9 좌측벽체 하단부(공기정화시설)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1188.700	kN.m	· Vu =	1157.128	kN	· M =	713.707	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)] = 46.295 cm^2 [p = 0.00579]

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 = 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 = 61.727 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 = 0.006424]

◈ 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)/ = 0.0198 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1319.61 kN.m > Mu = 1188.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1157.13 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1157.13 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] = 3.984 cm^2 ⇐ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 3.984 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 519.62 + 1271.04 = 1790.66 kN > Vu = 1157.13 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.55

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006424 + √ [2 × 0.0481 + 0.048 ²] = 0.266

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.266 / 3 = 0.911

fs = M / [As·d·j]

= 713.71 × 1000 / [51.392 × 80.0 × 0.911] = 190.55 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 190.6) − 2.5 x 85.5 = 200 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 190.6) = 331 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.10 좌측벽체 상단부(본체)

15.7.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	3072.501	kN.m	· Vu =	1492.000	kN	· M =	1527.600	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	155.0 cm		· 전단력 d =	160.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 61.381 cm^2 [p = 0.00396]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,923 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 15.55 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 54.250 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 50.375 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 20.625 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 54.250 cm^2 > 20.625 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 81.841 cm^2

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H	32 @	125	=	63.536	cm^2	[8.0 EA/m]
	H	29 @	250	=	25.696	cm^2	[4.0 EA/m]
			TOTAL	=	89.232	cm^2	[p = 0.005757]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 4466.61 kN.m > Mu = 3072.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 1492.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 1492.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

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

Vs s / [Φv fy d] = 1.415 cm^2 ☜ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.415 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1039.23 + 810.88 = 1850.11 kN > Vu = 1492.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.45 Rs = Φv Vn / Vu = 1.24

15.7.2 철근의 응력 산정

A = 2 × 100.0 × 1000.0 / 12.0 = 16666.7 mm^2 N=1M 당 배근된 철근수

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

= − 7 × 0.005757 + √ [2 × 0.0431 + 0.043 ^{2}] = 0.254

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.254 / 3 = 0.915

fs = M / [As·d·j]

= 1527.60 × 1000 / [89.232 × 155.0 × 0.915] = 120.71 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 120.7) − 2.5 x 84 = 442 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 120.7) = 522 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.11 좌측벽체 중앙부(본체)

15.8.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	841.800	kN.m	· Vu =	889.100	kN	· M =	407.800	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	162.0 cm		· 전단력 d =	162.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 15.542 cm^2 [p = 0.00096]

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 = 56.700 cm^2

Pmin2 = 0.25√fck/fy = 0.00325 ⇒ MIN As = 52.650 cm^2

Pmin3 = 0.0025·B·t ⇒ MIN As = 21.250 cm^2 [일면 As]

Pmin = max(Pmin1,Pmin2) = 0.00350 ⇒ MIN As = 56.700 cm^2 > 21.250 cm^2

4/3·Req As ⇒ MIN As = 20.723 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 =	0.001912]

◈ 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)/ = 0.0735 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1677.31 kN.m > Mu = 841.80 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN > Vu = 889.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 889.10 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

· Req. Av
0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]
Vs s / [Φv fy d] = 0.000 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 410.51 = 1462.73 kN > Vu = 889.10 kN

Rm = Md / Mu = 1.99 Rs = Φv Vn / Vu = 1.65

15.8.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001912 + √ [2 × 0.0143 + 0.014 ²] = 0.155

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.155 / 3 = 0.948

fs = M / [As·d·j]

= 407.80 × 1000 / [30.968 × 162.0 × 0.948] = 85.75 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 85.75) − 2.5 x 69 = 746 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 85.75) = 735 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.12 좌측벽체 하단부(본체)

15.9.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	2002.412	kN.m	· Vu =	1429.588	kN	· M =	396.500	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	155.0 cm		· 전단력 d =	160.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 40.003 cm^2 [p = 0.00258]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,923 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 15.55 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	54.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	50.375 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	20.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	54.250 cm^2	> 20.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	53.337 cm^2		

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

∴ USE As =	H 32 @ 125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H 29 @ 250	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
	TOTAL	=	89.232	cm^2	[p =	0.005757]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 4466.61 kN.m > Mu = 2002.41 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 1429.59 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 1429.59 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

· Req. Av

0.35 b0 s / fy = 0.000 cm^2 [최소전단철근]

Vs s / [Φv fy d] = 1.220 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.220 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 1039.23 + 810.88 = 1850.11 kN > Vu = 1429.59 kN

Rm = Md / Mu = 2.23 Rs = Φv Vn / Vu = 1.29

15.9.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005757 + √ [2 × 0.0431 + 0.043 ²] = 0.254

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.254 / 3 = 0.915

fs = M / [As·d·j]

= 396.50 × 1000 / [89.232 × 155.0 × 0.915] = 31.33 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 31.33) − 2.5 x 84 = 2304 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 31.33) = 2011 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.13 우측벽체 상단부(공기정화시설)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	90	cm			
· Mu =	1498.200	kN.m	· Vu =	1694.319	kN	· M =	757.877	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)] = 59.175 cm^2 [p = 0.00740]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (6.354 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 11.07 cm

Pmin1 = 1.4 /fy = 0.00350 ⇒ MIN As = 28.000 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 = 78.900 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 = 0.007942]

◈ 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)/ = 0.0154 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1608.57 kN.m > Mu = 1498.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 519.62 kN < Vu = 1694.32 kN

· 1/2·Φv Vc = 259.81 kN < Vu = 1694.32 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 7.342 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 7.342 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc +

= 519.62 + 1271.04 = 1790.66 kN > Vu = 1694.32 kN

Rm = Md / Mu = 1.07 Rs = Φv Vn / Vu = 1.06

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.007942 + √ [2 × 0.0595 + 0.06 ²] = 0.291

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.291 / 3 = 0.903

fs = M / [As·d·j]

= 757.88 × 1000 / [63.536 × 80.0 × 0.903] = 165.12 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 165.1) − 2.5 x 84 = 267 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 165.1) = 382 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.14 우측벽체 중앙부(공기정화시설)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	90	cm						
· Mu =	1008.779	kN.m	· Vu =	641.500	kN	· M =	418.900	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)] = 37.813 cm^2 [p = 0.00461]

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 =	28.700 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 =	50.417 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 = 0.004943]		

◈ 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)/ = 0.0266 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1081.46 kN.m > Mu = 1008.78 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 641.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 641.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 1.328 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.328 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 325.70 = 858.31 kN > Vu = 641.50 kN

Rm = Md / Mu = 1.07 Rs = Φv Vn / Vu = 1.34

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.004943 + √ [2 × 0.037 + 0.037 ²] = 0.238

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.238 / 3 = 0.921

fs = M / [As·d·j]

= 418.90 × 1000 / [40.536 × 82.0 × 0.921] = 136.83 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 136.8) − 2.5 x 67.5 = 407 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 136.8) = 460 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.15 우측벽체 하단부(공기정화시설)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	90	cm						
· Mu =	1011.700	kN.m	· Vu =	1255.998	kN	· M =	581.700	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)] = 38.385 cm^2 [p = 0.00468]

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 =	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 =	51.180 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 = 0.006267]	

◈ 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)/ = 0.0203 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1354.56 kN.m > Mu = 1011.70 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 532.61 kN < Vu = 1256.00 kN

· 1/2·Φv Vc = 266.31 kN < Vu = 1256.00 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

Vs s / [Φv fy d] = 4.411 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 4.0 EA/m = 7.944 cm^2 > 4.411 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 532.61 + 1302.82 = 1835.43 kN > Vu = 1256.00 kN

Rm = Md / Mu = 1.34 Rs = Φv Vn / Vu = 1.46

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.006267 + √ [2 × 0.0469 + 0.047 ²] = 0.263

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.263 / 3 = 0.912

fs = M / [As·d·j]

= 581.70 × 1000 / [51.392 × 82.0 × 0.912] = 151.35 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 151.4) − 2.5 x 65.5 = 357 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

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

15.16 우측벽체 상단부(본체)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	2207.635	kN.m	· Vu =	1247.300	kN	· M =	1560.622	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	155.0 cm		· 전단력 d =	160.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 44.103 cm^2 [p = 0.00285]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,923 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 15.55 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	54.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	50.375 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	20.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	54.250 cm^2	> 20.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	58.804 cm^2		

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

∴ USE As =	H 32 @ 125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H 29 @ 250	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
	TOTAL	=	89.232	cm^2	[p =	0.005757]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0232 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

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

◈ Moment check : Md = 4466.61 kN.m > Mu = 2207.64 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1039.23 kN < Vu = 1247.30 kN

· 1/2·Φv Vc = 519.62 kN < Vu = 1247.30 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] = 0.650 cm^2 ⇐ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.650 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 1039.23 + 810.88 = 1850.11 kN > Vu = 1247.30 kN

Rm = Md / Mu = 2.02 Rs = Φv Vn / Vu = 1.48

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005757 + √ [2 × 0.0431 + 0.043 ²] = 0.254

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.254 / 3 = 0.915

fs = M / [As·d·j]

= 1560.62 × 1000 / [89.232 × 155.0 × 0.915] = 123.32 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 123.3) − 2.5 x 84 = 429 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 123.3) = 511 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.17 우측벽체 중앙부(본체)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	870.900	kN.m	· Vu =	777.400	kN	· M =	430.900	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	162.0 cm		· 전단력 d =	162.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 16.080 cm^2 [p = 0.00099]

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 =	56.700 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	52.650 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	21.250 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	56.700 cm^2	> 21.250	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	21.440 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 = 0.001912]		

◈ 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)/ = 0.0735 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 1677.31 kN.m > Mu = 870.90 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN > Vu = 777.40 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 777.40 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 410.51 = 1462.73 kN > Vu = 777.40 kN

Rm = Md / Mu = 1.93 Rs = Φv Vn / Vu = 1.88

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.001912 + √ [2 × 0.0143 + 0.014 ²] = 0.155

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.155 / 3 = 0.948

fs = M / [As·d·j]

= 430.90 × 1000 / [30.968 × 162.0 × 0.948] = 90.6 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 90.6) − 2.5 x 69 = 697 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 90.6) = 695 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.18 우측벽체 하단부(본체)

15.12.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	170	cm			
· Mu =	1941.768	kN.m	· Vu =	1228.100	kN	· M =	454.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	157.0 cm		· 전단력 d =	162.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 38.855 cm^2 [p = 0.00247]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (11.493 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 20.03 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	54.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	51.025 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	20.625 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	54.950 cm^2	> 20.625	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	51.807 cm^2		

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

∴ USE As =	H 32 @ 125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]
	TOTAL	=	114.928	cm^2	[p = 0.00732	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 20.031 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 23.566 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0176 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 5743.50 kN.m > Mu = 1941.77 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 1052.22 kN < Vu = 1228.10 kN

· 1/2·Φv Vc = 526.11 kN < Vu = 1228.10 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] = 0.543 cm^2 ⇐ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.543 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 1052.22 + 821.02 = 1873.24 kN > Vu = 1228.10 kN

Rm = Md / Mu = 2.96 Rs = Φv Vn / Vu = 1.53

15.12.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00732 + √ [2 × 0.0548 + 0.055 ²] = 0.281

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.281 / 3 = 0.906

fs = M / [As·d·j]

= 454.00 × 1000 / [114.928 × 157.0 × 0.906] = 27.77 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 27.77) − 2.5 x 64 = 2676 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 27.77) = 2269 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.19 중간슬래브 좌측단부

15.1.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	2845.500	kN.m	· Vu =	1445.700	kN	· M =	1010.000	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm	· 전단력 d =	140.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 65.782 cm^2 [p = 0.00487]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,923 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 15.55 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	87.709 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 29 @ 250	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]	
	TOTAL	=	89.232	cm^2	[p =	0.00661]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt-c)/ = 0.0200 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 3859.83 kN.m > Mu = 2845.50 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN < Vu = 1445.70 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 1445.70 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] = 1.916 cm^2 ⇐ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 1.916 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 709.52 = 1618.85 kN > Vu = 1445.70 kN

Rm = Md / Mu = 1.36 Rs = Φv Vn / Vu = 1.12

15.1.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00661 + √ [2 × 0.0495 + 0.05 ²] = 0.269

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.269 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 1010.00 × 1000 / [89.232 × 135.0 × 0.91] = 92.14 MPa

s = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 92.14) − 2.5 x 84 = 645 mm > 125

s = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 92.14) = 684 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.20 중간슬래브 우측단부

15.2.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	150	cm			
· Mu =	2096.300	kN.m	· Vu =	859.600	kN	· M =	1111.547	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	135.0 cm		· 전단력 d =	140.0 cm		

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 48.462 cm^2 [p = 0.00359]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (8,923 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 15.55 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.250 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	43.875 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.250 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	64.616 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 32 @ 125	=	63.536	cm^2	[8.0	EA/m]
	H 29 @ 250	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]
	TOTAL	=	89.232	cm^2	[p = 0.00661	]

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 15.552 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 18.296 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0200 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 3859.83 kN.m > Mu = 2096.30 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 909.33 kN > Vu = 859.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 454.67 kN < Vu = 859.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 909.33 + 709.52 = 1618.85 kN > Vu = 859.60 kN

Rm = Md / Mu = 1.84 Rs = Φv Vn / Vu = 1.88

15.2.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.00661 + √ [2 × 0.0495 + 0.05 ²] = 0.269

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.269 / 3 = 0.91

fs = M / [As·d·j]

= 1111.55 × 1000 / [89.232 × 135.0 × 0.91] = 101.4 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 101.4) − 2.5 x 84 = 567 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 101.4) = 621 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.21 중간슬래브 중앙부

15.3.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브				
· B =	100	cm	· H =	150	cm						
· Mu =	1067.480	kN.m	· Vu =	506.500	kN	· M =	851.038	kN.m			
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	2 단				
· 피복 =	8.00 cm	· 모멘트 d =	137.0 cm	· 전단력 d =	142.0 cm						

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 24.012 cm^2 [p = 0.00175]

a = (As fy)/(0.85 fck b) = (7,166 x 400)/(0.85 x 27 x 1,000.0) = 12.49 cm

Pmin1 = 1.4 /fy	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.950 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	44.525 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	18.125 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	47.950 cm^2	> 18.125	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	32.016 cm^2		

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

∴ USE As =	H 29 @ 125	=	51.392	cm^2	[8.0	EA/m]	
	H 25 @ 250	=	20.268	cm^2	[4.0	EA/m]	
	TOTAL	=	71.660	cm^2	[p =	0.005231]	

◈ 최외측 철근 순인장 변형률 (εt) 산정

a = As·fy /(0.85·fck·B) = 12.490 cm

β1 = 0.85 ⇒ c = a/β1 = 14.694 cm

ε_t = 0.003 x (dt−c)/ = 0.0260 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 3185.77 kN.m > Mu = 1067.48 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 922.32 kN > Vu = 506.50 kN

· 1/2·Φv Vc = 461.16 kN < Vu = 506.50 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 13 × 2.0 EA/m = 2.534 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 922.32 + 359.83 = 1282.15 kN > Vu = 506.50 kN

Rm = Md / Mu = 2.98 Rs = Φv Vn / Vu = 2.53

9.3.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.005231 + √ [2 × 0.0392 + 0.039 ²] = 0.244

j = 1 − k / 3 ⇐ 1 − 0.244 / 3 = 0.919

fs = M / [As·d·j]

= 851.04 × 1000 / [71.660 × 137.0 × 0.919] = 94.33 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 94.33) − 2.5 x 65.5 = 671 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 94.33) = 668 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.22 내부벽체 (단부)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	30	cm			
· Mu =	191.201	kN.m	· Vu =	169.815	kN	· M =	48.680	kN.m
· Φf =	0.85		· Φv =	0.75		· 주철근	1 단	
· 피복 =	10.00 cm	· 모멘트 d =	20.0 cm	· 전단력 d =	20.0 cm			

∴ Required As = Mu / [Φf·fy·(d − a/2)] = 34.155 cm^2 [p = 0.01708]

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 =	7.000 cm^2		
Pmin2 = 0.25√fck/fy	= 0.00325	⇒	MIN	As =	6.500 cm^2		
Pmin3 = 0.0025·B·t		⇒	MIN	As =	3,750 cm^2	[일면 As]	
Pmin = max(Pmin1,Pmin2)	= 0.00350	⇒	MIN	As =	7.000 cm^2	> 3.750	cm^2
	4/3·Req As	⇒	MIN	As =	45.540 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 25 @ 250	=	20.268	cm^2	[4.0	EA/m]	
	H 25 @ 250	=	20.268	cm^2	[4.0	EA/m]	
	TOTAL	=	40.536	cm^2	[p =	0.020268]	

◈ 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)/ = 0.0042 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 변화 구간 단면 : ϕ = 0.80

◈ Moment check : Md = 212.72 kN.m > Mu = 191.20 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 129.90 kN < Vu = 169.82 kN

· 1/2·Φv Vc = 64.95 kN < Vu = 169.82 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] = 0.998 cm^2 ⇒ [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.998 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 129.90 + 158.88 = 288.78 kN > Vu = 169.82 kN

Rm = Md / Mu = 1.11 Rs = Φv Vn / Vu = 1.70

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.020268 + √ [2 × 0.1518 + 0.152 ²] = 0.42

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.42 / 3 = 0.86

fs = M / [As·d·j]

= 48.68 × 1000 / [40.536 × 20.0 × 0.86] = 69.82 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 69.82) − 2.5 x 87.5 = 909 mm > 250

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 69.82) = 902 mm > 250 mm ∴ O.K.

15.23 내부벽체(중앙부)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	30	cm			
· Mu =	183.910	kN.m	· Vu =	99.963	kN	· M =	30.422	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)] = 29.294 cm^2 [p = 0.01332]

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 = 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 = 39.059 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 =	0.018425]

◈ 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)/ = 0.0049 > $\varepsilon_{t,min}$ = 0.004 ∴ O.K

◈ 강도 감소 계수 (Φ) 산정

압축 지배 단면 변형률 한계 = 0.002

인장 지배 단면 변형률 한계 = 0.005 ∴ 변화 구간 단면 : ϕ = 0.84

◈ Moment check : Md = 252.53 kN.m > Mu = 183.91 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 142.89 kN > Vu = 99.96 kN

· 1/2·Φv Vc = 71.45 kN < Vu = 99.96 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 30.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 142.89 + 87.38 = 230.27 kN > Vu = 99.96 kN

Rm = Md / Mu = 1.37 Rs = Φv Vn / Vu = 2.30

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.018425 + √ [2 × 0.138 + 0.138 ²] = 0.405

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.405 / 3 = 0.865

fs = M / [As·d·j]

= 30.42 × 1000 / [40.536 × 22.0 × 0.865] = 39.44 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 39.44) − 2.5 x 67.5 = 1828 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 39.44) = 1597 mm > 125 mm ∴ O.K.

15.24 내부슬래브 (단부)

15.10.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	862.766	kN.m	· Vu =	538.314	kN	· M =	255.198	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)] = 45.705 cm^2 [p = 0.00762]

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 =	21.000 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 =	60.940 cm^2		

∴ Pmin<P<Pmax CASE ⇒ As=Req.As 이상배근

∴ USE As =	H 29 @ 250	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]	
	H 29 @ 250	=	25.696	cm^2	[4.0	EA/m]	
	TOTAL	=	51.392	cm^2	[p =	0.008565]	

◈ 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)/ = 0.0141 > $\varepsilon_{t,min}$ = 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 = 970.14 kN.m > Mu = 862.77 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 389.71 kN < Vu = 538.31 kN

· 1/2·Φv Vc = 194.86 kN < Vu = 538.31 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] = 1.238 cm^2 [소요전단철근]

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 1.238 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + .

= 389.71 + 476.64 = 866.35 kN > Vu = 538.31 kN

Rm = Md / Mu = 1.12 Rs = Φv Vn / Vu = 1.61

15.10.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008565 + √ [2 × 0.0642 + 0.064 ²] = 0.3

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.3 / 3 = 0.9

fs = M / [As·d·j]

= 255.20 × 1000 / [51.392 × 60.0 × 0.9] = 91.96 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

= 375 x (210 / 91.96) − 2.5 x 85.5 = 643 mm > 250

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 91.96) = 685 mm > 250 mm ∴ O.K.

15.25 내부슬래브(중앙부)

15.11.1 주철근량 검토

· fck =	27.0	MPa	· fy =	400.0	MPa	· 부재 =	슬라브	
· B =	100	cm	· H =	70	cm			
· Mu =	202.155	kN.m	· Vu =	262.600	kN	· M =	48.757	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)] = 10.337 cm^2 [p = 0.00167]

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 =	13.783 cm^2		

∴ P<Pmin CASE ⇒ As=MIN(Pmin,4/3 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 = 202.15 kN.m ∴ O.K

◈ Shear check

· Φv Vc = Φv·1/6·√fck·B·d = 402.70 kN > Vu = 262.60 kN

· 1/2·Φv Vc = 201.35 kN < Vu = 262.60 kN

[∵확대기초와 슬래브는 최소전단철근이 불필요함] ∴ 최소전단철근 불필요

· 전단철근 간격 s = 15.00 cm

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

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

∴ USE Av = H 16 × 2.0 EA/m = 3.972 cm^2 > 0.000 cm^2 O.K

· Φv Vn = Φv Vc + Φv Vs

= 402.70 + 492.53 = 895.23 kN > Vu = 262.60 kN

Rm = Md / Mu = 4.97 Rs = Φv Vn / Vu = 3.41

15.11.2 철근의 응력 산정

k = − np + √ [2 np + (np)²] [∵ n = 7]

= − 7 × 0.008289 + √ [2 × 0.0621 + 0.062 ²] = 0.296

j = 1 − k / 3 ⇔ 1 − 0.296 / 3 = 0.901

fs = M / [As·d·j]

= 48.76 × 1000 / [51.392 × 62.0 × 0.901] = 16.98 MPa

s1 = 375 x (210 / fs) − 2.5 x Cc

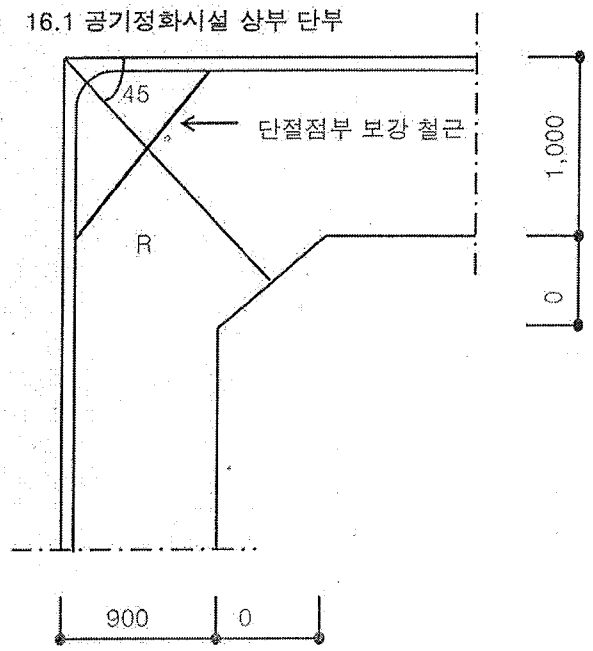
= 375 x (210 / 16.98) − 2.5 x 65.5 = 4474 mm > 125

s2 = 300 x (210 / fs)

= 300 x (210 / 16.98) = 3710 mm > 125 mm ∴ O.K.

16. 우각부 검토

16.1 공기정화시설 상부 단부



$R = \sqrt{1000.0^2 + 900.0^2}$

$= 1{,}345$ mm

Mo = 538.9 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 538.9 \times 10^6}{1{,}345 \times 1{,}000} = 1.489 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 538.90 \times 10^6}{1{,}345.362 \times 180} = 4{,}451 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 250 : 3,177 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

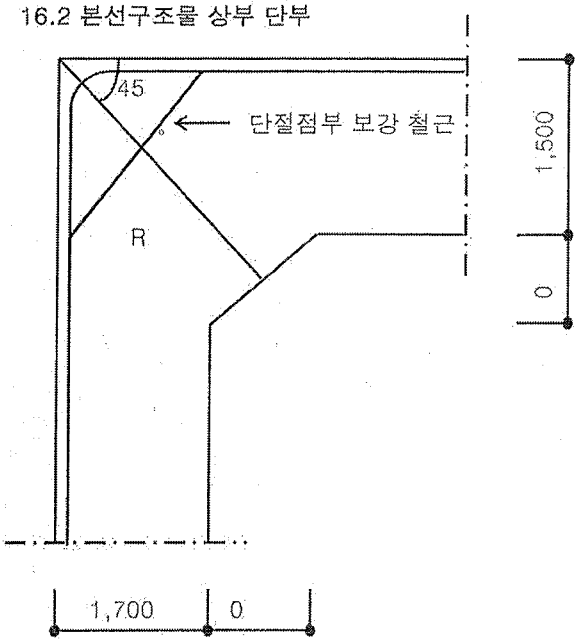
4,766 mm² > 4,451 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 1345 = 0.87 m 이내에 배치

16.2 본선구조물 상부 단부



$R = \sqrt{1700.0^2 + 1500.0^2}$

$= 2{,}267$ mm

Mo = 1560.6 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$fca = 0.13\sqrt{fck}$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 1560.622 \times 10^6}{2{,}267 \times 1{,}000} = 1.518 \text{ MPa}$$

fmax > fca 이므로 보강철근 필요

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 1560.62 \times 10^6}{2{,}267.157 \times \#\#} = 7{,}648 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

As = 2단 H 25 @ 125 : 4,054 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

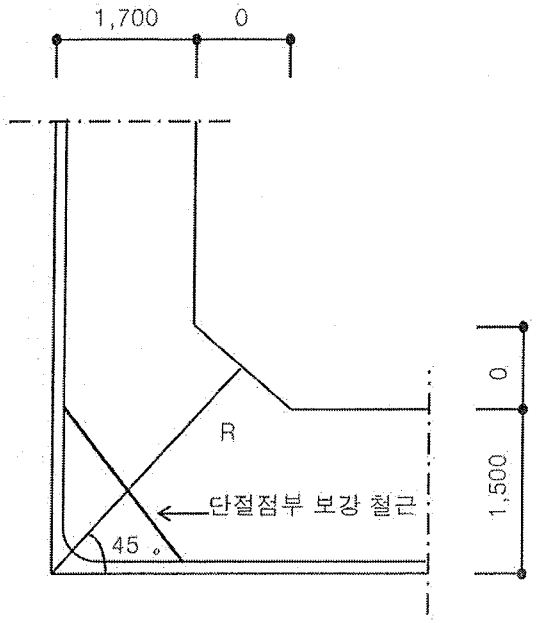
10,782 mm² > 7,648 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

16.3 하부 단부(좌측)



$$R = \sqrt{1700.0^2 + 1500.0^2} = 2{,}267 \text{ mm}$$

Mo = 454.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^2 \cdot W} = \frac{5 \times 454 \times 10^6}{2{,}267 \times 1{,}000} = 0.442 \text{ MPa}$$

fmax < fca 이므로 보강철근 필요 없슴

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 454.00 \times 10^6}{2{,}267.157 \times 180} = 2{,}225 \text{ mm}^2$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 32 @ 125 : 6,354 mm²

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

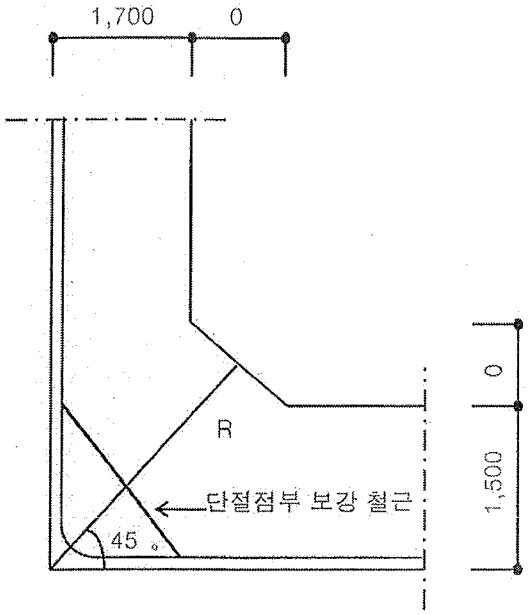
13,082 mm² > 2,225 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

16.4 하부 단부(우측)



$$R = \sqrt{1700.0^{2} + 1500.0^{2}}$$

$$= 2,267 \text{ mm}$$

Mo = 454.0 kN-m

W = 1,000 mm

fsa = 180 MPa

$$fca = 0.13\sqrt{fck}$$

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

(1) 최대인장응력

$$fmax = \frac{5 \cdot M}{R^{2} \cdot W} = \frac{5 \times 454 \times 10^{6}}{2,267 \times 1,000} = 0.442 \text{ MPa}$$

fmax < fca 이므로 보강철근 필요 없슴

(2) 보강 철근량

$$As(req) = \frac{2 \cdot M}{R \cdot fsa} = \frac{2 \times 454.00 \times 10^{6}}{2,267.157 \times 180} = 2,225 \text{ mm}^{2}$$

(3) 사용 철근량

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

As = 1단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

2단 H 29 @ 125 : 5,139 mm²

▣ 필요철근량

As = 1단 H 16 @ 125 : 1,589 mm²

11,867 mm² > 2,225 mm² -O.K-

(4) 배치 범위

철근은 0.65 R 범위 내에 2단 배치

X = 0.65 x 2267 = 1.47 m 이내에 배치

17. 배력철근 산정

* 배력철근 계산

① T = 1,000 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.000 m²

필요 배력철근량 :

단면적의 0.002 = 0.0020 x 1.000 = 2000.0 ㎟

0.0015hb = 0.0015 x 1.000 x 1.000 = 1500.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.0 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.0 ㎟

1986.0 ㎟ ---- O.K !

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

② T = 1,500 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.500 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.500 = 3000.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.500 x 1.000 = 2250.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 4500 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

③ T = 1,700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 1.700 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 1.700 = 3400.000 ㎟ (≤ 1,800 ㎟) [콘.설 5.7.2]

0.0015hb = 0.0015 x 1.700 x 1.000 = 2550.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 5100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

④ T = 900 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.900 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.900 = 1800.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2700 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

⑤ T = 700 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.700 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.700 = 1400.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 16 @ 150 = 1324.000 ㎟ h= 1200mm 이하

H 16 @ 300 = 662.000 ㎟

1986.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 2100 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

⑥ T = 300 mm 부

M당 벽체 콘크리트 단면적 = 0.300 m²

단면적의 0.002 : 0.0020 x 0.300 = 600.000 ㎟ 이상

0.0015hb = 0.0015 x 0.500 x 1.000 = 750.0 ㎟ ∵ 도로교설계기준 4.3.9

사용 배력철근량 : H 13 @ 150 = 844.667 ㎟ h= 1200mm 이하

H 13 @ 300 = 422.333 ㎟

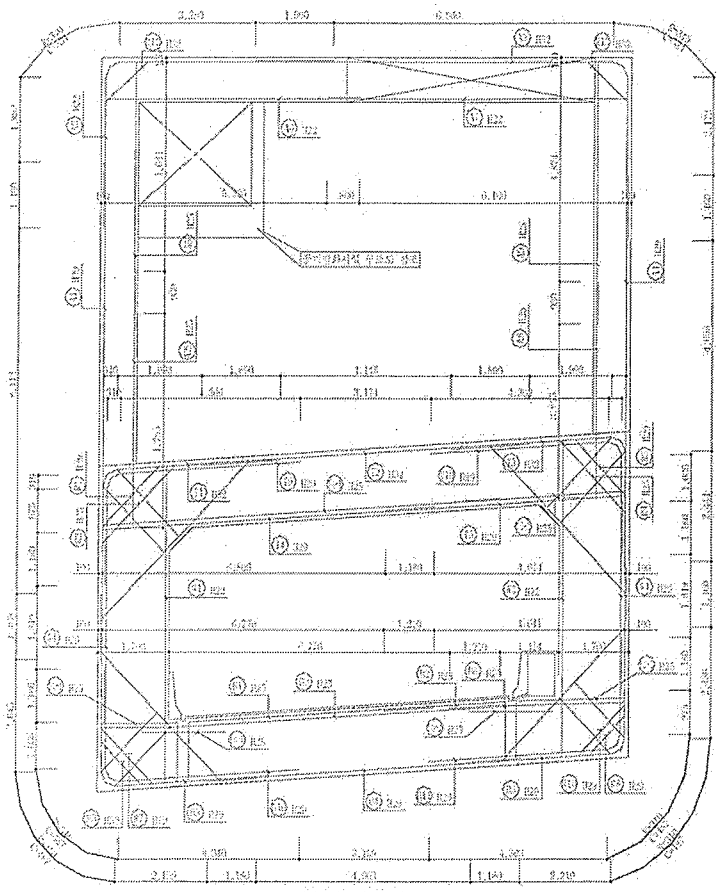
1267.000 ㎟ ---- O.K !

사용 배력철근 간격 : ① : 900 cm이하 , ② : 40 cm이하 ∵ 40 cm 이하 배치

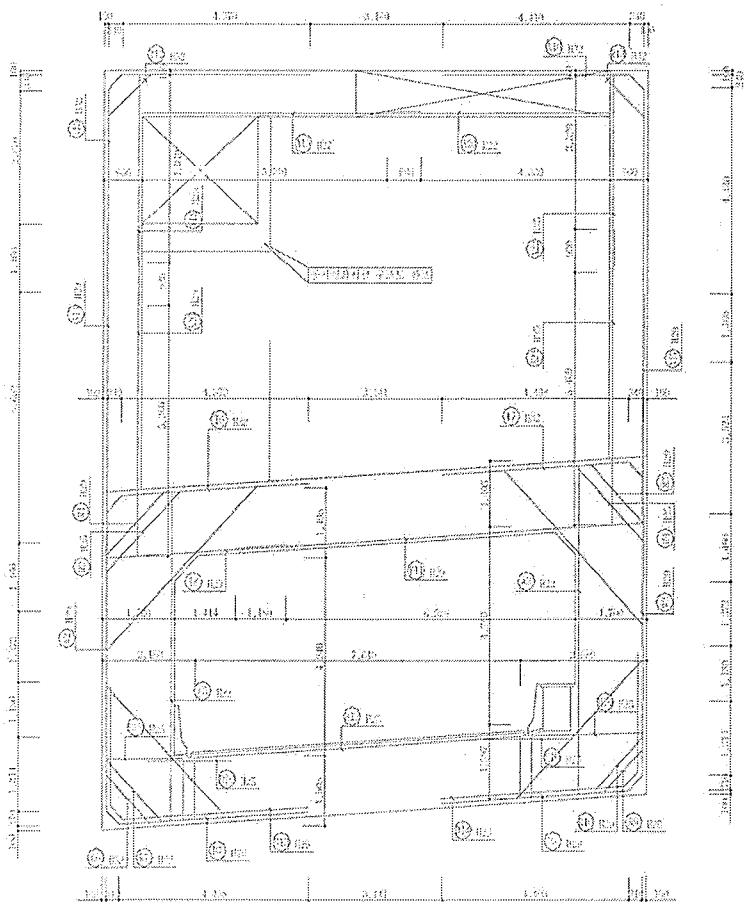
* 수축 및 온도철근 단면적은 단위 m당 1,800㎟ 보다 크게 취할 필요는 없다. --- 콘.설 P109

18. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

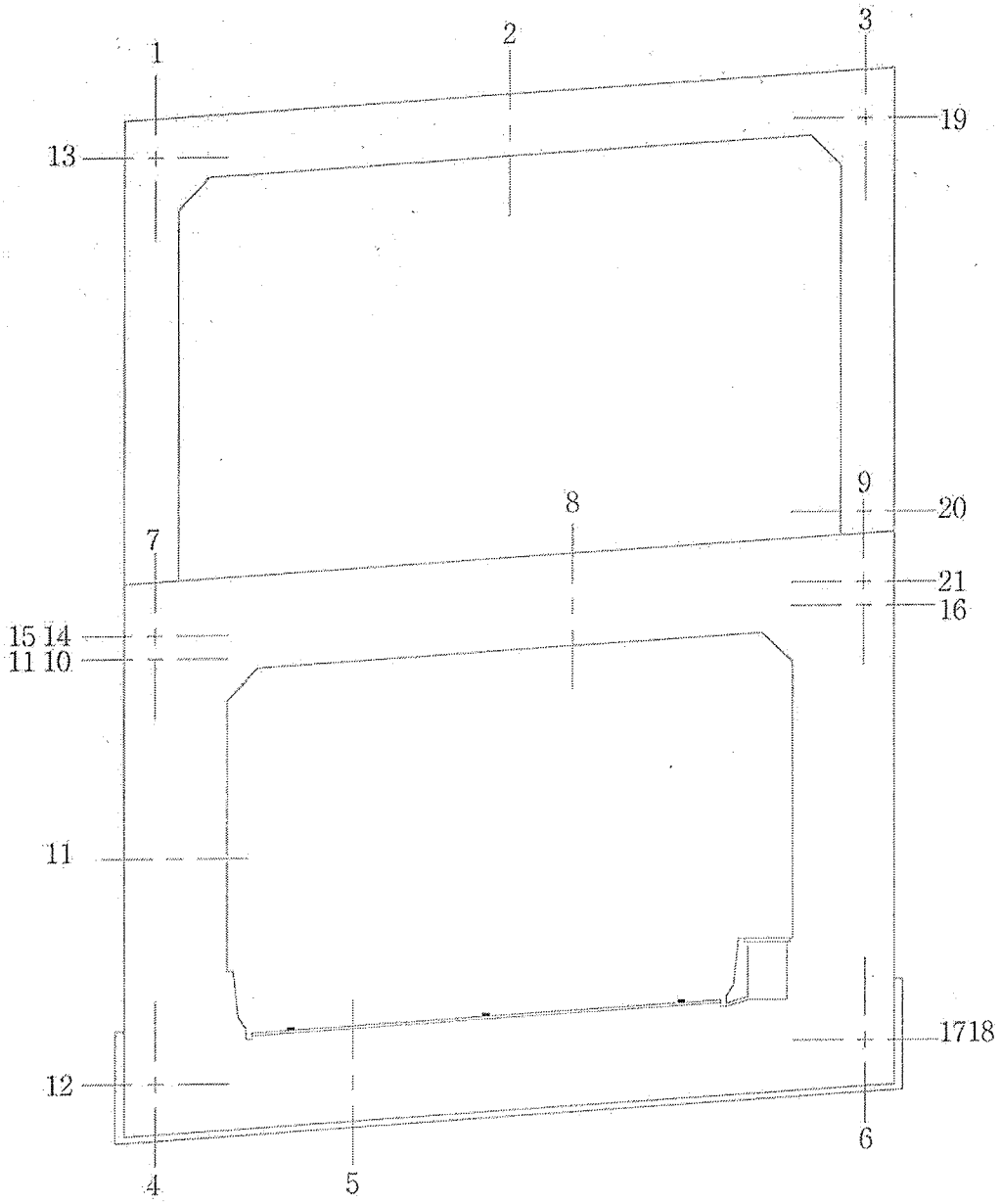


B4(앞)

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	1067	1211.15	1604.36	3436.02	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.32
		중앙부	2	1000	920	844.62	1080.45	2773.04	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.28
		우측	3	1000	1067	1211.15	1604.36	3436.02	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.32
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1150	3425.16	4490.08	9434.50	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.31
		중앙부	5	1000	1220	1809.69	2053.48	4507.95	H29 - 8.0EA	5139.20	1.13
		우측	6	1000	1150	3425.16	4490.08	9434.50	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.31
중간슬래브	1경간	좌측	7	1000	1387	2232.29	2611.40	4884.72	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.17
		중앙부	8	1000	1220	1211.74	2053.48	2984.91	H29 - 8.0EA	5139.20	1.69
		우측	9	1000	1387	2232.29	2611.40	4884.72	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.17
좌측벽체	1층	상부	10	1000	1567	1688.89	7890.20	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9800.00	4.67
		중앙부	11	1000	1420	1366.83	6368.94	-	H25 - 8.0EA	9800.00	4.66
		하부	12	1000	1350	3506.49	7843.50	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	16760.80	2.24
	2층	상부	13	1000	950	1272.48	1991.30	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	1.56
		중앙부	14	1000	820	1054.50	1593.79	-	H25 - 8.0EA	9800.00	1.51
		하부	15	1000	800	573.09	2708.08	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9800.00	4.72
우측벽체	1층	상부	16	1000	1567	1688.89	7840.70	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9321.60	4.64
		중앙부	17	1000	1420	1354.15	6726.04	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	16282.40	4.97
		하부	18	1000	1350	3506.49	7801.65	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	16282.40	2.23
	2층	상부	19	1000	950	1272.48	1994.47	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8171.60	1.57
		중앙부	20	1000	820	666.63	1865.06	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7290.80	2.80
		하부	21	1000	800	573.09	2680.39	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9321.60	4.68

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	5	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		우측	6	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	9	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(하부)	12	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
	2 층	2층(상부)	13	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	14	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	15	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	1층(상부)	16	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		1층(중앙부)	17	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(하부)	18	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
	2 층	2층(상부)	19	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		2층(중앙부)	20	1800.0	1986.0	O.K	1350.0	1986.0	O.K
		2층(하부)	21	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	
상부슬래	1경간	좌측	1	584.6	579.8	1040.69	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	597.6	114.8	830.69	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	584.6	579.8	1040.69	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
하부슬래	1경간	좌측	4	746.9	1146.4	1329.77	2.00	173.66	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	792.4	1022.9	1101.56	2.00	188.88	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	746.9	1146.4	1329.77	2.00	173.66	H13	150	253.40	O.K
중간슬래	1경간	좌측	7	792.4	590.9	1410.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	792.4	506.2	1410.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		우측	9	792.4	590.9	1410.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	985.8	830.8	1340.55	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	1001.5	906.8	1721.14	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	959.7	1125.2	1301.81	2.00	122.55	H13	300	253.40	O.K
	2층	상부	13	553.7	543.7	959.12	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	14	574.0	387.4	989.59	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	15	560.0	387.1	965.45	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	985.8	830.8	1340.55	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	1009.5	906.8	1729.14	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	18	959.7	1125.0	1301.81	2.00	122.44	H13	300	253.40	O.K
	2층	상부	19	553.7	543.8	959.12	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	20	572.4	387.4	988.01	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	21	560.0	387.1	965.45	2.00	-	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	1	1067	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	214.772	O.K	1.718
		중앙부	2	920	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	241.191	O.K	1.930
		우측	3	1067	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	214.772	O.K	1.718
하부슬래브	1경간	좌측	4	1150	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	215.803	O.K	1.726
		중앙부	5	1220	H29 - 8.0EA	125	203.256	O.K	1.626
		우측	6	1150	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	215.803	O.K	1.726
중간슬래브	1경간	좌측	7	1387	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	300.881	O.K	2.407
		중앙부	8	1220	H29 - 8.0EA	125	380.054	O.K	3.040
		우측	9	1387	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	300.881	O.K	2.407
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	472.498	O.K	3.780
		1층(중앙부)	11	1420	H25 - 8.0EA	125	295.890	O.K	2.367
		1층(하부)	12	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	274.127	O.K	2.193
	2층	2층(상부)	13	950	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	148.519	O.K	1.188
		2층(중앙부)	14	820	H25 - 8.0EA	125	136.724	O.K	1.094
		2층(하부)	15	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	20197.076	O.K	161.577
우측벽체	1층	1층(상부)	16	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	472.498	O.K	3.780
		1층(중앙부)	17	1420	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	18	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	274.127	O.K	2.193
	2층	2층(상부)	19	950	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	148.519	O.K	1.188
		2층(중앙부)	20	820	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	253.552	O.K	2.028
		2층(하부)	21	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	20197.076	O.K	161.577

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp A BOX (내공 : 9.4M × 10.711M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 39.000 kN/m² (∵ 토피 : 1.694 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

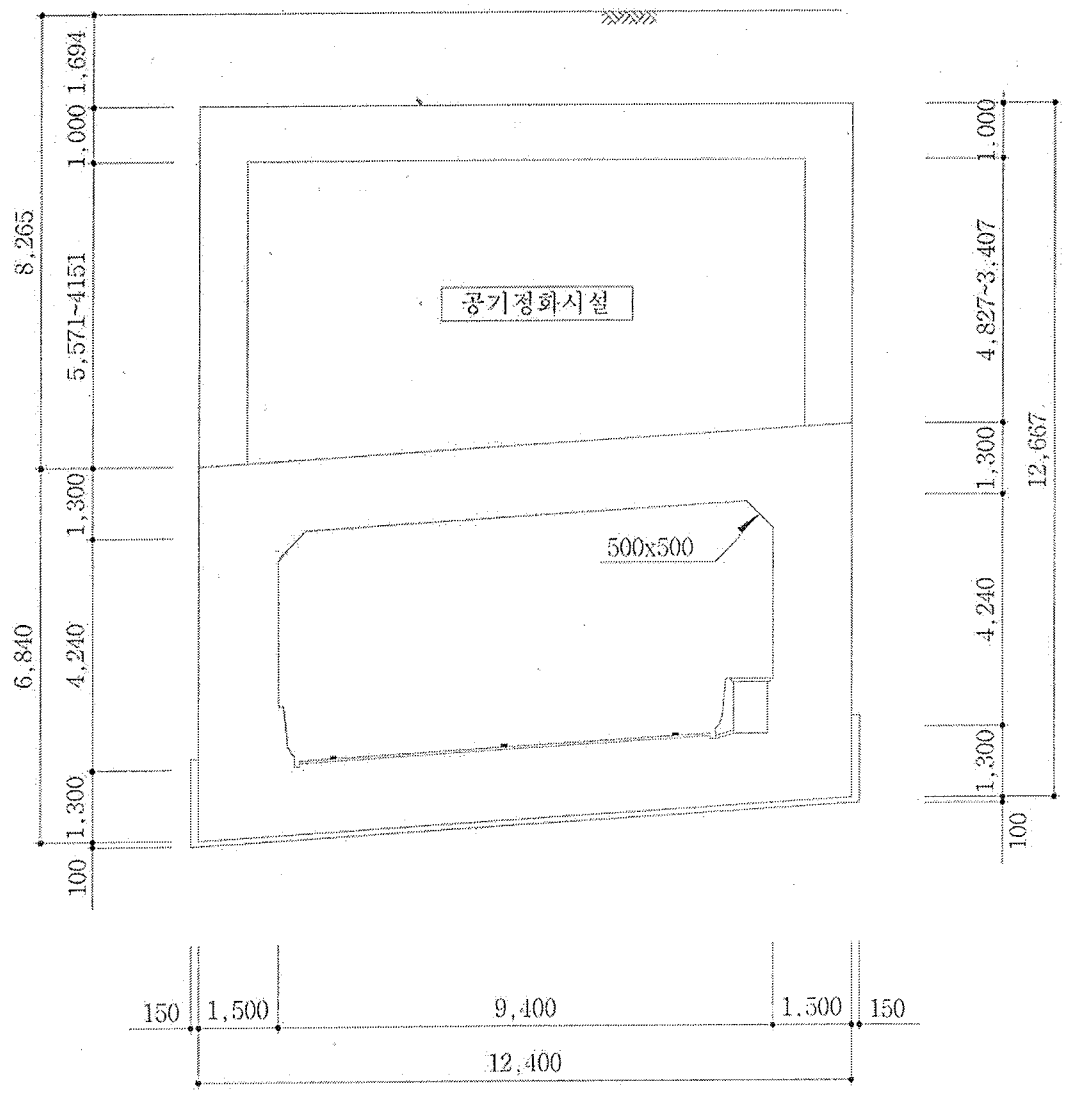
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


8,265
1,000
1,694
5,571~4151
1,300
6,840
4,240
1,300
100
공기정화시설
500x500
1,000
4,827~3,407
1,300
12,667
4,240
1,300
100
150
1,500
9,400
1,500
150
12,400

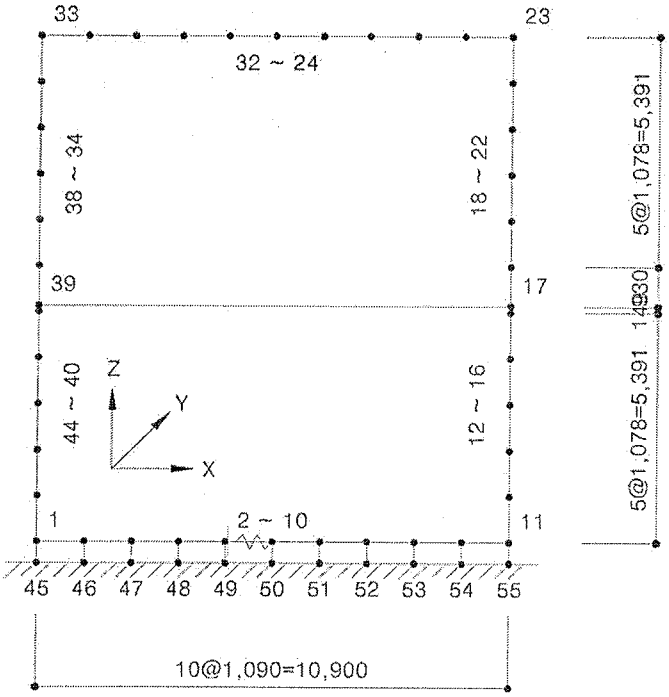
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

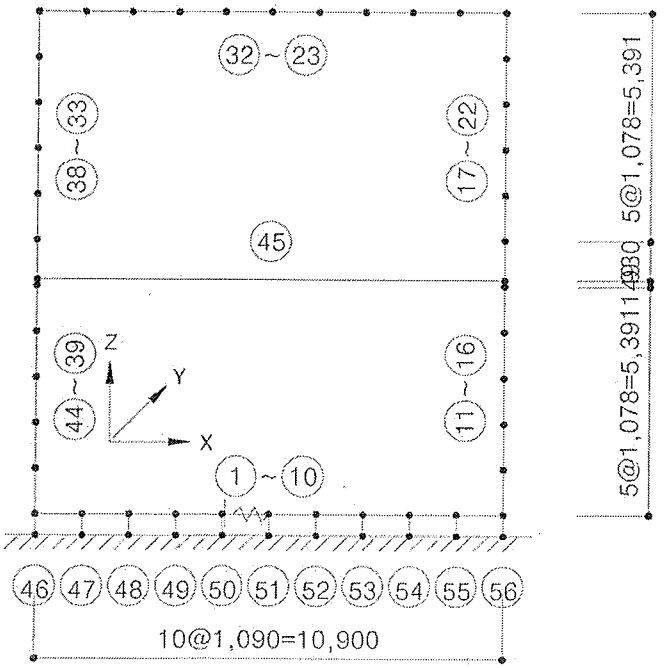
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

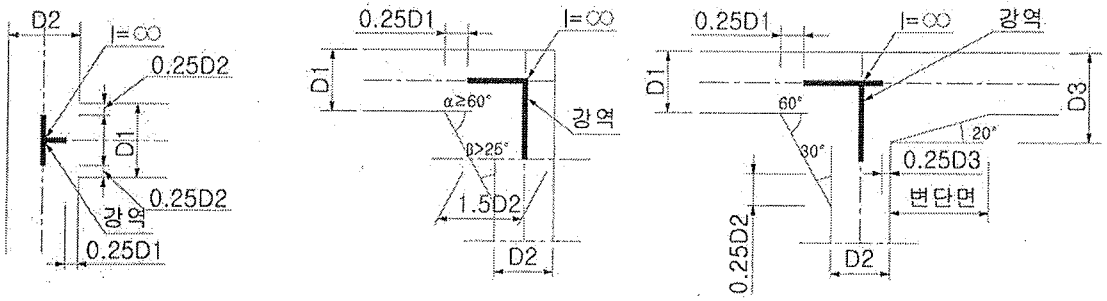
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	1~10,45
2	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	11~17,38~44
3	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	18~22,33~37
4	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	23~32

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	29	4.360	12.361
2	1.090	0.500	30	3.270	12.361
3	2.180	0.500	31	2.180	12.361
4	3.270	0.500	32	1.090	12.361
5	4.360	0.500	33	0.000	12.361
6	5.450	0.500	34	0.000	11.283
7	6.540	0.500	35	0.000	10.204
8	7.630	0.500	36	0.000	9.126
9	8.720	0.500	37	0.000	8.048
10	9.810	0.500	38	0.000	6.970
11	10.900	0.500	39	0.000	6.040
12	10.900	1.578	40	0.000	5.891
13	10.900	2.657	41	0.000	4.813
14	10.900	3.735	42	0.000	3.735
15	10.900	4.813	43	0.000	2.657
16	10.900	5.891	44	0.000	1.578
17	10.900	6.040	45	0.000	0.000
18	10.900	6.970	46	1.090	0.000
19	10.900	8.048	47	2.180	0.000
20	10.900	9.126	48	3.270	0.000
21	10.900	10.204	49	4.360	0.000
22	10.900	11.283	50	5.450	0.000
23	10.900	12.361	51	6.540	0.000
24	9.810	12.361	52	7.630	0.000
25	8.720	12.361	53	8.720	0.000
26	7.630	12.361	54	9.810	0.000
27	6.540	12.361	55	10.900	0.000
28	5.450	12.361			

4) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 33 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(2) 33 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(3) 23 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 450 mm

(4) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 550 mm

(5) 17 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(6) 17 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 900 = 425 mm

(7) 17 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 120491477 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(9) 120491477 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 900 = 425 mm

(10) 120491477 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(11) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm

(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

(13) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm

(14) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

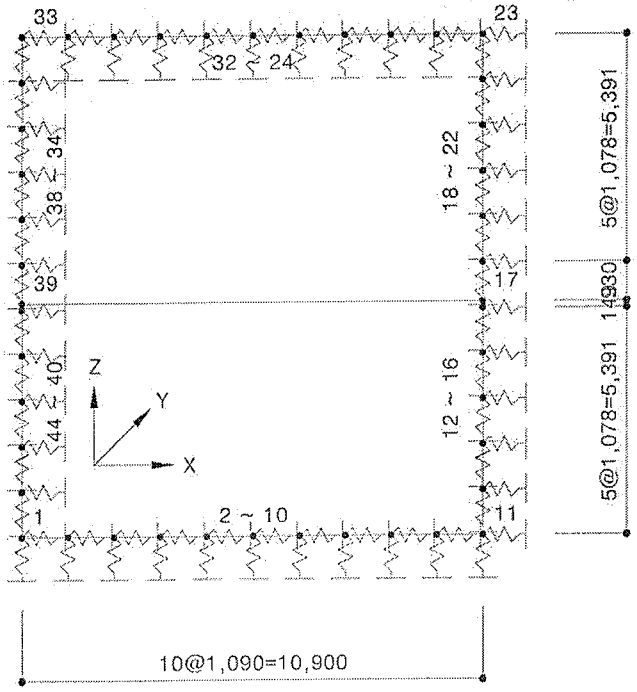
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

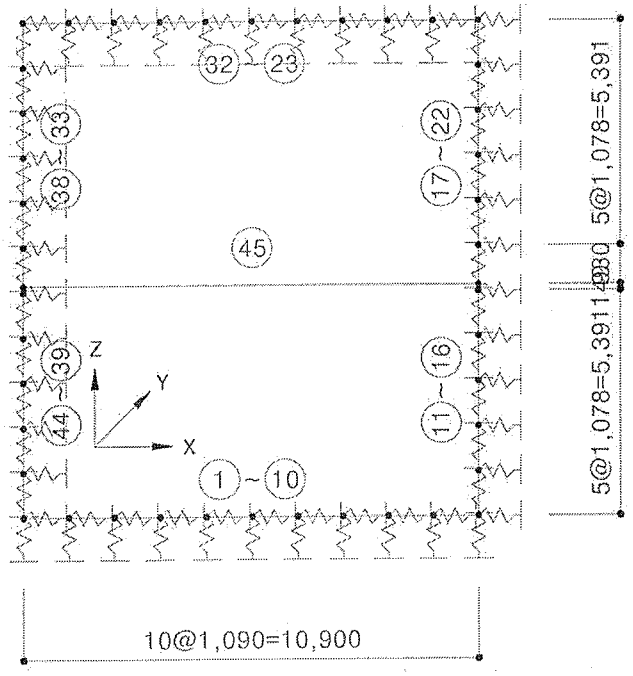
1) Modeling

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

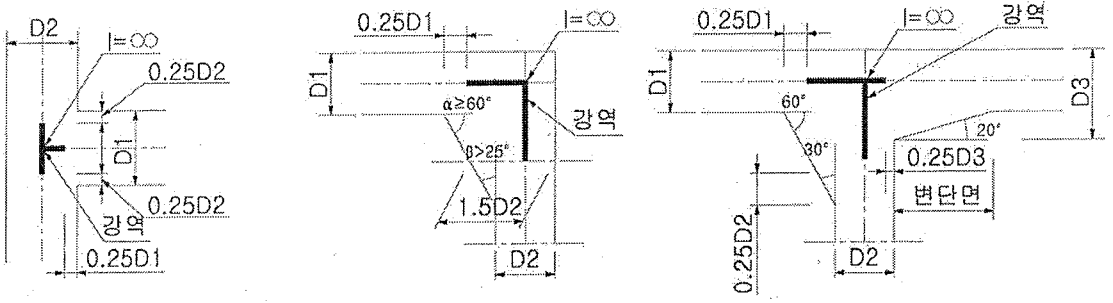
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	1~10,45
2	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	11~17,38~44
3	0.900 × 1.000	= 0.900	0.06075	18~22,33~37
4	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	23~32

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	23	10.900	11.861
2	1.090	0.000	24	9.810	11.861
3	2.180	0.000	25	8.720	11.861
4	3.270	0.000	26	7.630	11.861
5	4.360	0.000	27	6.540	11.861
6	5.450	0.000	28	5.450	11.861
7	6.540	0.000	29	4.360	11.861
8	7.630	0.000	30	3.270	11.861
9	8.720	0.000	31	2.180	11.861
10	9.810	0.000	32	1.090	11.861
11	10.900	0.000	33	0.000	11.861
12	10.900	1.078	34	0.000	10.783
13	10.900	2.157	35	0.000	9.704
14	10.900	3.235	36	0.000	8.626
15	10.900	4.313	37	0.000	7.548
16	10.900	5.391	38	0.000	6.470
17	10.900	5.540	39	0.000	5.540
18	10.900	6.470	40	0.000	5.391
19	10.900	7.548	41	0.000	4.313
20	10.900	8.626	42	0.000	3.235
21	10.900	9.704	43	0.000	2.157
22	10.900	10.783	44	0.000	1.078

8) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 33 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 450 mm
(2) 33 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(3) 23 지점 - 슬래브 상면
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 900 / 2 + 500 - (1000 × 500) / (2 × 500) = 450 mm
(4) 23 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1000 / 2 + 500 - (900 × 500) / (2 × 500) = 550 mm
(5) 17 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(6) 17 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 900 = 425 mm
(7) 17 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(8) 120491477 지점 - 슬래브 중간
D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm
(9) 120491477 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 900 = 425 mm
(10) 120491477 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm
(11) 1 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm
(12) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm
(13) 11 지점 - 슬래브 하면
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm
(14) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 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

Bv = √(B × B) = √(12.400 × 12.400) = 12.40 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (12.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5725.27 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 7414 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 6241 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 (EL. : 15.576 ~ 11.376, N=6)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $6^{1/3}$ = 145.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 145.4 = 145.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 145.4^2 = 38791.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 38791.0 = 102408.2 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $6^{1/3}$ = 145.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 145.4 = 116.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 116.3^2 = 24818.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 24818.0 = 65519.5 kN/m²

(2) 퇴적토 (EL. : 11.376 ~ 0.576, N=23)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $23^{1/3}$ = 227.5 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 227.5 = 227.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 227.5^2 = 105517.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 105517.0 = 278564.9 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $23^{1/3}$ = 227.5 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 227.5 = 182.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 182.0^2 = 67531.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 67531.0 = 178281.8 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.200 × 11.200) = 11.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 102408.2 = 682721.33 kN/m³

Kv = 682721.330 × (11.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 45203.38 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 45203.380 = 15067.79 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.400 × 12.400) = 12.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 278564.9 = 1857099.33 kN/m³

Kv = 1857099.330 × (12.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 113922.58 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 113922.580 = 37974.19 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(13.011 × 13.011) = 13.011 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 102408.2 = 682721.33 kN/m³

Kh = 682721.330 × (13.011 / 0.3)$^{-3/4}$ = 40397.21 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 40397.210 = 13465.74 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(13.011 × 13.011) = 13.011 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 278564.9 = 1857099.33 kN/m³

Kh = 1857099.330 × (13.011 / 0.3)$^{-3/4}$ = 109886.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 109886.180 = 36628.73 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 49272 kN/m	24~32
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 16424 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.078/2 + 1.078/2) = 118487 kN/m	12~16,18~21,35~38,40~44
Kss1	Kss x (1.078/2 + 1.078/2) = 39496 kN/m	
Kh2	Kh x (1.078/2 + 1.078/2) = 43559 kN/m	22,34
Kss2	Kss x (1.078/2 + 1.078/2) = 14520 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 124176 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 41392 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 147530 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.078/2 + 1.300/2) = 130670 kN/m	
Kv2	Kv x (1.090/2 + 0.900/2) = 44977 kN/m	23,33
Ksb2	Kh x (1.078/2 + 1.000/2) = 41978 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제1토층 ,매립토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(11.200 × 11.200) = 11.200 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 65519.5 = 436796.67 kN/m³

Kv = 436796.670 × (11.200 / 0.3)$^{-3/4}$ = 28920.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 28920.560 = 9640.19 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.400 × 12.400) = 12.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 178281.8 = 1188545.33 kN/m³

Kv = 1188545.330 × (12.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 72910.56 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 72910.560 = 24303.52 kN/m³

(3) 측벽 : 제1토층 , 매립토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(13.011 × 13.011) = 13.011 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 65519.5 = 436796.67 kN/m³

Kh = 436796.670 × (13.011 / 0.3)$^{-3/4}$ = 25845.64 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 25845.640 = 8615.21 kN/m³

(4) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(13.011 × 13.011) = 13.011 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 178281.8 = 1188545.33 kN/m³

Kh = 1188545.330 × (13.011 / 0.3)$^{-3/4}$ = 70327.26 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 70327.260 = 23442.42 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 31523 kN/m	24~32
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 10508 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.078/2 + 1.078/2) = 75832 kN/m	12~16, 18~21, 35~38, 40~44
Kss1	Kss x (1.078/2 + 1.078/2) = 25277 kN/m	
Kh2	Kh x (1.078/2 + 1.078/2) = 27869 kN/m	22, 34
Kss2	Kss x (1.078/2 + 1.078/2) = 9290 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 79473 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 26491 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 94419 kN/m	1, 11
Ksb1	Kh x (1.078/2 + 1.300/2) = 83629 kN/m	
Kv2	Kv x (1.090/2 + 0.900/2) = 28776 kN/m	23, 33
Ksb2	Kh x (1.078/2 + 1.000/2) = 26857 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

	성능기 / 준 재현주기	기 능 수 행	붕 괴 방 지
설계지진	50년	II 등급	
	100년	I 등급	
	200년	특 등급	
	500년		II 등급
	1000년		I 등급
	2400년		특 등급

- 위험도 계수

재현주기 (년)	50	100	200	500	1000	2400
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1.00	1.40	2.00

② 지진구역 계수(Z)

- 지진구역 구분

지진구역	행정구역		구역계수, Z
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

③ 설계 지반 종류

지반 분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 1.194 × 19.00	=	22.686 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	34.186 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)	: 0.694 × 10.00	=	6.940 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	27.940 kN/m²

③ 상재고정하중

- Wd = 29.500 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 1.694m

- 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 + 1.694 × 19.000) × 0.500 = 21.843 kN/m²
Wh2 = 21.843 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 32.087 kN/m²
Wh3 = 32.087 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 42.330 kN/m²
Wh4 = 42.330 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 52.574 kN/m²
Wh5 = 52.574 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 62.817 kN/m²
Wh6 = 62.817 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 73.061 kN/m²
Wh7 = 73.061 + 0.930 × 19.000 × 0.500 = 81.892 kN/m²
Wh8 = 81.892 + 0.149 × 19.000 × 0.500 = 83.304 kN/m²
Wh9 = 83.304 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 93.548 kN/m²
Wh10 = 93.548 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 103.792 kN/m²
Wh11 = 103.792 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 114.036 kN/m²
Wh12 = 114.036 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 124.279 kN/m²
Wh13 = 124.279 + 1.078 × 19.000 × 0.500 = 134.523 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 1.194 × 10.000 = 16.470 kN/m²
Wh2 = 16.470 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 21.861 kN/m²
Wh3 = 21.861 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 27.253 kN/m²
Wh4 = 27.253 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 32.644 kN/m²
Wh5 = 32.644 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 38.035 kN/m²
Wh6 = 38.035 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 43.427 kN/m²
Wh7 = 43.427 + 0.930 × 10.000 × 0.500 = 48.075 kN/m²
Wh8 = 48.075 + 0.149 × 10.000 × 0.500 = 48.818 kN/m²
Wh9 = 48.818 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 54.210 kN/m²
Wh10 = 54.210 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 59.601 kN/m²
Wh11 = 59.601 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 64.992 kN/m²
Wh12 = 64.992 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 70.384 kN/m²
Wh13 = 70.384 + 1.078 × 10.000 × 0.500 = 75.775 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 0.694 × 10.000 = 6.940 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 1.194 × 10.000 = 11.940 kN/m²
Ww3 = 11.940 + 1.078 × 10.000 = 22.723 kN/m²
Ww4 = 22.723 + 1.078 × 10.000 = 33.505 kN/m²
Ww5 = 33.505 + 1.078 × 10.000 = 44.288 kN/m²
Ww6 = 44.288 + 1.078 × 10.000 = 55.071 kN/m²
Ww7 = 55.071 + 1.078 × 10.000 = 65.854 kN/m²
Ww8 = 65.854 + 0.930 × 10.000 = 75.150 kN/m²
Ww9 = 75.150 + 0.149 × 10.000 = 76.636 kN/m²
Ww10 = 76.636 + 1.078 × 10.000 = 87.419 kN/m²
Ww11 = 87.419 + 1.078 × 10.000 = 98.202 kN/m²
Ww12 = 98.202 + 1.078 × 10.000 = 108.985 kN/m²
Ww13 = 108.985 + 1.078 × 10.000 = 119.767 kN/m²
Ww14 = 119.767 + 1.078 × 10.000 = 130.550 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww15 = (1.694 + 13.011 - 1.000) × 10.000 = 137.050 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ(kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	4.026	145.400	116.300	18.000	0.111	0.138
퇴적토	10.800	227.500	182.000	20.000	0.190	0.237
자갈	7.300	294.700	235.800	20.000	0.099	0.124
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	3.174	294.700	235.800	20.000	0.043	0.054
계					0.507	0.633

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.507 = 0.634	1.25 Tg' = 1.25 × 0.633 = 0.791

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단.별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

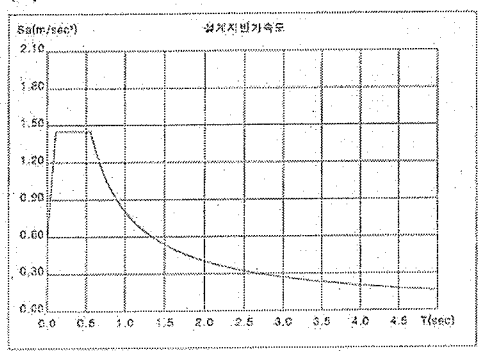
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.270 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.085 m/s²

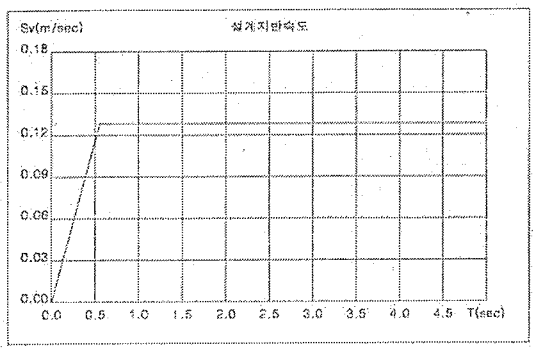
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.634 / 2π × 1.270 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.791 / 2π × 2.085 = 0.262 m/s

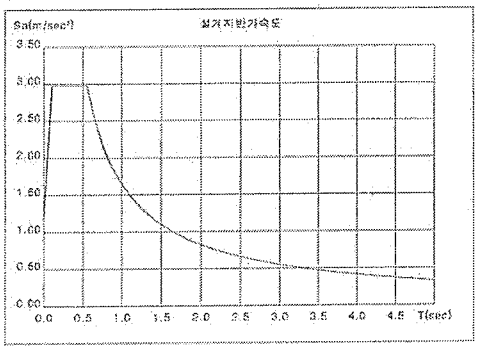
6) 설계응답 응답스펙트럼

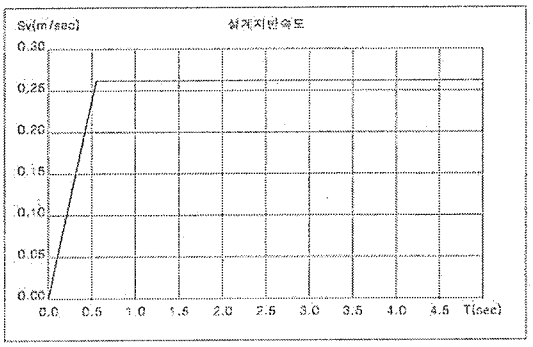
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　2.194 m
- 하부슬래브 EL.　　=　14.055 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 2.194 / (2 \times 30.000)) = 0.016336$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 14.055 / (2 \times 30.000)) = 0.012189$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.791 \times \cos(\pi \times 2.194 / (2 \times 30.000)) = 0.041719$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.791 \times \cos(\pi \times 14.055 / (2 \times 30.000)) = 0.031128$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 15067.790 × (0.016336 - 0.012189) = 62.486 kN/m²	Po = 9640.190 × (0.041719 - 0.031128) = 102.099 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)
2.194	40397.210	0.016336	0.004147	167.527
3.272	40397.210	0.016204	0.004015	162.195
4.351	109886.180	0.016020	0.003831	420.974
5.429	109886.180	0.015785	0.003596	395.151
6.507	109886.180	0.015500	0.003311	363.833
7.585	109886.180	0.015165	0.002976	327.021
8.515	109886.180	0.014837	0.002648	290.979
8.664	109886.180	0.014782	0.002593	284.935
9.742	109886.180	0.014351	0.002162	237.574
10.820	109886.180	0.013876	0.001687	185.378
11.898	109886.180	0.013356	0.001167	128.237
12.977	109886.180	0.012792	0.000603	66.261
14.055	109886.180	0.012189	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
2.194	25845.640	0.041719	0.010591	273.731
3.272	25845.640	0.041381	0.010253	264.995
4.351	70327.260	0.040911	0.009783	688.012
5.429	70327.260	0.040311	0.009183	645.815
6.507	70327.260	0.039582	0.008454	594.547
7.585	70327.260	0.038727	0.007599	534.417
8.515	70327.260	0.037891	0.006763	475.623
8.664	70327.260	0.037748	0.006620	465.566
9.742	70327.260	0.036650	0.005522	388.347
10.820	70327.260	0.035435	0.004307	302.900
11.898	70327.260	0.034107	0.002979	209.505
12.977	70327.260	0.032669	0.001541	108.374
14.055	70327.260	0.031128	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	38791.000 × 0.000070 = 2.720	24818.000 × 0.000178 = 4.420
Vb	105517.000 × 0.000556 = 58.670	67531.000 × 0.001420 = 95.890
Vs	(2.720 + 58.670) / 2 = 30.700	(4.420 + 95.890) / 2 = 50.160

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.000×25.000×0.074×(1 - 0.015×2.194) = 1.789	fu = 1.000×25.000×0.182×(1 - 0.015×2.194) = 4.400

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×14.055) = 1.898	fb = 1.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×14.055) = 4.668

③ 중간슬래브

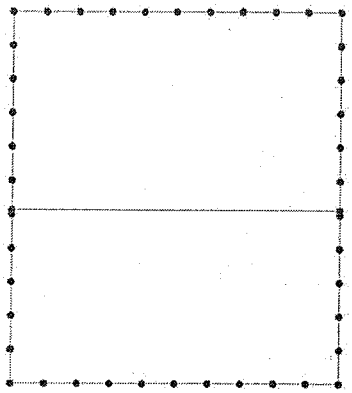
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×13.011) = 2.367	fb = 1.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×13.011) = 5.822

④ 측벽

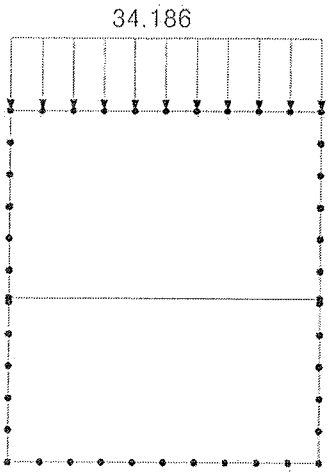
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×2.194) = 2.684	f1 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×2.194) = 6.600
f2 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×3.272) = 2.639	f2 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×3.272) = 6.490
f3 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×4.351) = 2.594	f3 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×4.351) = 6.380
f4 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×5.429) = 2.549	f4 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×5.429) = 6.269
f5 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×6.507) = 2.504	f5 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×6.507) = 6.159
f6 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×7.585) = 2.459	f6 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×7.585) = 6.048
f7 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×8.515) = 2.421	f7 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×8.515) = 5.953
f8 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×8.664) = 2.414	f8 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×8.664) = 5.938
f9 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×9.742) = 2.369	f9 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×9.742) = 5.828
f10 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×10.820) = 2.325	f10 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×10.820) = 5.717
f11 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×11.898) = 2.280	f11 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×11.898) = 5.607
f12 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×12.977) = 2.235	f12 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×12.977) = 5.496
f13 = 0.900×25.000×0.074×(1-0.015×14.055) = 2.190	f13 = 0.900×25.000×0.182×(1-0.015×14.055) = 5.386

10. 하 중 재 하 (상시)

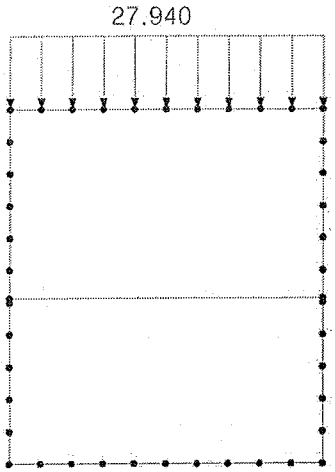
1) CASE1 - 구체자중(SW)



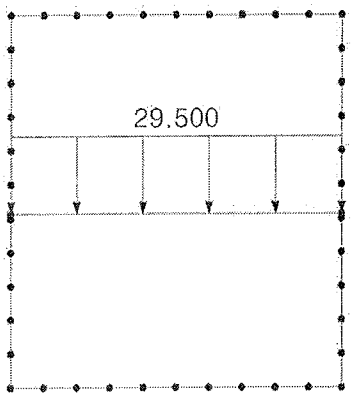
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



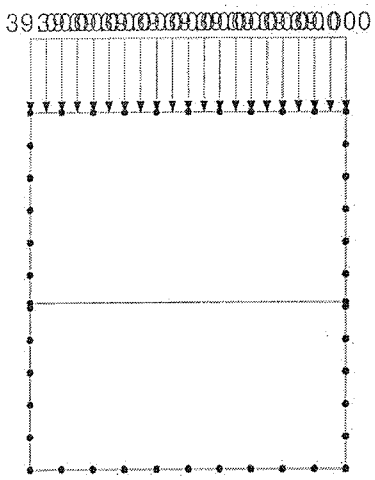
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



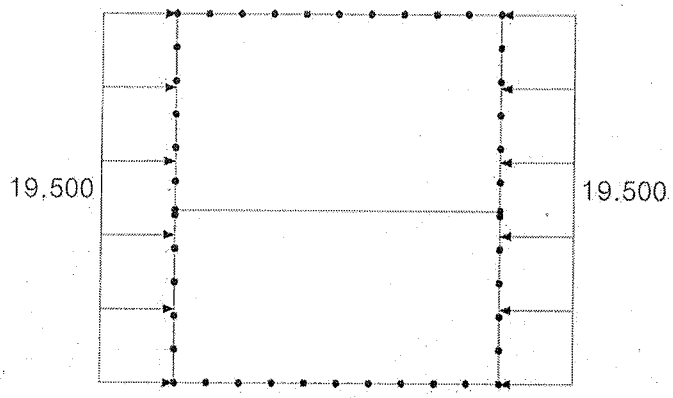
4) CASE4 - 기계실(기계하중)



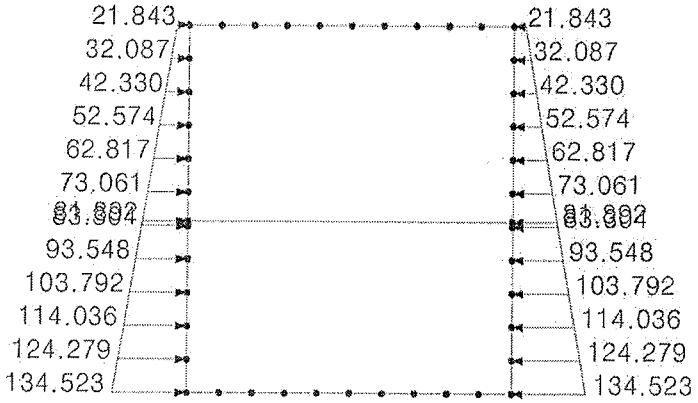
5) CASE5 - 만재활하중(LIVEFU)



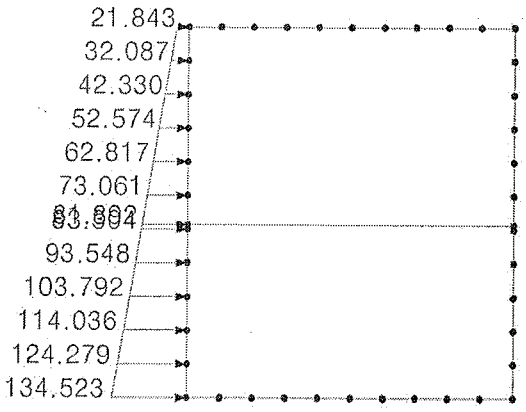
6) CASE6 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



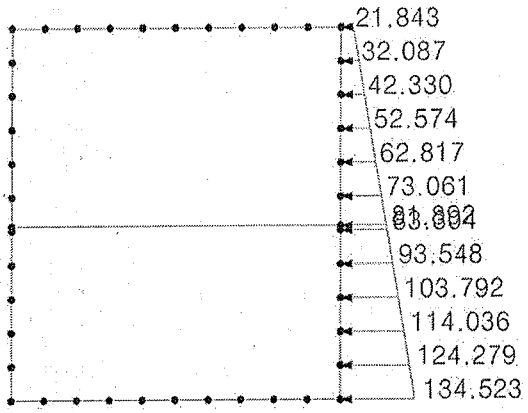
7) CASE7 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



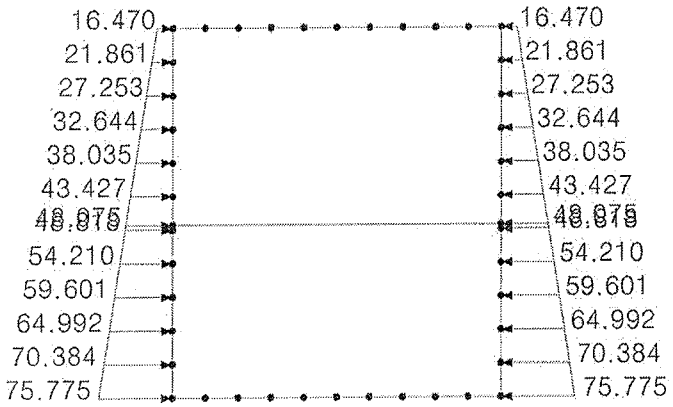
8) CASE8 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



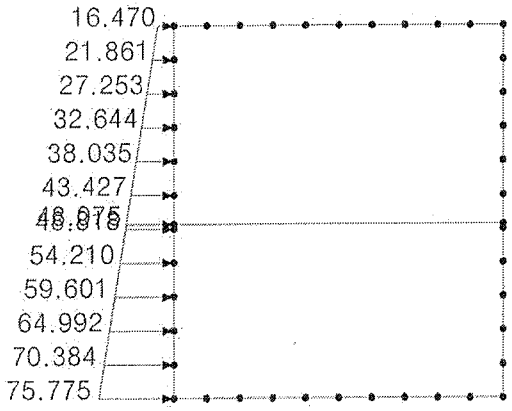
9) CASE9 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



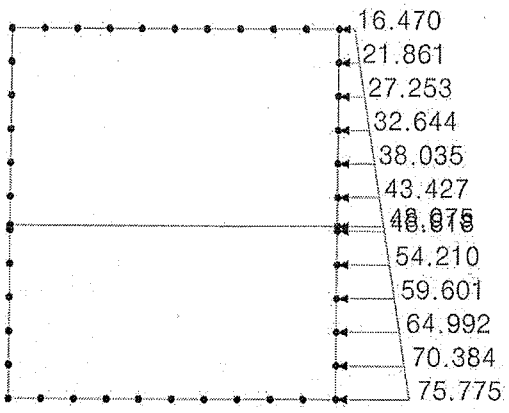
10) CASE10 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



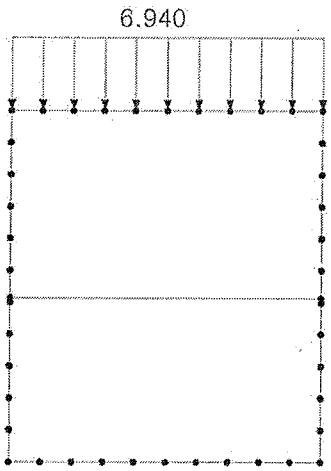
11) CASE11 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



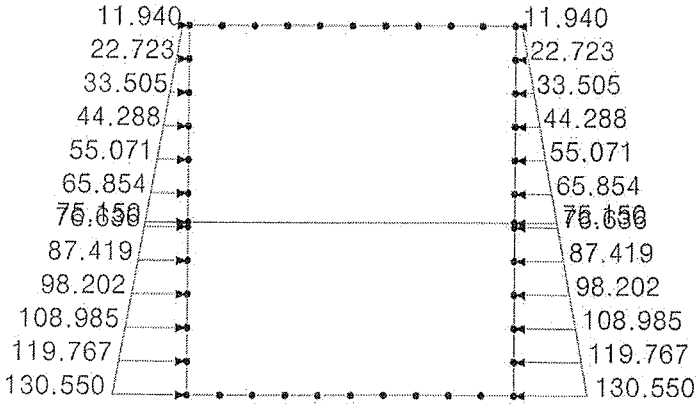
12) CASE12 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



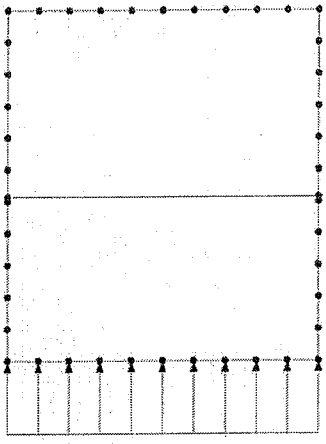
13) CASE13 - 연직수압(WATERV)



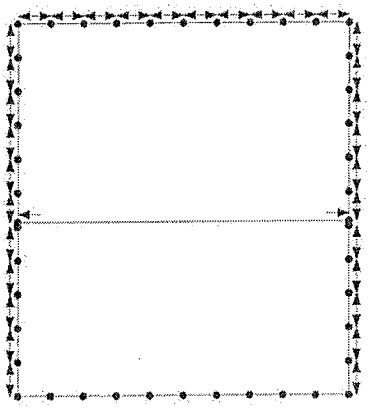
14) CASE14 - 수평수압(WATERH)



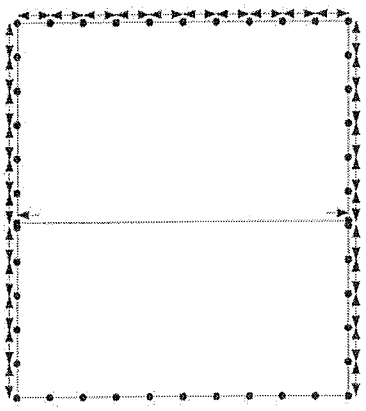
15) CASE15 - 부력(BUOYANCY)



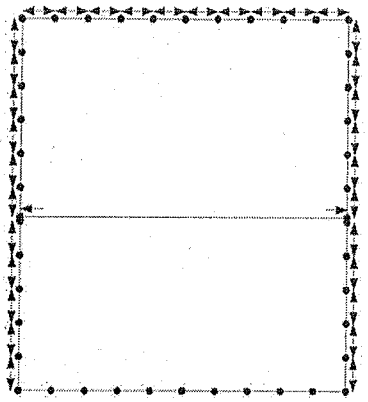
16) CASE16 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



17) CASE17 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

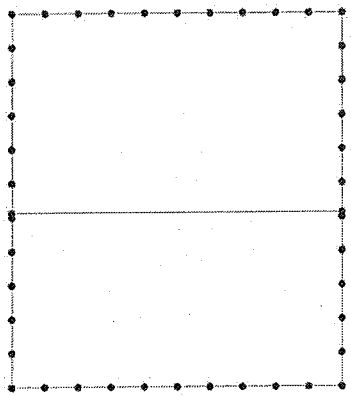


18) CASE18 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

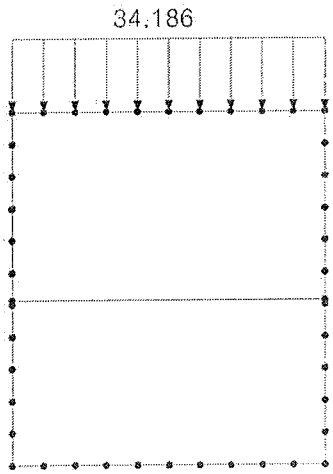


11. 하중 재하 (기능수행)

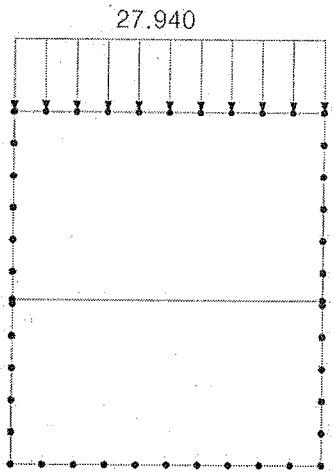
1) CASE1 - 구체자중(SW)



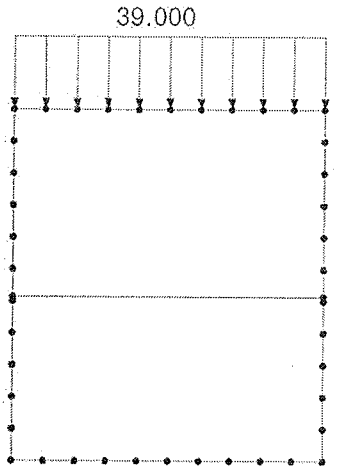
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



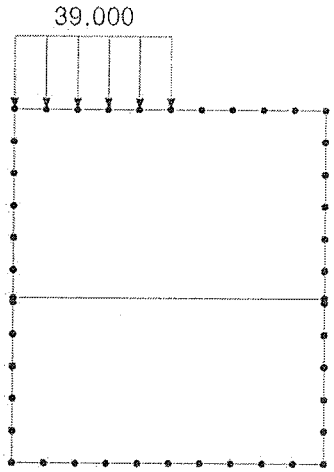
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



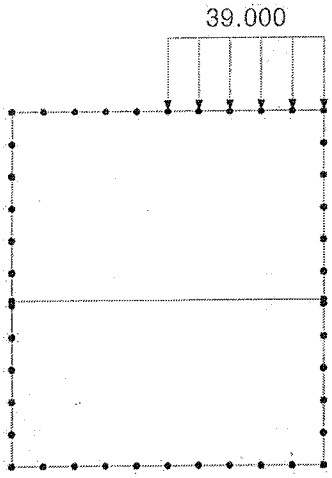
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



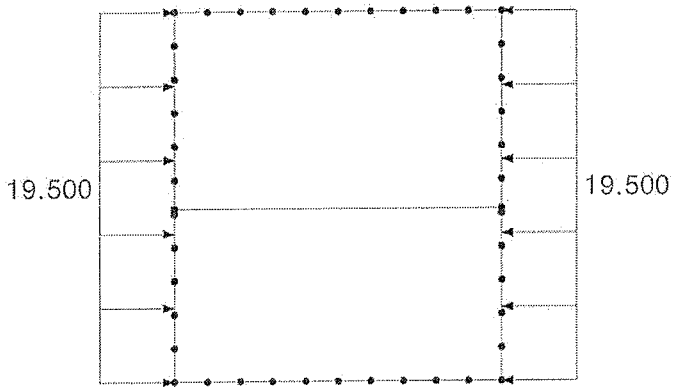
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



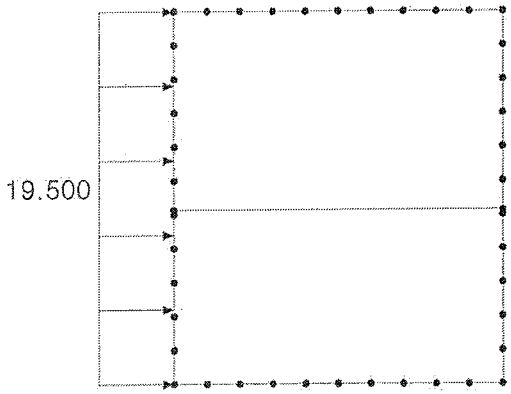
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



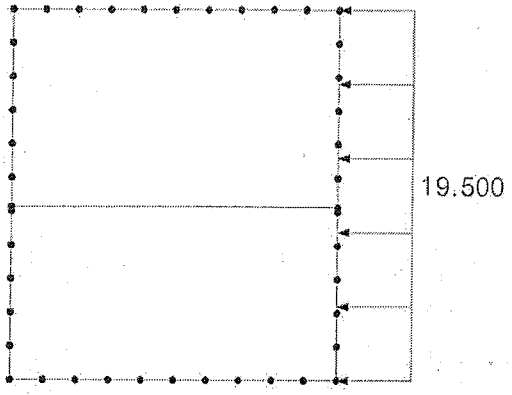
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



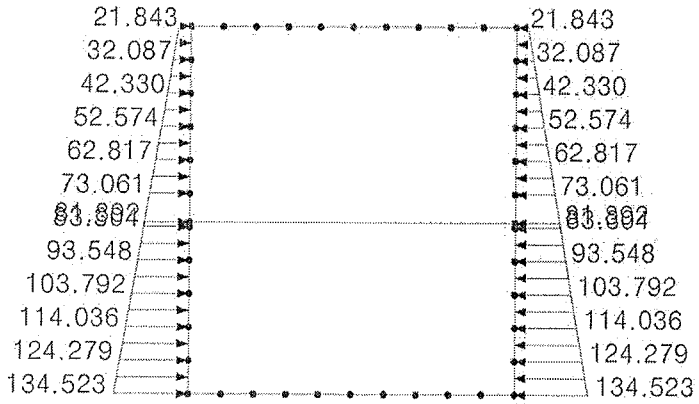
8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)



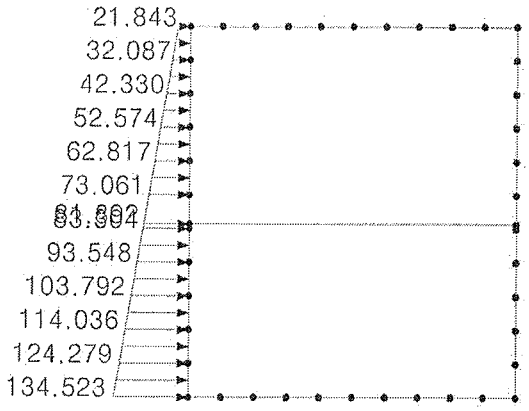
9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)



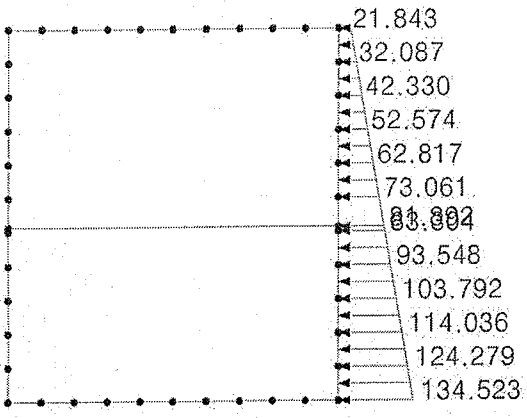
10) CASE10 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



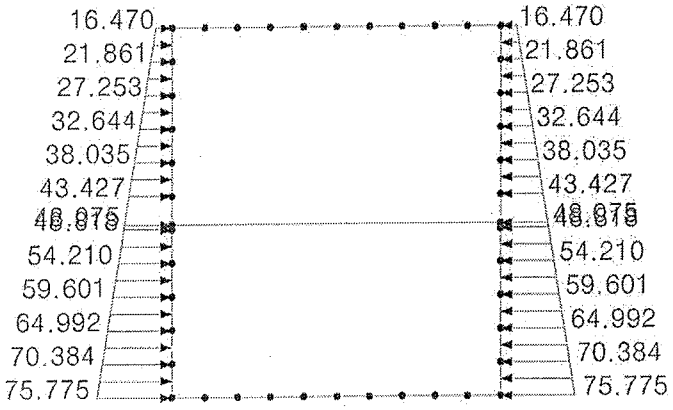
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



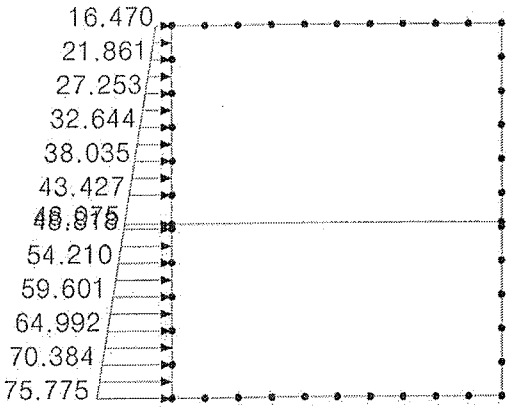
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



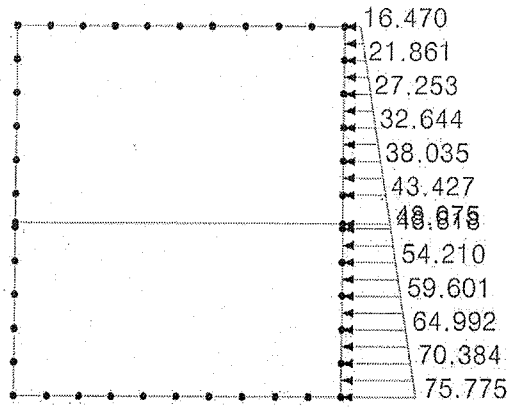
13) CASE13 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



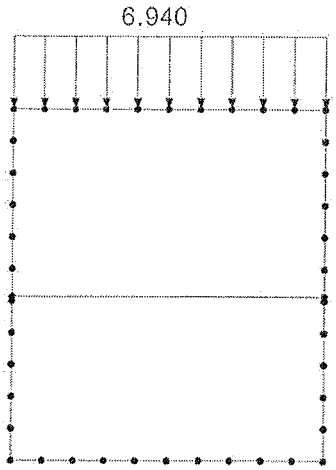
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



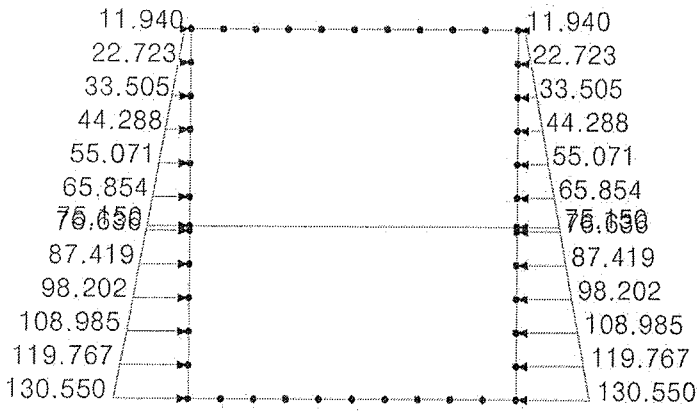
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



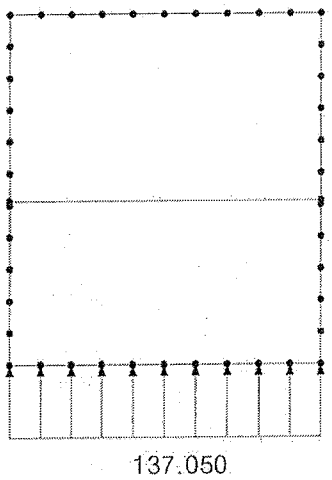
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

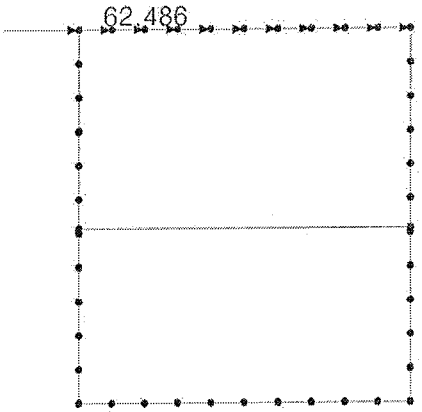


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

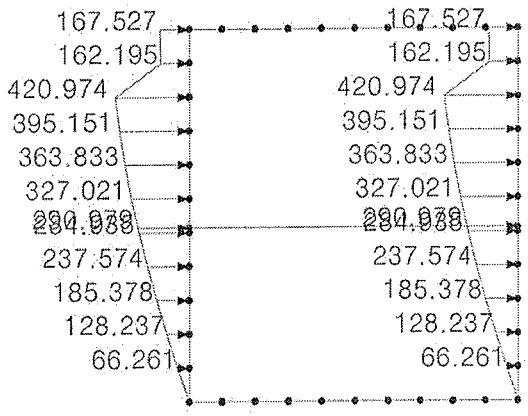


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

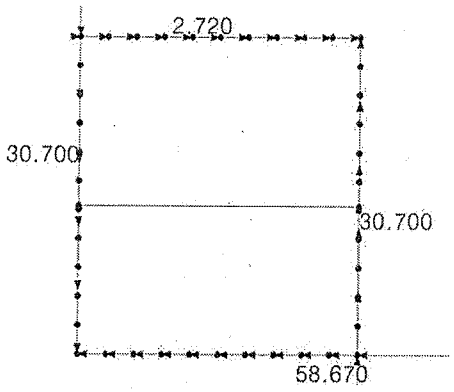
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



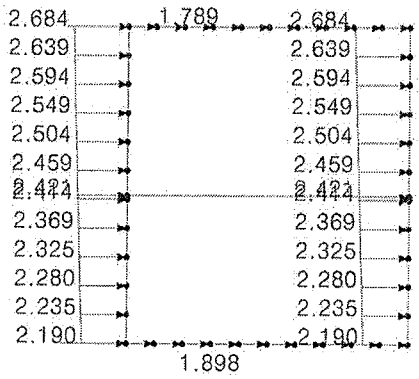
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

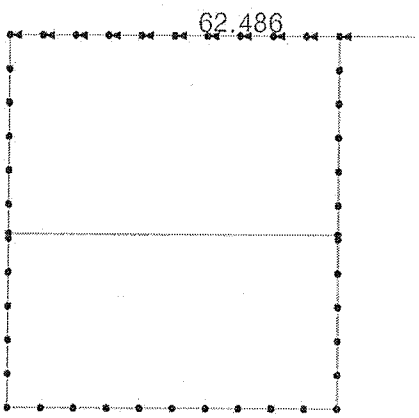


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

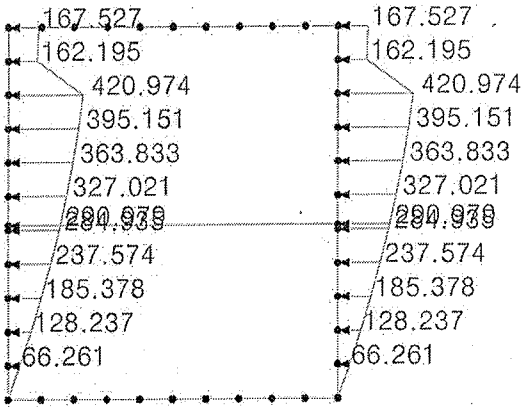


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

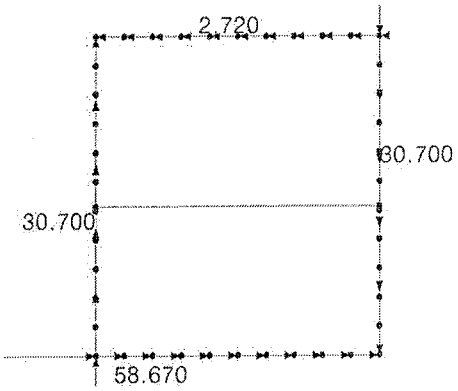
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



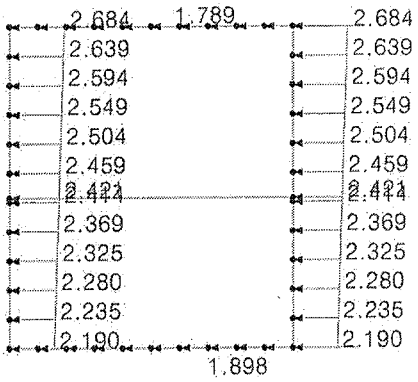
24) CASE24 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

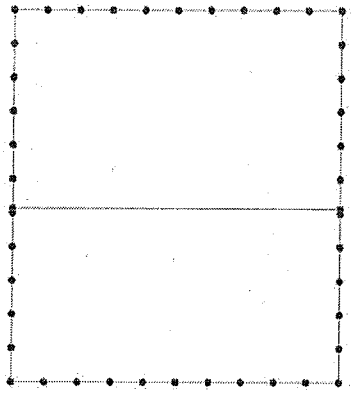


26) CASE26 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

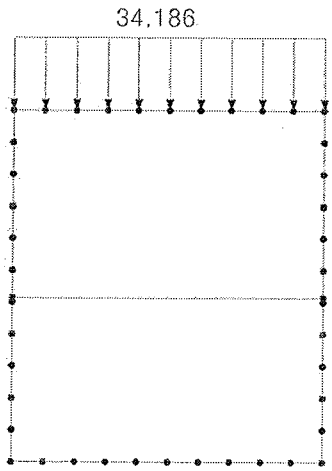


12. 하중 재하 (붕괴방지)

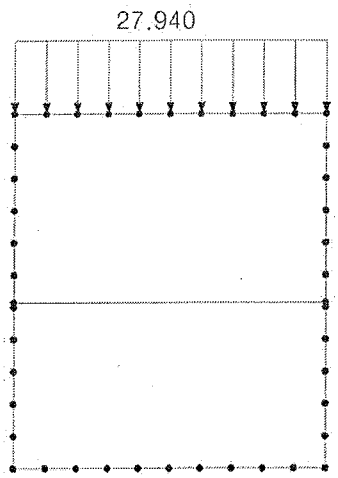
1) CASE1 - 구체자중(SW)



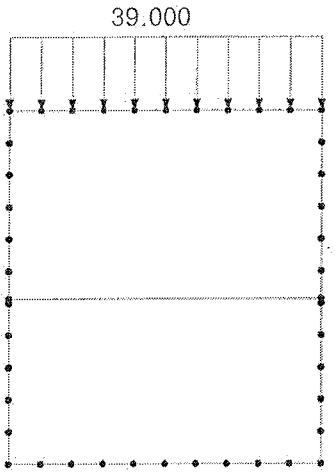
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



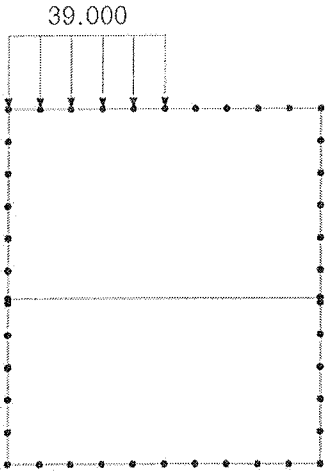
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



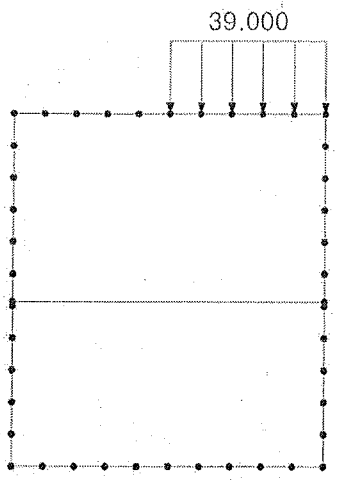
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



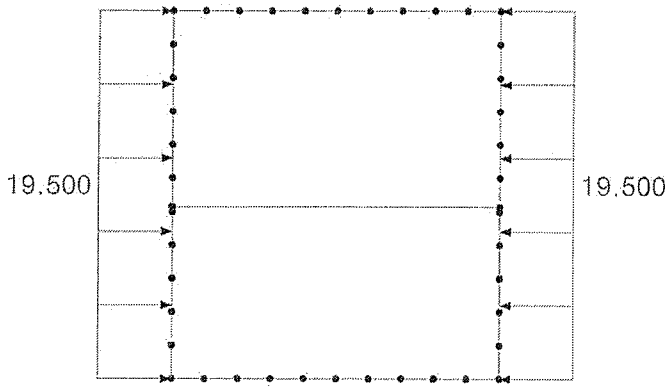
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



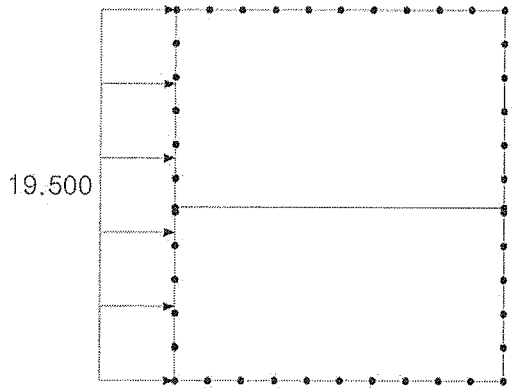
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



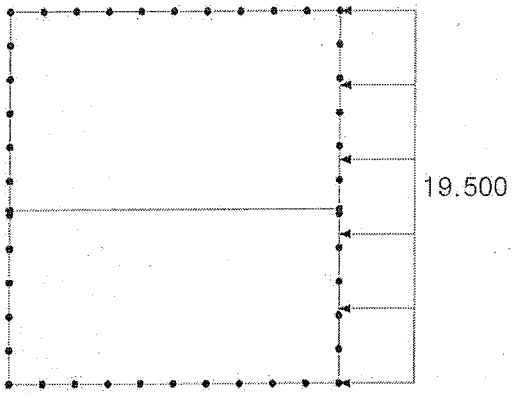
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



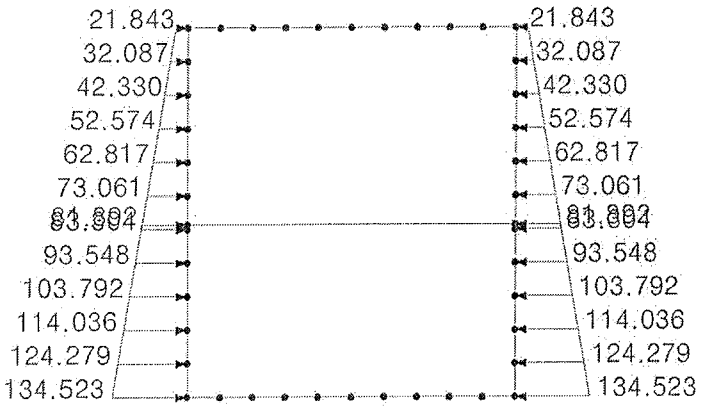
8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)



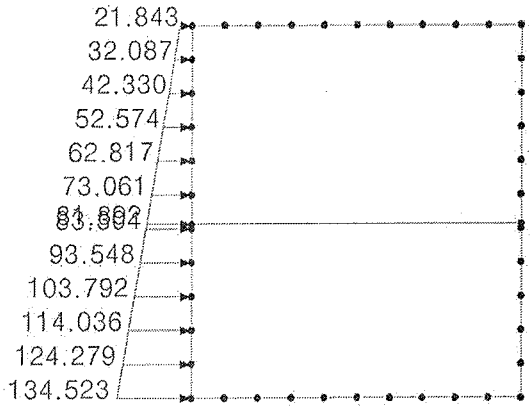
9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)



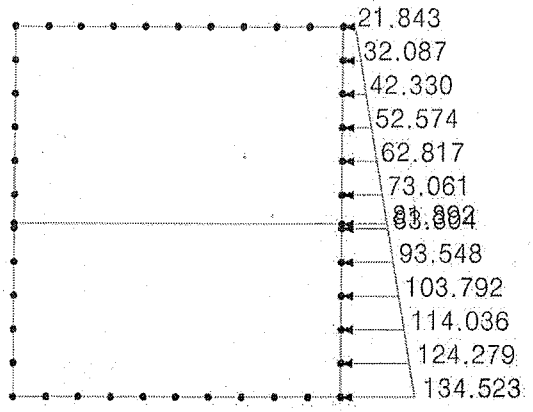
10) CASE10 - 지진시 양토압(SOILBE)



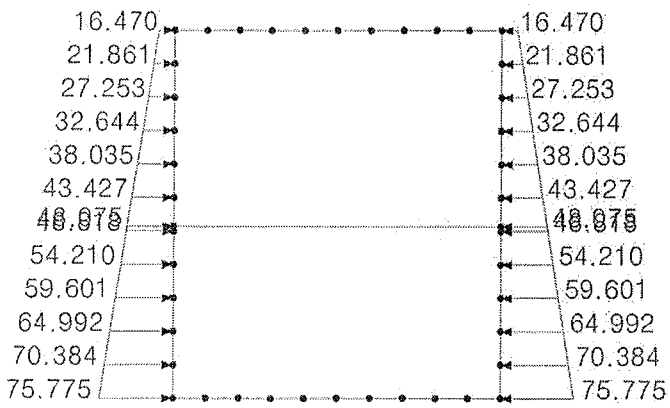
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



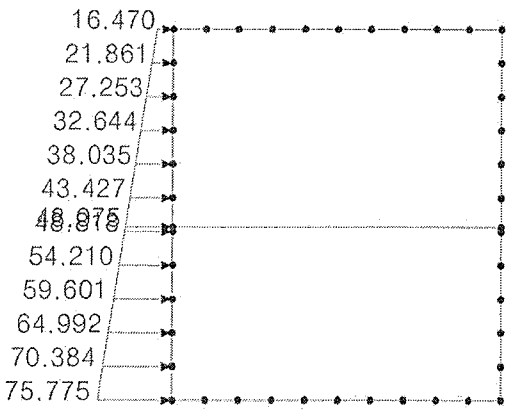
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



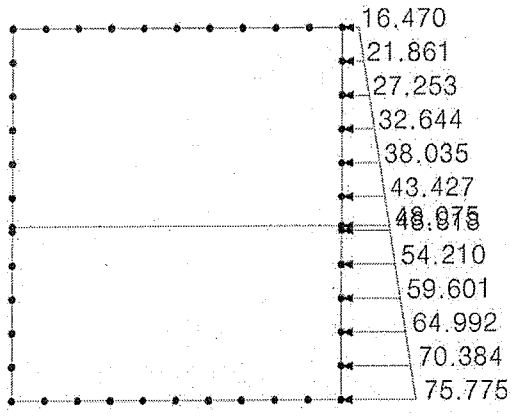
13) CASE13 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



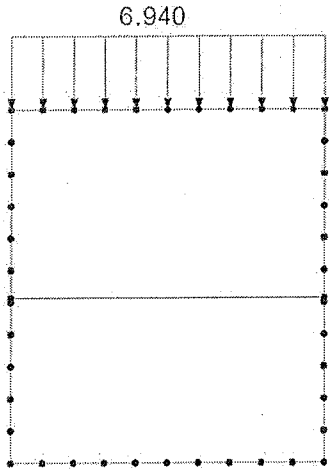
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



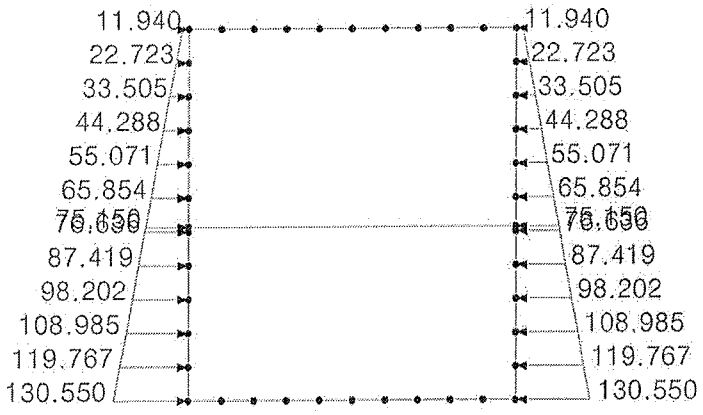
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



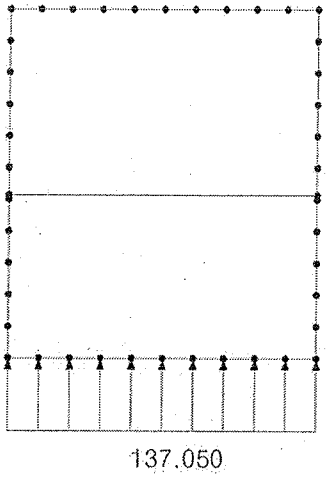
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

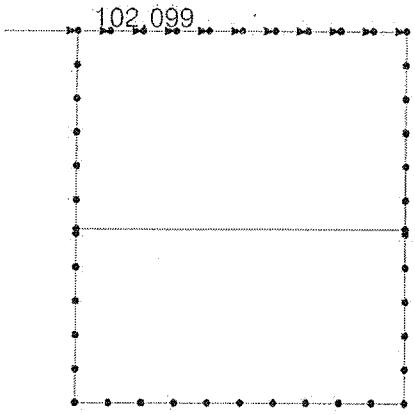


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

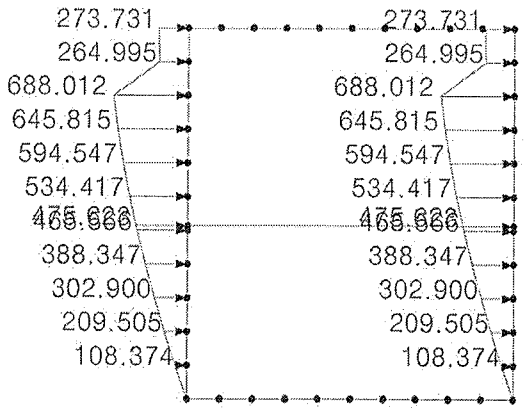


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

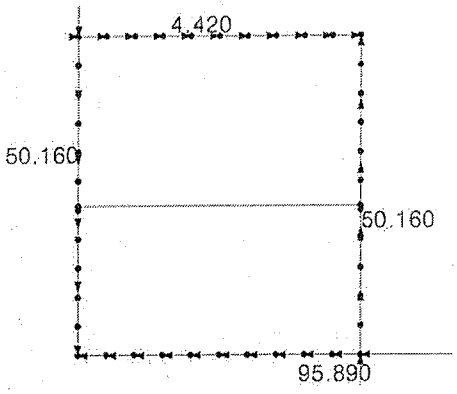
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



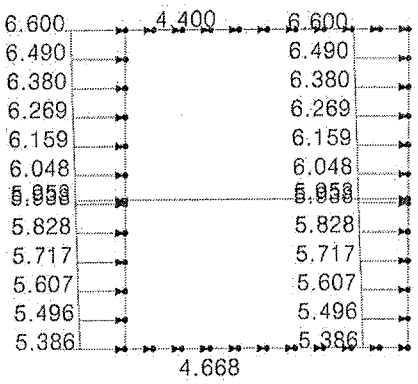
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

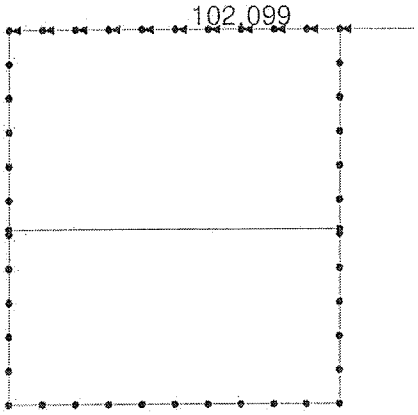


22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

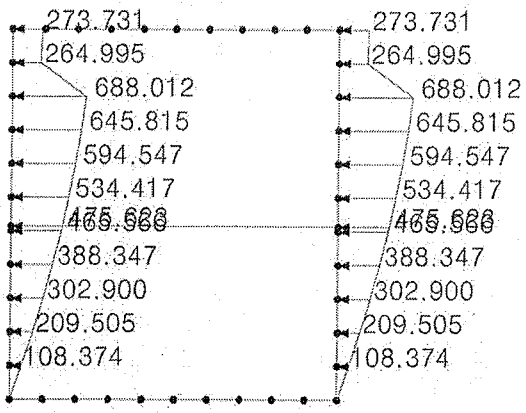


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

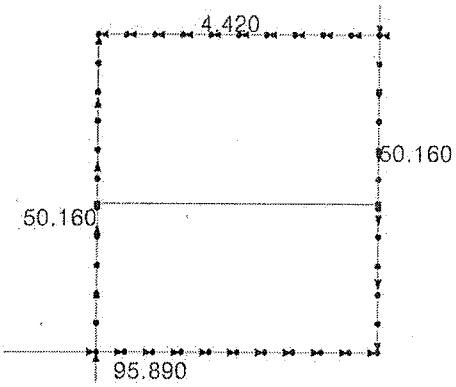
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



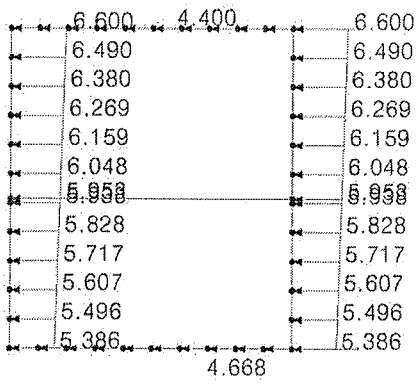
24) CASE24 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



26) CASE26 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 1.000, h = 1.694 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	●

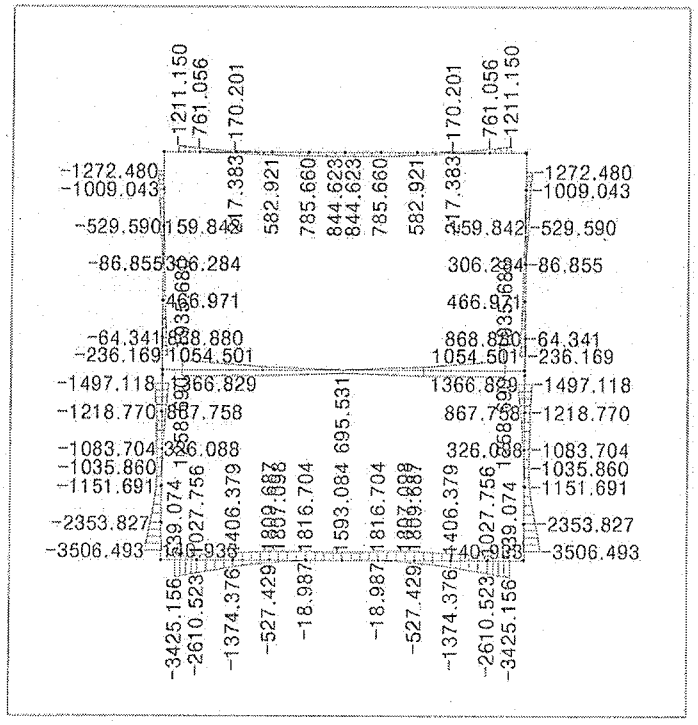
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

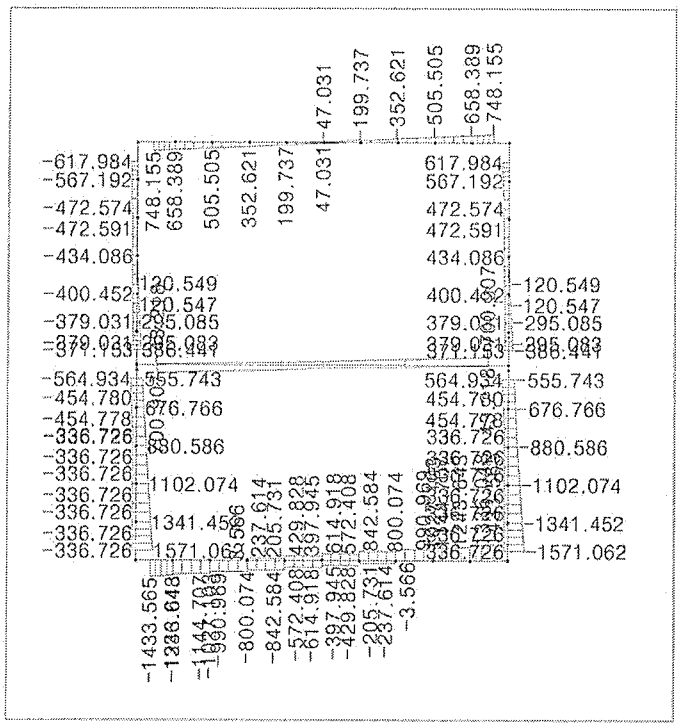
14. 단면력정리

14.1 상시

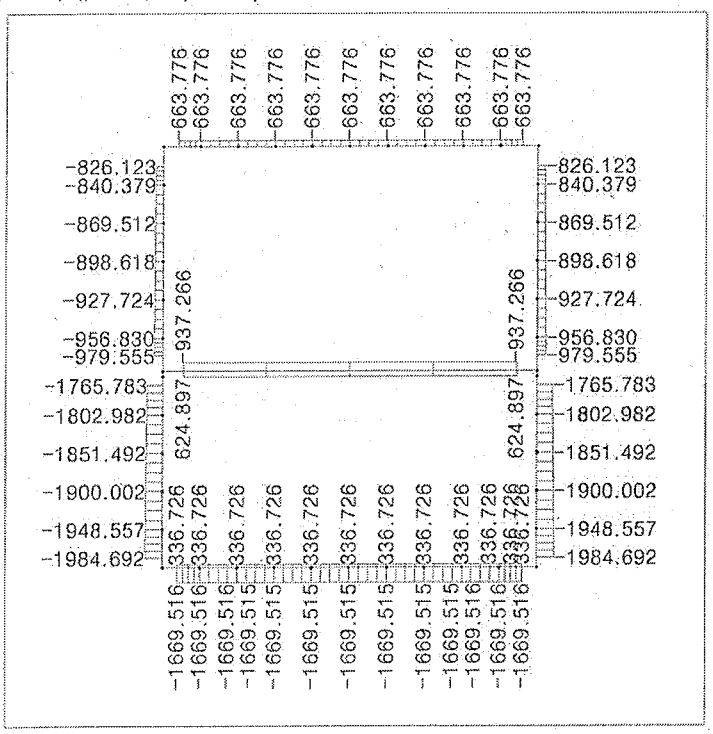
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



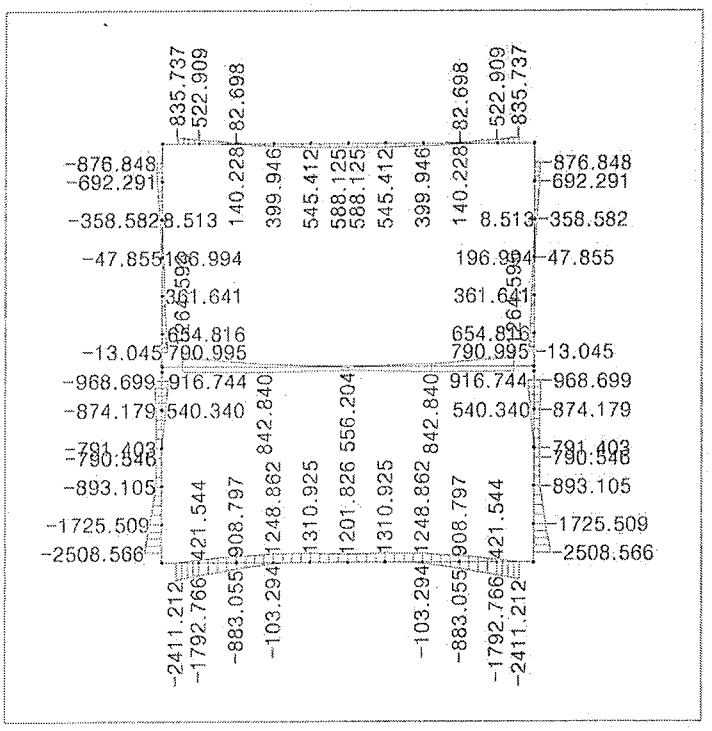
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)


47.031
-199.737
-352.621
-505.505
-658.389
-748.155
-617.984
-567.192
-472.574
-472.591
-434.086
-400.452
-379.031
-379.033
-371.153
-564.934
-454.780
-454.778
-336.726
-336.726
-336.726

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



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

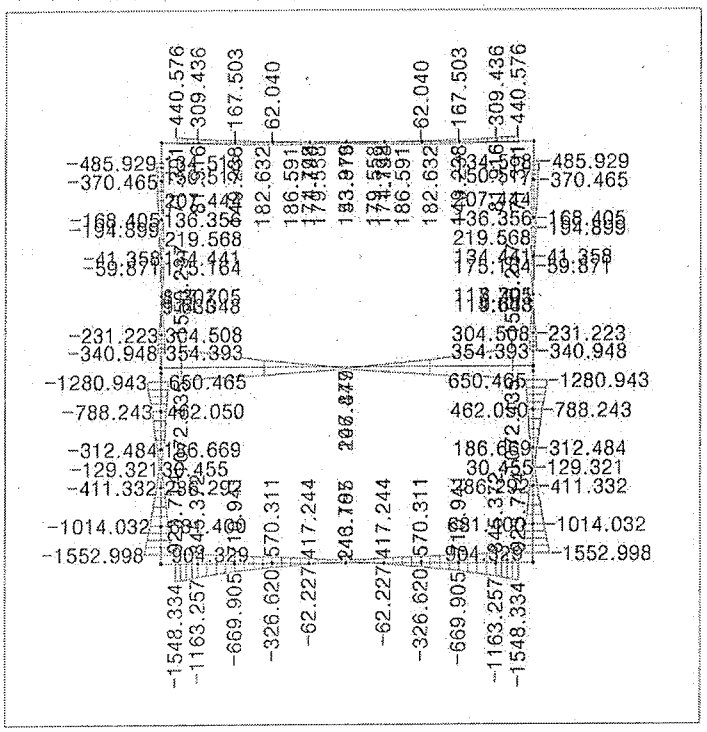


5) 단면력 정리

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	1211.15	579.84	663.78	835.74	1000.00	1166.67	
		중앙부	2	844.62	85.14	663.78	588.13	1000.00	1000.00	
		우측	3	1211.15	579.84	663.78	835.74	1000.00	1166.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	3425.16	1146.37	1669.52	2411.21	1000.00	1300.00	
		중앙부	5	1809.69	1022.85	1669.52	1248.86	1000.00	1300.00	
		우측	6	3425.16	1146.37	1669.52	2411.21	1000.00	1300.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	1935.68	590.90	937.27	1264.60	1000.00	1466.67	
		중앙부	8	1211.74	506.18	937.27	842.84	1000.00	1300.00	
		우측	9	1935.68	590.90	937.27	1264.60	1000.00	1466.67	
좌측 벽체	1 층	상부	10	1497.12	830.76	1765.78	968.70	1000.00	1666.67	
		중앙부	11	1366.83	676.72	1765.78	916.74	1000.00	1500.00	
		하부	12	3506.49	1125.17	1984.69	2508.57	1000.00	1500.00	
	2 층	상부	13	1272.48	543.70	826.12	876.85	1000.00	1049.97	
		중앙부	14	1054.50	387.44	979.56	791.00	1000.00	900.00	
		하부	15	236.17	387.15	979.56	13.05	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부	16	1497.12	830.82	1765.78	968.70	1000.00	1666.67	
		중앙부	17	140.93	676.77	1984.69	0.00	1000.00	1500.00	
		하부	18	3506.49	1125.01	1984.69	2508.57	1000.00	1500.00	
	2 층	상부	19	1272.48	543.77	826.12	876.85	1000.00	1049.97	
		중앙부	20	666.63	387.44	942.28	506.89	1000.00	900.00	
		하부	21	236.17	387.14	979.56	13.05	1000.00	900.00	

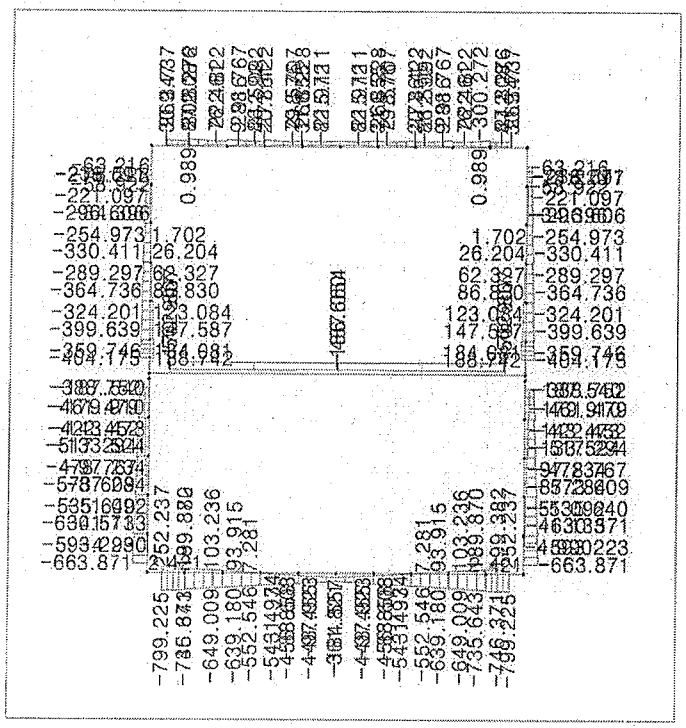
14.2 지진시(기능수행)

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



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

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

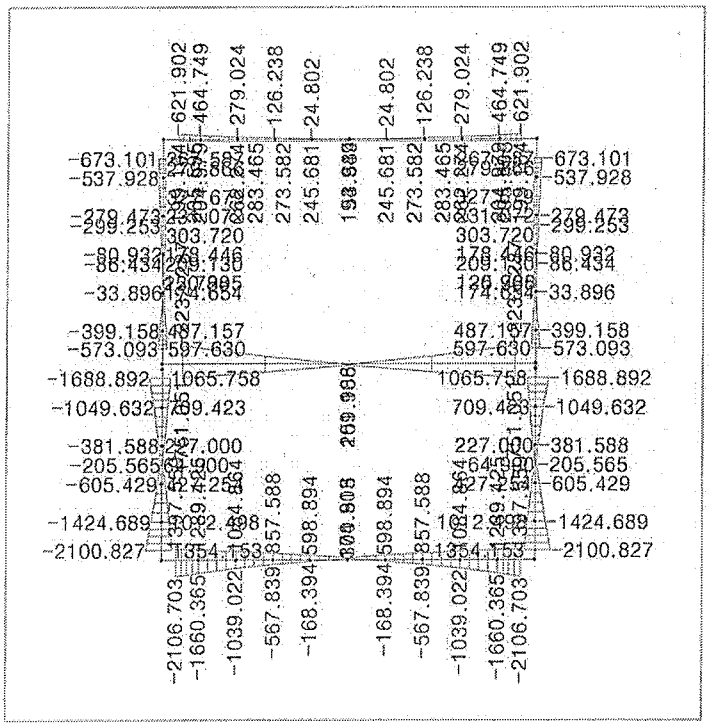


4) 단면력 정리

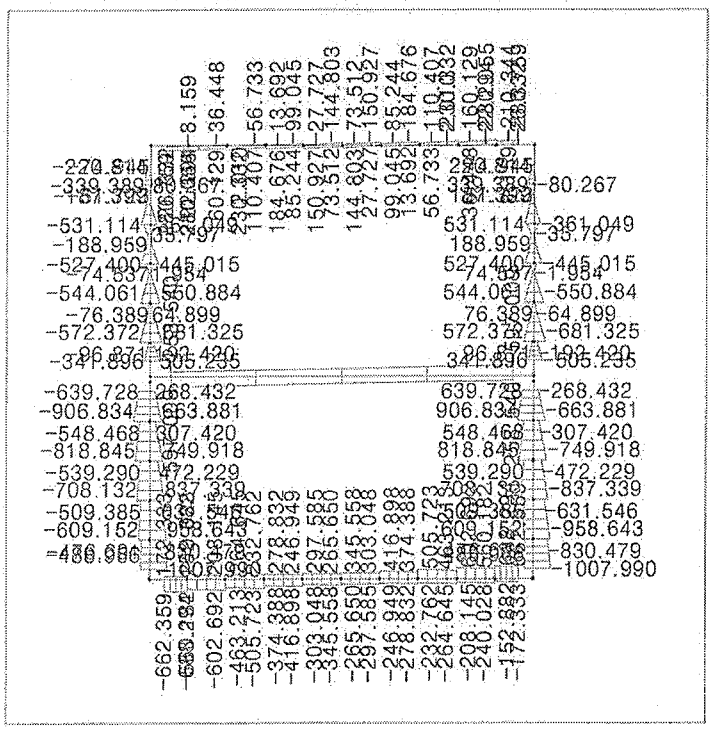
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	440.58	172.02	269.74	1000.00	1166.67	
		중앙부	2	170.57	81.06	229.62	1000.00	1000.00	
		우측	3	440.58	172.02	269.74	1000.00	1166.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1548.33	477.08	799.23	1000.00	1300.00	
		중앙부	5	570.31	376.96	552.55	1000.00	1300.00	
		우측	6	1548.33	477.08	799.23	1000.00	1300.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	1550.24	402.18	502.81	1000.00	1466.67	
		중앙부	8	735.91	361.03	494.93	1000.00	1300.00	
		우측	9	1550.24	402.18	502.81	1000.00	1466.67	
좌측 벽체	1 층	상부	10	1280.94	567.15	388.75	1000.00	1666.67	
		중앙부	11	650.47	704.24	461.48	1000.00	1500.00	
		하부	12	1553.00	478.61	663.87	1000.00	1500.00	
	2 층	상부	13	485.93	202.87	220.63	1000.00	1049.97	
		중앙부	14	354.39	224.43	404.18	1000.00	900.00	
		하부	15	340.95	235.07	404.18	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부	16	1280.94	567.19	388.75	1000.00	1666.67	
		중앙부	17	904.33	704.30	663.87	1000.00	1500.00	
		하부	18	1553.00	478.38	663.87	1000.00	1500.00	
	2 층	상부	19	485.93	203.11	220.63	1000.00	1049.97	
		중앙부	20	145.68	224.59	361.92	1000.00	900.00	
		하부	21	340.95	235.22	404.18	1000.00	900.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

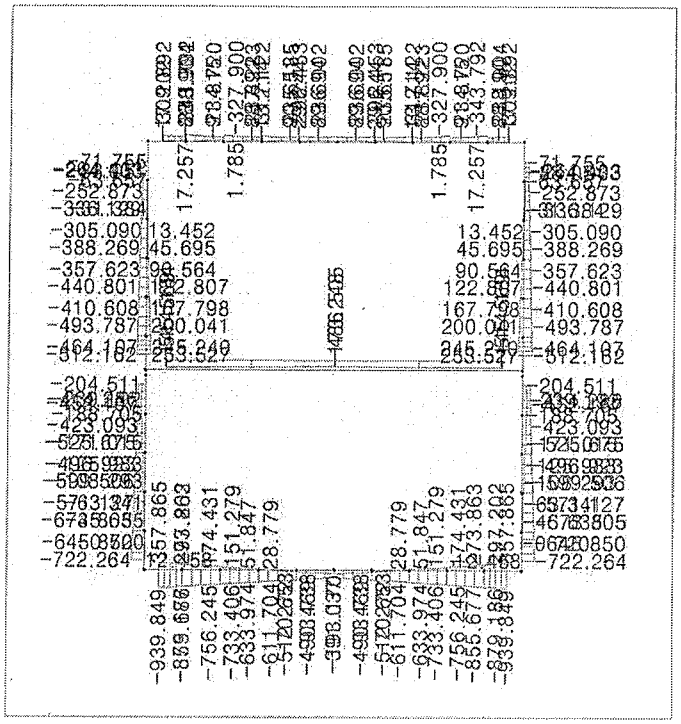
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	621.90	218.44	309.89	1000.00	1166.67	
		중앙부	2	219.89	114.77	250.66	1000.00	1000.00	
		우측	3	621.90	218.44	309.89	1000.00	1166.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	2106.70	593.72	939.85	1000.00	1300.00	
		중앙부	5	857.59	505.72	633.97	1000.00	1300.00	
		우측	6	2106.70	593.72	939.85	1000.00	1300.00	
중간 슬래브	1 경간	좌측	7	2232.29	543.58	514.18	1000.00	1466.67	
		중앙부	8	1081.57	502.43	500.35	1000.00	1300.00	
		우측	9	2232.29	543.58	514.18	1000.00	1466.67	
좌측 벽체	1 층	상부	10	1688.89	763.52	416.42	1000.00	1666.67	
		중앙부	11	1065.76	906.75	452.17	1000.00	1500.00	
		하부	12	2100.83	667.66	722.26	1000.00	1500.00	
	2 층	상부	13	673.10	205.36	247.86	1000.00	1049.97	
		중앙부	14	597.63	341.49	512.16	1000.00	900.00	
		하부	15	573.09	353.50	512.16	1000.00	900.00	
우측 벽체	1 층	상부	16	1688.89	763.58	416.42	1000.00	1666.67	
		중앙부	17	1354.15	906.83	722.26	1000.00	1500.00	
		하부	18	2100.83	667.41	722.26	1000.00	1500.00	
	2 층	상부	19	673.10	205.63	247.86	1000.00	1049.97	
		중앙부	20	253.23	341.66	452.20	1000.00	900.00	
		하부	21	573.09	353.67	512.16	1000.00	900.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-1211.15	-	-621.90	-440.58	-1211.15	
		중앙부	2	844.62	-	219.89	170.57	844.62	
		우측	3	-1211.15	-	-621.90	-440.58	-1211.15	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-3425.16	-	-2106.70	-1548.33	-3425.16	
		중앙부	5	1809.69	-	857.59	570.31	1809.69	
		우측	6	-3425.16	-	-2106.70	-1548.33	-3425.16	
중간 슬래브	1경간	좌측	7	-1935.68	-	-2232.29	-1550.24	-2232.29	
		중앙부	8	1211.74	-	1081.57	735.91	1211.74	
		우측	9	-1935.68	-	-2232.29	-1550.24	-2232.29	
좌측 벽체	1층	상부	10	-1497.12	-	-1688.89	-1280.94	-1688.89	
		중앙부	11	1366.83	-	1065.76	650.47	1366.83	
		하부	12	-3506.49	-	-2100.83	-1553.00	-3506.49	
	2층	상부	13	-1272.48	-	-673.10	-485.93	-1272.48	
		중앙부	14	1054.50	-	597.63	354.39	1054.50	
		하부	15	-236.17	-	-573.09	-340.95	-573.09	
우측 벽체	1층	상부	16	-1497.12	-	-1688.89	-1280.94	-1688.89	
		중앙부	17	140.93	-	1354.15	904.33	1354.15	
		하부	18	-3506.49	-	-2100.83	-1553.00	-3506.49	
	2층	상부	19	-1272.48	-	-673.10	-485.93	-1272.48	
		중앙부	20	666.63	-	253.23	145.68	666.63	
		하부	21	-236.17	-	-573.09	-340.95	-573.09	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	579.84	-	218.44	172.02	579.84	
		중앙부	2	-85.14	-	114.77	81.06	114.77	
		우측	3	-579.84	-	-218.44	-172.02	-579.84	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-1146.37	-	-593.72	-477.08	-1146.37	
		중앙부	5	-1022.85	-	-505.72	-376.96	-1022.85	
		우측	6	1146.37	-	593.72	477.08	1146.37	
중간 슬래브	1경간	좌측	7	590.90	-	543.58	402.18	590.90	
		중앙부	8	-506.18	-	-502.43	-361.03	-506.18	
		우측	9	-590.90	-	-543.58	-402.18	-590.90	
좌측 벽체	1층	상부	10	830.76	-	-763.52	-567.15	830.76	
		중앙부	11	676.72	-	-906.75	-704.24	-906.75	
		하부	12	1125.17	-	667.66	478.61	1125.17	
	2층	상부	13	-543.70	-	-205.36	-202.87	-543.70	
		중앙부	14	-387.44	-	341.49	224.43	-387.44	
		하부	15	-387.15	-	353.50	235.07	-387.15	
우측 벽체	1층	상부	16	-830.82	-	763.58	567.19	-830.82	
		중앙부	17	-676.77	-	906.83	704.30	906.83	
		하부	18	-1125.01	-	-667.41	-478.38	-1125.01	
	2층	상부	19	543.77	-	205.63	203.11	543.77	
		중앙부	20	387.44	-	-341.66	-224.59	387.44	
		하부	21	387.14	-	-353.67	-235.22	387.14	

3) 축력 (kN)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-663.78	-	-309.89	-269.74	-663.78	
		중앙부	2	-663.78	-	-250.66	-229.62	-663.78	
		우측	3	-663.78	-	-309.89	-269.74	-663.78	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-1669.52	-	-939.85	-799.23	-1669.52	
		중앙부	5	-1669.52	-	-633.97	-552.55	-1669.52	
		우측	6	-1669.52	-	-939.85	-799.23	-1669.52	
중간 슬래브	1경간	좌측	7	-937.27	-	-514.18	-502.81	-940.09	
		중앙부	8	-937.27	-	-500.35	-494.93	-940.09	
		우측	9	-937.27	-	-514.18	-502.81	-940.09	
좌측 벽체	1층	상부	10	-1765.78	-	-416.42	-388.75	-1765.78	
		중앙부	11	-1765.78	-	-452.17	-461.48	-1802.59	
		하부	12	-1984.69	-	-722.26	-663.87	-1984.69	
	2층	상부	13	-826.12	-	-247.86	-220.63	-826.12	
		중앙부	14	-979.56	-	-512.16	-404.18	-979.56	
		하부	15	-979.56	-	-512.16	-404.18	-979.56	
우측 벽체	1층	상부	16	-1765.78	-	-416.42	-388.75	-1765.78	
		중앙부	17	-1984.69	-	-722.26	-663.87	-1984.69	
		하부	18	-1984.69	-	-722.26	-663.87	-1984.69	
	2층	상부	19	-826.12	-	-247.86	-220.63	-826.12	
		중앙부	20	-942.28	-	-452.20	-361.92	-942.28	
		하부	21	-979.56	-	-512.16	-404.18	-979.56	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-835.74	-	-	-	-835.74	
		중앙부	2	588.13	-	-	-	588.13	
		우측	3	-835.74	-	-	-	-835.74	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-2411.21	-	-	-	-2411.21	
		중앙부	5	1248.86	-	-	-	1248.86	
		우측	6	-2411.21	-	-	-	-2411.21	
중간 슬래브	1경간	좌측	7	-1264.60	-	-	-	-1264.60	
		중앙부	8	842.84	-	-	-	842.84	
		우측	9	-1264.60	-	-	-	-1264.60	
좌측 벽체	1층	상부	10	-968.70	-	-	-	-968.70	
		중앙부	11	916.74	-	-	-	916.74	
		하부	12	-2508.57	-	-	-	-2508.57	
	2층	상부	13	-876.85	-	-	-	-876.85	
		중앙부	14	791.00	-	-	-	791.00	
		하부	15	-13.05	-	-	-	-13.05	
우측 벽체	1층	상부	16	-968.70	-	-	-	-968.70	
		중앙부	17	-	-	-	-	-	
		하부	18	-2508.57	-	-	-	-2508.57	
	2층	상부	19	-876.85	-	-	-	-876.85	
		중앙부	20	506.89	-	-	-	506.89	
		하부	21	-13.05	-	-	-	-13.05	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1067	1211.15	1604.36	3436.02	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.32
		중앙부	2	1000	920	844.62	1080.45	2773.04	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.28
		우측	3	1000	1067	1211.15	1604.36	3436.02	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.32
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1150	3425.16	4490.08	9434.50	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.31
		중앙부	5	1000	1220	1809.69	2053.48	4507.95	H29 - 8.0EA	5139.20	1.13
		우측	6	1000	1150	3425.16	4490.08	9434.50	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.31
중간슬래브	1경간	좌측	7	1000	1387	2232.29	2611.40	4884.72	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.17
		중앙부	8	1000	1220	1211.74	2053.48	2984.91	H29 - 8.0EA	5139.20	1.69
		우측	9	1000	1387	2232.29	2611.40	4884.72	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.17
좌측벽체	1층	상부	10	1000	1567	1688.89	7890.20	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9800.00	4.67
		중앙부	11	1000	1420	1366.83	6368.94	-	H25 - 8.0EA	9800.00	4.66
		하부	12	1000	1350	3506.49	7843.50	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	16760.80	2.24
	2층	상부	13	1000	950	1272.48	1991.30	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8650.00	1.56
		중앙부	14	1000	820	1054.50	1593.79	-	H25 - 8.0EA	9800.00	1.51
		하부	15	1000	800	573.09	2708.08	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9800.00	4.72
우측벽체	1층	상부	16	1000	1567	1688.89	7840.70	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9321.60	4.64
		중앙부	17	1000	1420	1354.15	6726.04	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	16282.40	4.97
		하부	18	1000	1350	3506.49	7801.65	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	16282.40	2.23
	2층	상부	19	1000	950	1272.48	1994.47	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	8171.60	1.57
		중앙부	20	1000	820	666.63	1865.06	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7290.80	2.80
		하부	21	1000	800	573.09	2680.39	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9321.60	4.68

(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	584.6	579.8	1040.69	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	597.6	114.8	830.69	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	584.6	579.8	1040.69	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	746.9	1146.4	1329.77	2.00	173.66	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	792.4	1022.9	1101.56	2.00	188.88	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	746.9	1146.4	1329.77	2.00	173.66	H13	150	253.40	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	7	792.4	590.9	1410.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	792.4	506.2	1410.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		우측	9	792.4	590.9	1410.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	10	985.8	830.8	1340.55	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	1001.5	906.8	1721.14	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	959.7	1125.2	1301.81	2.00	122.55	H13	300	253.40	O.K
	2층	상부	13	553.7	543.7	959.12	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	14	574.0	387.4	989.59	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	15	560.0	387.1	965.45	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	16	985.8	830.8	1340.55	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	17	1009.5	906.8	1729.14	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	18	959.7	1125.0	1301.81	2.00	122.44	H13	300	253.40	O.K
	2층	상부	19	553.7	543.8	959.12	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	20	572.4	387.4	988.01	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	21	560.0	387.1	965.45	2.00	-	H13	150	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	1166.67	1066.67	100.00	1211.15	579.84

* 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 (1066.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03095

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3436.024 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.338]

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 = 0.00431

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 (1066.67 - a/2) = 1604.363 kN.m

≥ Mu (= 1211.150 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.325]

* 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 (= 579.843 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	1000.00	920.00	80.00	844.62	114.77

* 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 (920.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03465

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2773.042 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.289]

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 = 0.00389

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 (920.00 - a/2) = 1080.450 kN.m

≥ Mu (= 844.623 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.279]

* 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 (= 114.767 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	1166.67	1066.67	100.00	1211.15	579.84

* 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 (1066.67 - 94.249) / 94.249 = 0.03095

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3436.024 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.338]

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 = 0.00431

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 (1066.67 - a/2) = 1604.363 kN.m

≥ Mu (= 1211.150 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.325]

* 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 (= 579.843 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	1300.00	1150.00	100.00	3425.16	1146.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1200.00 - 260.560) / 260.560 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 9434.498 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.347]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.01105

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1150.00 - a/2) = 4490.077 kN.m

≥ Mu (= 3425.156 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.311]

* 전단에 대한 검토 (d = 1150.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1150.00 = 746.947 kN

< Vu (= 1146.365 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1146.365-746.947) x 150.00 / (400x1150.00xΦ) x 1000 = 173.660 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1150.00 / 150.00 x 1000 = 777.093 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1150.00 / 1000 = 3983.717 kN ≥ 777.093 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (995.929 + 777.093) = 1329.767 kN ≥ 1146.365 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	1300.00	1220.00	80.00	1809.69	1022.85

* 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 (1220.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03173

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4507.954 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.140]

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 = 0.00421

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 (1220.00 - a/2) = 2053.484 kN.m

≥ Mu (= 1809.687 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.135]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

< Vu (= 1022.851 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1022.851-792.413) x 300.00 / (400x1220.00xΦ) x 1000 = 188.883 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1220.00 / 300.00 x 1000 = 412.197 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 / 1000 = 4226.204 kN ≥ 412.197 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1056.551 + 412.197) = 1101.561 kN ≥ 1022.851 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1300.00	1150.00	100.00	3425.16	1146.37

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1200.00 - 260.560) / 260.560 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 9434.498 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.347]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.01105

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1150.00 - a/2) = 4490.077 kN.m

≥ Mu (= 3425.156 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.311]

* 전단에 대한 검토 (d = 1150.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1150.00 = 746.947 kN

< Vu (= 1146.365 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1146.365-746.947) x 150.00 / (400x1150.00xΦ) x 1000 = 173.660 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1150.00 / 150.00 x 1000 = 777.093 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1150.00 / 1000 = 3983.717 kN ≥ 777.093 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (995.929 + 777.093) = 1329.767 kN ≥ 1146.365 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	1466.67	1386.67	80.00	2232.29	590.90

* 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 (1386.67 - 117.830) / 117.830 = 0.03231

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4884.725 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.176]

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 = 0.00414

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 (1386.67 - a/2) = 2611.396 kN.m

≥ Mu (= 2232.287 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.170]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 590.896 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	1300.00	1220.00	80.00	1211.74	506.18

* 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 (1220.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03173

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad . \quad As = 2984.906 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 1.722]

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 = 0.00421

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 (1220.00 - a/2) = 2053.484 kN.m

≥ Mu (= 1211.740 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.695]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 506.177 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	1466.67	1386.67	80.00	2232.29	590.90

* 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 (1386.67 - 117.830) / 117.830 = 0.03231

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4884.725 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) . [사용률 = 1.176]

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 = 0.00414

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 (1386.67 - a/2) = 2611.396 kN.m

≥ Mu (= 2232.287 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.170]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 590.896 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)
1,000	1,667	100	1,567	1765.783	1688.892	956.5

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 2298560.0 x 100.000 + 1621440.0 x 1586.667) / 42170000.0

= 822.327 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.00 mm, ab = k1 x cb = 799.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 18337.050 + 1528.410 - 2298.560 = 17566.900 kN

Mb = Cc x 444.839 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10985.579 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 625.357 mm, e = Mu/Pu = 956.455 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 536.99 mm, a = k1 x c = 456.44 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 456442.181 = 10475.348 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 10475.348 + 1528.410 - 2298.560 = 9705.198 kN

Mn = Cc x 594.106 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9282.590 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=956.456)| = 0.0005 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 536.991 mm, a = k1 x c = 456.442 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-536.99) / 536.99 = 0.00575

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} = 30496.072 kN ≥ Pn = 9705.198 kN

ΦPn = 0.85 x 9705.198 = 8249.418 kN ≥ Pu = 1765.783 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.956 = 7890.197 kN.m ≥ Mu = 1688.892 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 985.787 kN

≥ Vu (= 830.764 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(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	1,500	80	1,420	1802.588	1366.829	758.3

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1400.000) / 38345000.0

= 760.632 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.00 mm, ab = k1 x cb = 724.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 16620.390 + 2166.680 - 1621.440 = 17165.630 kN

Mb = Cc x 377.268 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8759.244 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 510.278 mm, e = Mu/Pu = 758.259 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 478.61 mm, a = k1 x c = 406.82 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 406816.425 = 9336.437 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 9336.437 + 2166.680 - 1621.440 = 9881.677 kN

Mn = Cc x 557.224 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7492.861 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=758.258) | = 0.0012 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 478.608 mm, a = k1 x c = 406.816 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-478.61) / 478.61 = 0.00590

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} = 30496.072 kN ≥ Pn = 9881.677 kN

ΦPn = 0.85 x 9881.677 = 8399.426 kN ≥ Pu = 1802.588 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.758 = 6368.942 kN.m ≥ Mu = 1366.829 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 1001.486 kN

≥ Vu (= 906.750 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)
1,000	1,500	100	1,350	1984.692	3506.493	1766.8

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0112) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 5082880.0 x 150.000 + 1621440.0 x 1420.000) / 41129320.0
= 702.264 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 810.00 mm, ab = k1 x cb = 688.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 688500.000 = 15801.075 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 15801.075 + 1528.410 - 5082.880 = 12246.605 kN

Mb = Cc x 453.486 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11069.657 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 903.896 mm, e = Mu/Pu = 1766.769 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 449.95 mm, a = k1 x c = 382.46 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 382455.862 = 8777.362 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 8777.362 + 1528.410 - 5082.880 = 5222.892 kN

Mn = Cc x 511.036 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9227.629 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1766.766)| = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 100.00 = 1400.000 mm

c = 449.948 mm, a = k1 x c = 382.456 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1400.00-449.95) / 449.95 = 0.00633

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} = 32595.728 kN ≥ Pn = 5222.892 kN

ΦPn = 0.85 x 5222.892 = 4439.458 kN ≥ Pu = 1984.692 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.767 = 7843.499 kN.m ≥ Mu = 3506.493 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 1350.00 = 959.721 kN

< Vu (= 1125.170 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1125.170 - 959.721) x 300.00 / (400.0 x 1350.00 x Φ) = 122.555 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1350.00 / 300.00 = 456.120 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 = 4676.537 kN ≥ 456.120 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1279.628 + 456.120) = 1301.811 kN ≥ 1125.170 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)
1,000	1,050	100	950	826.123	1272.48	1540.3

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0096) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24096735.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (24096735.0 x 524.98 + 1838560.0 x 100.000 + 1621440.0 x 969.967) / 27556735.0

= 522.812 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 569.98 mm, ab = k1 x cb = 484.48 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484483.000 = 11118.885 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 11118.885 + 1528.410 - 1838.560 = 10808.735 kN

Mb = Cc x 284.913 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4628.721 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 428.239 mm, e = Mu/Pu = 1540.304 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 129.39 mm, a = k1 x c = 109.98 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 109983.088 = 2524.112 kN

∑Csi = 835.382 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2524.112 + 835.382 - 1838.560 = 1520.933 kN

Mn = Cc x 467.820 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2342.703 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1540.306) | = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1049.97 - 100.00 = 949.967 mm

c = 129.392 mm, a = k1 x c = 109.983 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (949.97-129.39) / 129.39 = 0.01903

εt ≥ 0.00500 이므로 인장지배단면이며, Φ = 0.85 를 적용한다.

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19133.186 kN ≥ Pn = 1520.933 kN

ΦPn = 0.85 x 1520.933 = 1292.793 kN ≥ Pu = 826.123 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.540 = 1991.295 kN.m ≥ Mu = 1272.480 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 = 553.684 kN

≥ Vu (= 543.695 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)
1,000	900	80	820	979.555	1054.501	1076.5

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ 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 = 2298560.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1621440.0 x 80.000 + 2298560.0 x 800.000) / 24575000.0

= 458.324 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 = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 9597.690 + 2166.680 - 1621.440 = 10142.930 kN

Mb = Cc x 232.576 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3585.924 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 353.539 mm, e = Mu/Pu = 1076.511 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 134.16 mm, a = k1 x c = 114.04 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 114037.819 = 2617.168 kN

∑Csi = 746.055 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 2617.168 + 746.055 - 1621.440 = 1741.783 kN

Mn = Cc x 401.305 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1875.051 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1076.512) | = 0.0017 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 134.162 mm, a = k1 x c = 114.038 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-134.16) / 134.16 = 0.01534

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} = 19480.072 kN ≥ Pn = 1741.783 kN

ΦPn = 0.85 x 1741.783 = 1480.515 kN ≥ Pu = 979.555 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.077 = 1593.791 kN.m ≥ Mu = 1054.501 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 = 574.012 kN

≥ Vu (= 387.442 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)
1,000	900	100	800	979.555	573.093	585.1

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 4053.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ 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 = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2298560.0 x 100.000 + 1621440.0 x 820.000) / 24575000.0

= 441.676 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 480.00 mm, ab = k1 x cb = 408.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 408000.000 = 9363.600 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 9363.600 + 1528.410 - 2298.560 = 8593.450 kN

Mb = Cc x 254.324 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3744.985 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 435.795 mm, e = Mu/Pu = 585.055 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 341.87 mm, a = k1 x c = 290.59 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 290592.194 = 6669.091 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 6669.091 + 1528.410 - 2298.560 = 5898.941 kN

Mn = Cc x 296.380 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3451.209 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=585.056)| = 0.0011 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 341.873 mm, a = k1 x c = 290.592 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-341.87) / 341.87 = 0.00402

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) = 0.785

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 19480.072 kN ≥ Pn = 5898.941 kN

ΦPn = 0.78 x 5898.941 = 4628.760 kN ≥ Pu = 979.555 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.585 = 2708.077 kN.m ≥ Mu = 573.093 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 560.011 kN

≥ Vu (= 387.145 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)
1,000	1,667	100	1,567	1765.783	1688.892	956.5

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 ㎜), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 ㎜

Asf = 3575.200 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0062) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 2298560.0 x 100.000 + 1430080.0 x 1586.667) / 41978640.0

= 818.843 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.00 ㎜, ab = k1 x cb = 799.00 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 18337.050 + 1348.029 - 2298.560 = 17386.519 kN

Mb = Cc x 448.324 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10908.286 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 627.399 ㎜, e = Mu/Pu = 956.455 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 543.12 ㎜, a = k1 x c = 461.65 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 461649.084 = 10594.846 kN

∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 10594.846 + 1348.029 - 2298.560 = 9644.316 kN

Mn = Cc x 588.018 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9224.363 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=956.456)| = 0.0010 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 ㎜

c = 543.117 ㎜, a = k1 x c = 461.649 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-543.12) / 543.12 = 0.00565

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} = 30351.767 kN ≥ Pn = 9644.316 kN

ΦPn = 0.85 x 9644.316 = 8197.668 kN ≥ Pu = 1765.783 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.956 = 7840.701 kN.m ≥ Mu = 1688.892 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 985.787 kN

≥ Vu (= 830.818 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 1층(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	1,500	80	1,420	1984.692	1354.153	682.3

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 12707.200 ㎟ (압축중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 5082880.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 1430080.0 x 80.000 + 5082880.0 x 1350.000) / 40937960.0

= 801.091 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.00 mm, ab = k1 x cb = 724.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 4791.250 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 16620.390 + 4791.250 - 1430.080 = 19981.560 kN

Mb = Cc x 336.809 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9259.068 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 463.381 mm, e = Mu/Pu = 682.299 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 428.69 mm, a = k1 x c = 364.39 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 364387.436 = 8362.692 kN

∑Csi = 4664.923 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 8362.692 + 4664.923 - 1430.080 = 11597.534 kN

Mn = Cc x 618.898 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7912.963 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=682.297)| = 0.0018 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 428.691 mm, a = k1 x c = 364.387 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-428.69) / 428.69 = 0.00694

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} = 32451.423 kN ≥ Pn = 11597.534 kN

ΦPn = 0.85 x 11597.534 = 9857.904 kN ≥ Pu = 1984.692 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.682 = 6726.036 kN.m ≥ Mu = 1354.153 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 1009.484 kN

≥ Vu (= 906.834 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)
1,000	1,500	100	1,350	1984.692	3506.493	1766.8

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 5082880.0 x 150.000 + 1430080.0 x 1420.000) / 40937960.0
= 698.909 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 810.00 mm, ab = k1 x cb = 688.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 688500.000 = 15801.075 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 15801.075 + 1348.029 - 5082.880 = 12066.224 kN

Mb = Cc x 456.841 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10980.673 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 910.034 mm, e = Mu/Pu = 1766.769 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 457.77 mm, a = k1 x c = 389.10 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 389101.249 = 8929.874 kN

∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 8929.874 + 1348.029 - 5082.880 = 5195.023 kN

Mn = Cc x 504.358 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9178.421 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1766.772) | = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 100.00 = 1400.000 mm

c = 457.766 mm, a = k1 x c = 389.101 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1400.00-457.77) / 457.77 = 0.00617

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} = 32451.423 kN ≥ Pn = 5195.023 kN

ΦPn = 0.85 x 5195.023 = 4415.769 kN ≥ Pu = 1984.692 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.767 = 7801.646 kN.m ≥ Mu = 3506.493 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 1350.00 = 959.721 kN

< Vu (= 1125.013 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1125.013 - 959.721) x 300.00 / (400.0 x 1350.00 x Φ) = 122.439 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1350.00 / 300.00 = 456.120 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 = 4676.537 kN ≥ 456.120 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1279.628 + 456.120) = 1301.811 kN ≥ 1125.013 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)
1,000	1,050	100	950	826.123	1272.48	1540.3

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0091) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1050.0 x 1000.0 = 24096735.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (24096735.0 x 524.98 + 1838560.0 x 100.000 + 1430080.0 x 969.967) / 27365375.0

= 519.685 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 569.98 mm, ab = k1 x cb = 484.48 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 484483.000 = 11118.885 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 11118.885 + 1348.029 - 1838.560 = 10628.354 kN

Mb = Cc x 288.040 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4581.296 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 431.045 mm, e = Mu/Pu = 1540.304 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 132.82 mm, a = k1 x c = 112.89 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 112894.415 = 2590.927 kN

∑Csi = 770.993 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 2590.927 + 770.993 - 1838.560 = 1523.360 kN

Mn = Cc x 463.238 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2346.451 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1540.313) | = 0.0085 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1049.97 - 100.00 = 949.967 mm

c = 132.817 mm, a = k1 x c = 112.894 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (949.97-132.82) / 132.82 = 0.01846

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} = 18988.881 kN ≥ Pn = 1523.360 kN

ΦPn = 0.85 x 1523.360 = 1294.856 kN ≥ Pu = 826.123 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.540 = 1994.472 kN.m ≥ Mu = 1272.480 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 = 553.684 kN

≥ Vu (= 543.772 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)
1,000	900	80	820	942.277	666.633	707.5

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3715.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H19- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0081) ≤ 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 = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 1486240.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 1430080.0 x 80.000 + 1486240.0 x 800.000) / 23571320.0

= 449.620 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 = 1400.967 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 9597.690 + 1400.967 - 1430.080 = 9568.577 kN

Mb = Cc x 241.280 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3335.183 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 348.556 mm, e = Mu/Pu = 707.471 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 184.37 mm, a = k1 x c = 156.72 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 156715.589 = 3596.623 kN

∑Csi = 934.918 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 3596.623 + 934.918 - 1430.080 = 3101.461 kN

Mn = Cc x 371.263 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2194.185 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=707.468) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 80.00 = 820.000 mm

c = 184.371 mm, a = k1 x c = 156.716 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (820.00-184.37) / 184.37 = 0.01034

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} = 18723.197 kN ≥ Pn = 3101.461 kN

ΦPn = 0.85 x 3101.461 = 2636.242 kN ≥ Pu = 942.277 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.707 = 1865.063 kN.m ≥ Mu = 666.633 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 = 572.436 kN

≥ Vu (= 387.437 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)
1.000	900	100	800	979.555	573.093	585.1

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 900.0 x 1000.0 = 20655000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (20655000.0 x 450.00 + 2298560.0 x 100.000 + 1430080.0 x 820.000) / 24383640.0

= 438.707 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 = 1348.029 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 9363.600 + 1348.029 - 2298.560 = 8413.069 kN

Mb = Cc x 257.293 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3701.722 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 439.997 mm, e = Mu/Pu = 585.055 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 348.54 mm, a = k1 x c = 296.26 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 296260.071 = 6799.169 kN

∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 6799.169 + 1348.029 - 2298.560 = 5848.638 kN

Mn = Cc x 290.577 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3421.781 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=585.056) | = 0.0014 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 900.00 - 100.00 = 800.000 mm

c = 348.541 mm, a = k1 x c = 296.260 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (800.00-348.54) / 348.54 = 0.00389

→ 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} = 19335.767 kN ≥ Pn = 5848.638 kN

ΦPn = 0.78 x 5848.638 = 4581.433 kN ≥ Pu = 979.555 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.585 = 2680.388 kN.m ≥ Mu = 573.093 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 800.00 = 560.011 kN

≥ Vu (= 387.141 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 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

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

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

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

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

7) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

8) 중간슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

9) 중간슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ 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) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

13) 좌측벽체 : 2층(상부)

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 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

15) 좌측벽체 : 2층(하부)

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 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17) 우측벽체 : 1층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

18) 우측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

19) 우측벽체 : 2층(상부)

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) 우측벽체 : 2층(중앙부)

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 : 2층(하부)

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]

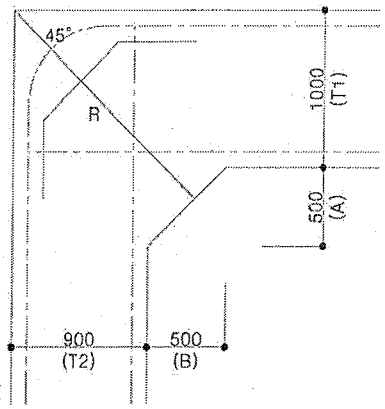
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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 = 876.848 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 876.848 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1697.056 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 876.85 \times 10^6}{1697.056^2 \times 1000} = 1.522 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 876.85 \times 10^6}{1697.056 \times 180} = 5740.974 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5740.974 mm² - 2026.800 mm²

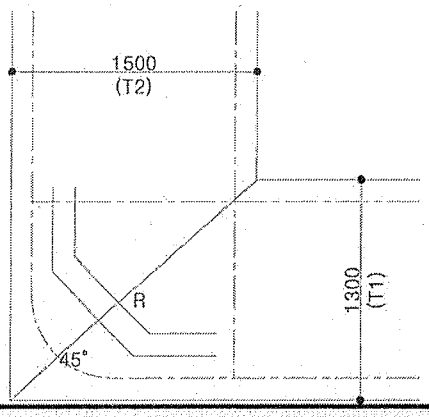
= 3714.174 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3714.174 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2508.566 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2508.566 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1984.943$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm^2

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm^2

∴ Total Asb = 6353.600 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2508.57 \times 10^6}{1984.943^2 \times 1000} = 3.183\ MPa > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2508.57 \times 10^6}{1984.943 \times 180} = 14042.192\ mm$$

Asb = 6353.600 mm^2

Req'd As = As - Asb

= 14042.192 mm^2 - 6353.600 mm^2

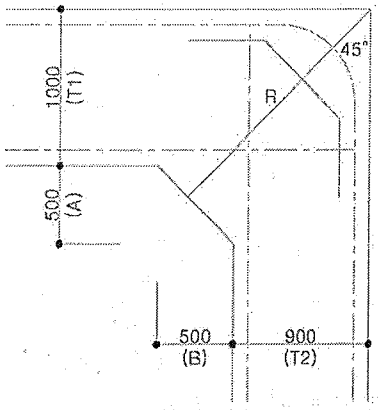
= 7688.592 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm^2 > Req'd As (= 7688.592 mm^2) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 876.848 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 876.848 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 1697.056 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 876.85 \times 10^6}{1697.056^2 \times 1000} = 1.522 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 876.85 \times 10^6}{1697.056 \times 180} = 5740.974 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5740.974 mm² - 2026.800 mm²

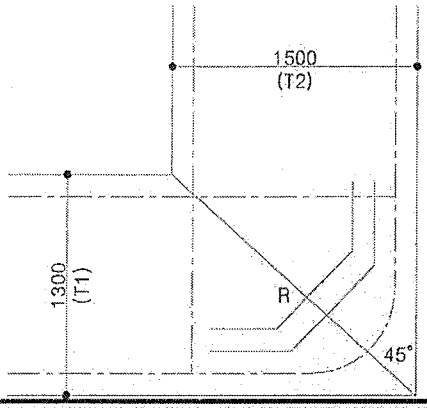
= 3714.174 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3714.174 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2508.566 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2508.566 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1984.943$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm^2

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm^2

∴ Total Asb = 6353.600 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2508.57 \times 10^6}{1984.943^2 \times 1000} = 3.183 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2508.57 \times 10^6}{1984.943 \times 180} = 14042.192 \text{ mm}$$

Asb = 6353.600 mm^2

Req'd As = As - Asb

= 14042.192 mm^2 - 6353.600 mm^2

= 7688.592 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm^2 > Req'd As (= 7688.592 mm^2) ----------> 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	1067	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	214.772	O.K	1.718
		중앙부	2	920	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	241.191	O.K	1.930
		우측	3	1067	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	214.772	O.K	1.718
하부슬래브	1경간	좌측	4	1150	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	215.803	O.K	1.726
		중앙부	5	1220	H29 - 8.0EA	125	203.256	O.K	1.626
		우측	6	1150	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	215.803	O.K	1.726
중간슬래브	1경간	좌측	7	1387	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	300.881	O.K	2.407
		중앙부	8	1220	H29 - 8.0EA	125	380.054	O.K	3.040
		우측	9	1387	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	300.881	O.K	2.407
좌측벽체	1층	1층(상부)	10	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	472.498	O.K	3.780
		1층(중앙부)	11	1420	H25 - 8.0EA	125	295.890	O.K	2.367
		1층(하부)	12	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	274.127	O.K	2.193
	2층	2층(상부)	13	950	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	148.519	O.K	1.188
		2층(중앙부)	14	820	H25 - 8.0EA	125	136.724	O.K	1.094
		2층(하부)	15	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	20197.076	O.K	161.577
우측벽체	1층	1층(상부)	16	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	472.498	O.K	3.780
		1층(중앙부)	17	1420	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		1층(하부)	18	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	274.127	O.K	2.193
	2층	2층(상부)	19	950	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	148.519	O.K	1.188
		2층(중앙부)	20	820	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	253.552	O.K	2.028
		2층(하부)	21	800	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	20197.076	O.K	161.577

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 835.737 x 1000000 / [4596.400 x (1066.667 - 231.785/3)]
= 183.771 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1066.7/(7x4596.400)]
= 231.785 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 / 183.77) - 2.5 x 85.50 = 214.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.77) = 342.82 mm
Sa는 작은 값인 214.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 214.77 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 588.125 x 1000000 / [3575.200 x (920.000 - 191.017/3)]
= 192.101 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x920.0/(7x3575.200)]
= 191.017 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 / 192.10) - 2.5 x 67.50 = 241.19 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 192.10) = 327.95 mm
Sa는 작은 값인 241.19 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 241.19 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 835.737 x 1000000 / [4596.400 x (1066.667 - 231.785/3)]
= 183.771 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1066.7/(7x4596.400)]
= 231.785 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 / 183.77) - 2.5 x 85.50 = 214.77 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.77) = 342.82 mm
Sa는 작은 값인 214.77 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 214.77 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2411.212 x 1000000 / [12707.200 x (1150.000 - 372.025/3)]
= 184.945 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1150.0/(7x12707.200)]
= 372.025 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.94) - 2.5 x 84.00 = 215.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.94) = 340.64 mm
Sa는 작은 값인 215.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 215.80 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1248.862 x 1000000 / [5139.200 x (1220.000 - 262.474/3)]
= 214.574 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x5139.200)]
= 262.474 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 214.57) - 2.5 x 65.50 = 203.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.57) = 293.60 mm
Sa는 작은 값인 203.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 203.26 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2411.212 x 1000000 / [12707.200 x (1150.000 - 372.025/3)]
= 184.945 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1150.0/(7x12707.200)]
= 372.025 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 184.94) - 2.5 x 84.00 = 215.80 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 184.94) = 340.64 mm
Sa는 작은 값인 215.80 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 215.80 mm) ∴ O.K

7) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1264.596 x 1000000 / [5746.400 x (1386.667 - 296.190/3)]
= 170.868 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1386.7/(7x5746.400)]
= 296.190 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 / 170.87) - 2.5 x 64.00 = 300.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 170.87) = 368.71 mm
Sa는 작은 값인 300.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 300.88 mm) ∴ O.K

8) 중간슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 842.840 x 1000000 / [5139.200 x (1220.000 - 262.474/3)]
= 144.813 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x5139.200)]
= 262.474 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 144.81) - 2.5 x 65.50 = 380.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 144.81) = 435.04 mm
Sa는 작은 값인 380.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 380.05 mm) ∴ O.K

9) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1264.596 x 1000000 / [5746.400 x (1386.667 - 296.190/3)]
= 170.868 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1386.7/(7x5746.400)]
= 296.190 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 / 170.87) - 2.5 x 64.00 = 300.88 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 170.87) = 368.71 mm
Sa는 작은 값인 300.88 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 300.88 mm) ∴ O.K

10) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 968.699 x 1000000 / [5746.400 x (1566.667 - 317.065/3)]
= 115.385 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x5746.400)]
= 317.065 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 / 115.39) - 2.5 x 84.00 = 472.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.39) = 546.00 mm
Sa는 작은 값인 472.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 472.50 mm) ∴ O.K

11) 좌측벽체 1층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 916.744 x 1000000 / [4053.600 x (1420.000 - 256.915/3)]
= 169.486 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x4053.600)]
= 256.915 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 / 169.49) - 2.5 x 67.50 = 295.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 169.49) = 371.71 mm
Sa는 작은 값인 295.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 295.89 mm) ∴ O.K

12) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2508.566 x 1000000 / [12707.200 x (1350.000 - 409.124/3)]
= 162.664 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x12707.200)]
= 409.124 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.66) - 2.5 x 84.00 = 274.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 162.66) = 387.30 mm
Sa는 작은 값인 274.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 274.13 mm) ∴ O.K

13) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 876.848 x 1000000 / [4596.400 x (949.967 - 217.155/3)]
= 217.380 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.155 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 / 217.38) - 2.5 x 85.50 = 148.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.38) = 289.82 mm
Sa는 작은 값인 148.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 148.52 mm) ∴ O.K

14) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 790.995 x 1000000 / [4053.600 x (820.000 - 189.203/3)]
= 257.796 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x820.0/(7x4053.600)]
= 189.203 mm

사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 25/2 = 67.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 257.80) - 2.5 x 67.50 = 136.72 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 257.80) = 244.38 mm
Sa는 작은 값인 136.72 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 136.72 mm) ∴ O.K

15) 좌측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13.045 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 3.119 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 / 3.12) - 2.5 x 84.00 = 25036.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.12) = 20197.08 mm
Sa는 작은 값인 20197.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 20197.08 mm) ∴ O.K

16) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 968.699 x 1000000 / [5746.400 x (1566.667 - 317.065/3)]
= 115.385 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x5746.400)]
= 317.065 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 / 115.39) - 2.5 x 84.00 = 472.50 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 115.39) = 546.00 mm
Sa는 작은 값인 472.50 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 472.50 mm) ∴ O.K

17) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2508.566 x 1000000 / [12707.200 x (1350.000 - 409.124/3)]
= 162.664 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x12707.200)]
= 409.124 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 162.66) - 2.5 x 84.00 = 274.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 162.66) = 387.30 mm
Sa는 작은 값인 274.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 274.13 mm) ∴ O.K

18) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 876.848 x 1000000 / [4596.400 x (949.967 - 217.155/3)]
= 217.380 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x950.0/(7x4596.400)]
= 217.155 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 / 217.38) - 2.5 x 85.50 = 148.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 217.38) = 289.82 mm
Sa는 작은 값인 148.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 148.52 mm) ∴ O.K

19) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 506.888 x 1000000 / [3575.200 x (820.000 - 179.105/3)]
= 186.478 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 / 186.48) - 2.5 x 67.50 = 253.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 186.48) = 337.84 mm

Sa는 작은 값인 253.55 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 253.55 mm) ∴ O.K

20) 우측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 13.045 x 1000000 / [5746.400 x (800.000 - 216.636/3)]
= 3.119 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 / 3.12) - 2.5 x 84.00 = 25036.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 3.12) = 20197.08 mm

Sa는 작은 값인 20197.08 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 20197.08 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.00 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.900 / 28

T = 0.389 m < 1.000 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

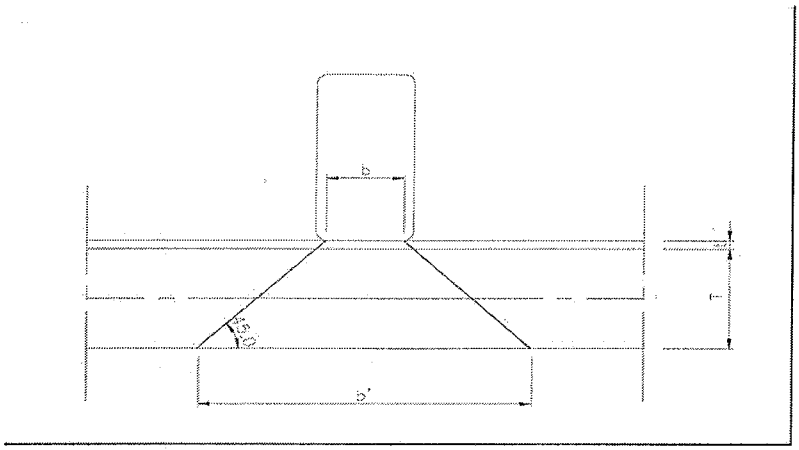
1) 고정하중

- 구체자중 = 1551.695 / 12.400 = 125.137 kN/m²
- 상재고정하중 = 29.500 kN/m²
- 상부연직하중 = 34.186 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

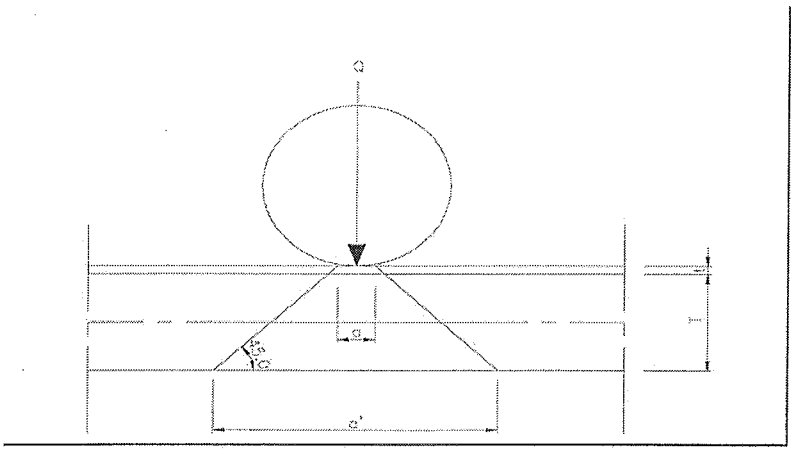


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1300 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.300 + 0.040) × cot 45°

= 3.180 m



a' = 0.200 + 2 × (1.300 + 0.040) × cot 45°

= 2.880 m

Qz = 96.0 / (3.180 × 2.880)= 10.482 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 138.54 + 29.50 + 34.19 + 39.00 + 0.92 + 10.48

= 252.632 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 138.54 + 29.50 + 34.19 + 39.00 + 0.92 + 10.48

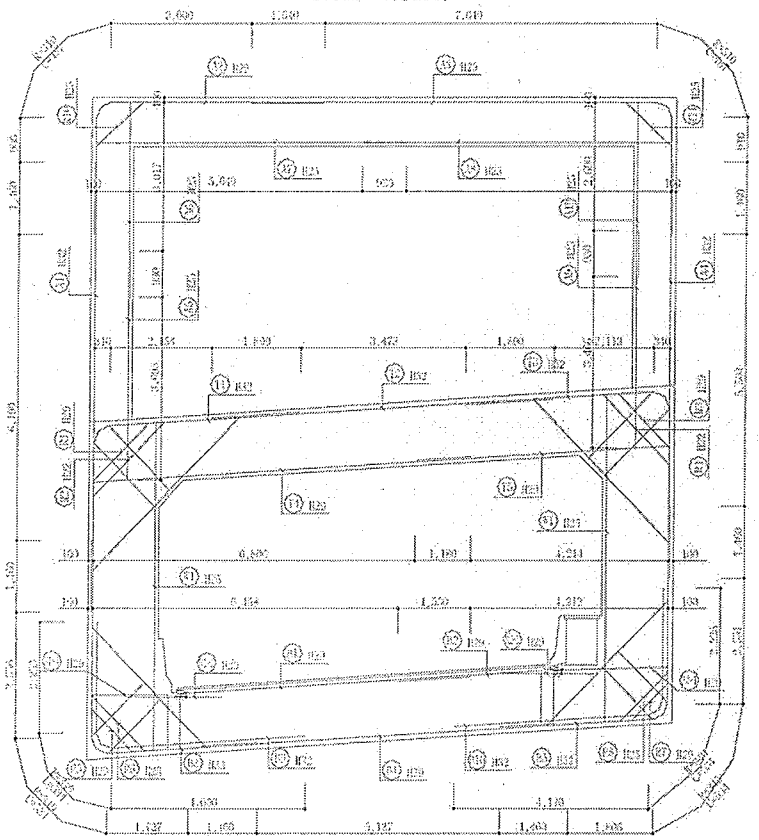
= 252.632 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

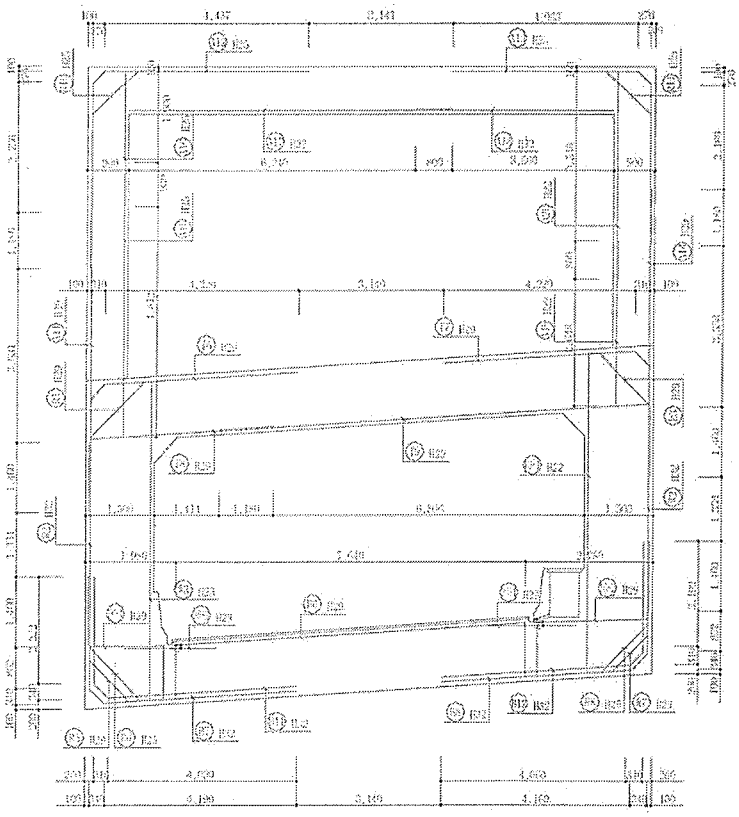
Qa = 749.47 kN/m² ≥ Qmax = 252.632 kN/m² ..... O.K

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

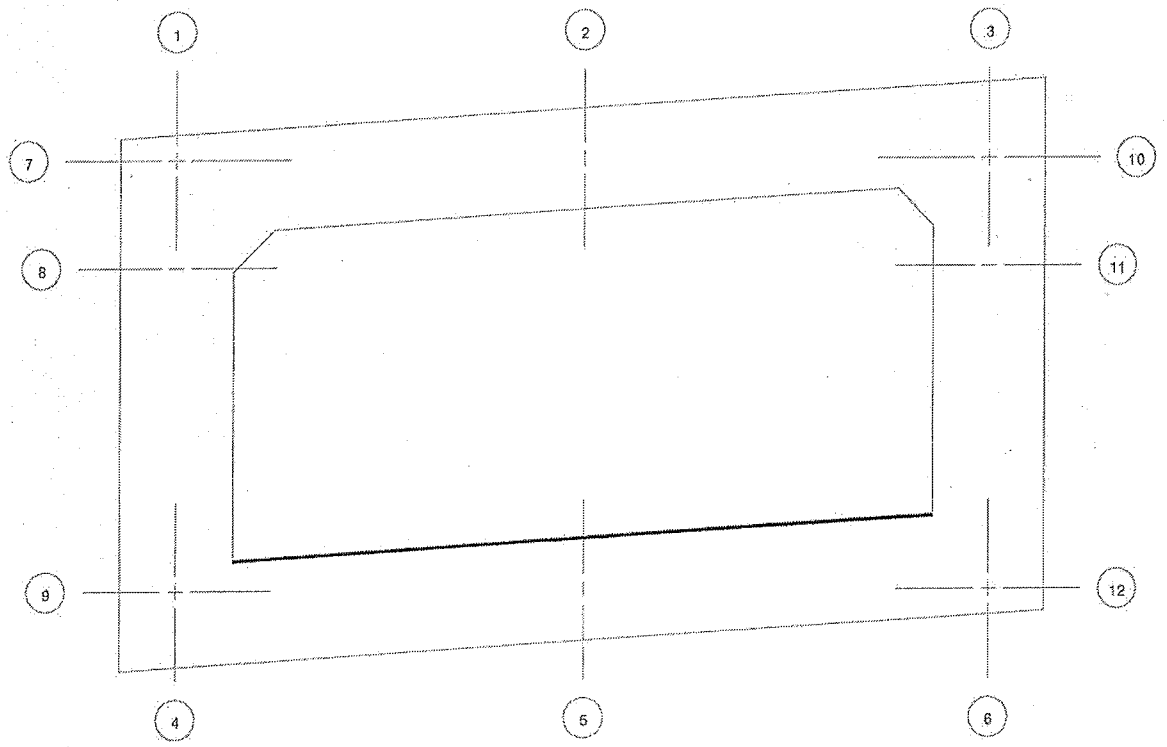


B4(뒤)

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	207.806	1200	400	O.K

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	1300.14	2347.453	1.806	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1367	1316.31	2572.32	2885.91	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.95
		중앙부	2	1000	1220	1498.74	2053.48	3711.56	H29 - 8.0EA	5139.20	1.37
		우측	3	1000	1367	1316.31	2572.32	2885.91	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.95
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1150	1952.59	4490.08	5198.63	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	2.30
		중앙부	5	1000	1220	1380.03	2053.48	3410.04	H29 - 8.0EA	5139.20	1.49
		우측	6	1000	1150	1952.59	4490.08	5198.63	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	2.30
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1567	1877.84	5207.23	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9321.60	2.77
		중앙부	8	1000	1420	592.50	6760.78	-	H25 - 8.0EA	9928.80	11.41
		하부	9	1000	1350	2216.11	7958.25	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	16282.40	3.59
우측벽체	1층	상부	10	1000	1567	1877.84	5207.23	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9321.60	2.77
		중앙부	11	1000	1420	592.50	6760.78	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9928.80	11.41
		하부	12	1000	1350	2216.11	7958.25	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	16282.40	3.59

■ 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	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	8	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	9	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	11	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		하부	12	1800.0	3310.7	O.K	1800.0	3310.7	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래	1경간	좌측	1	779.4	731.7	1387.58	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	792.4	239.1	1101.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	779.4	731.7	1387.58	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
하부슬래	1경간	좌측	4	746.9	849.7	1329.77	2.00	44.69	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	792.4	264.9	1101.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	746.9	849.7	1329.77	2.00	44.69	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	957.8	444.9	1312.55	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	973.4	390.1	1693.07	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	9	932.7	585.7	1274.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	957.8	444.9	1312.55	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	973.4	390.1	1693.07	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	932.7	585.7	1274.81	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	1367	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	421.052	O.K	3.368
		중앙부	2	1220	H29 - 8.0EA	125	243.239	O.K	1.946
		우측	3	1367	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	421.052	O.K	3.368
하부슬래브	1경간	좌측	4	1150	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	507.546	O.K	4.060
		중앙부	5	1220	H29 - 8.0EA	125	283.128	O.K	2.265
		우측	6	1150	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	507.546	O.K	4.060
좌측벽체	1층	상부	7	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	289.015	O.K	2.312
		중앙부	8	1420	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	529.125	O.K	4.233
우측벽체	1층	상부	10	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	289.015	O.K	2.312
		중앙부	11	1420	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	529.125	O.K	4.233

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp A BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 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 : 4.645 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)

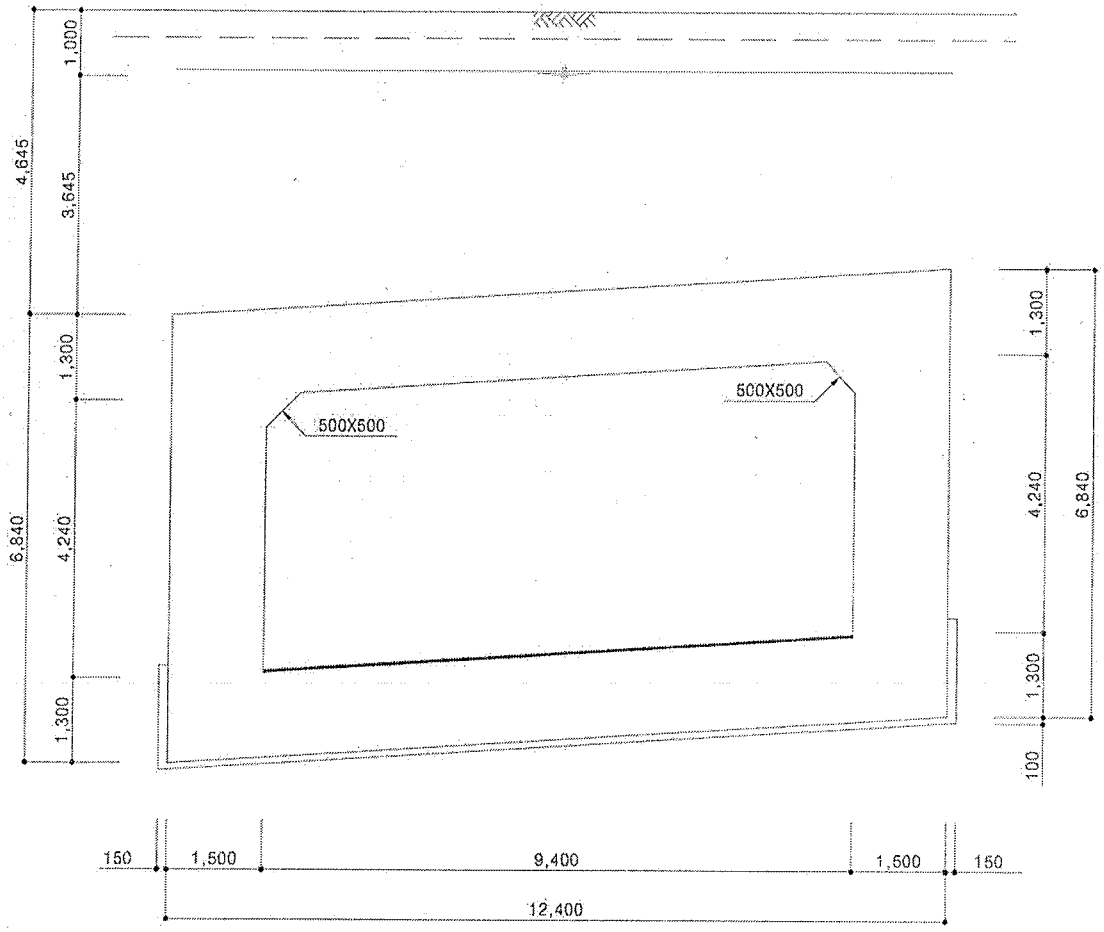
10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조설계기준.해설 : 한국콘크리트학회(2007)

- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정


1,000
4,645
3,645
1,300
6,840
4,240
1,300
500X500
500X500
1,300
4,240
6,840
1,300
100
150
1,500
9,400
1,500
150
12,400

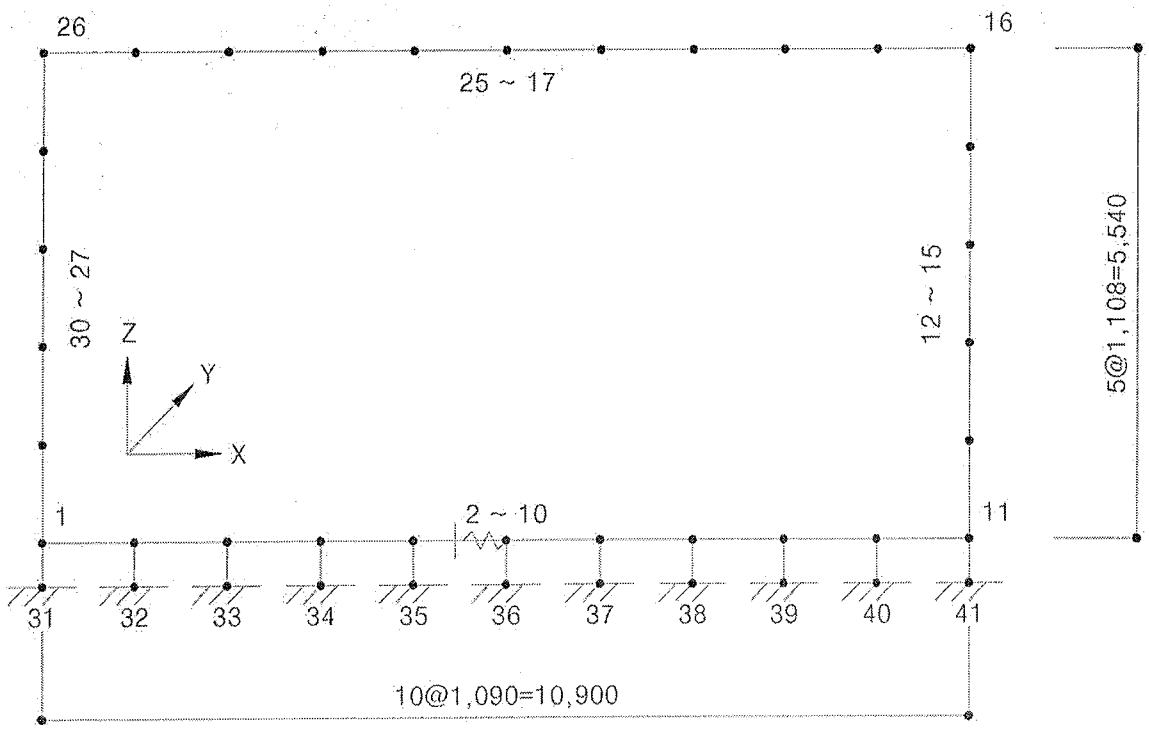
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

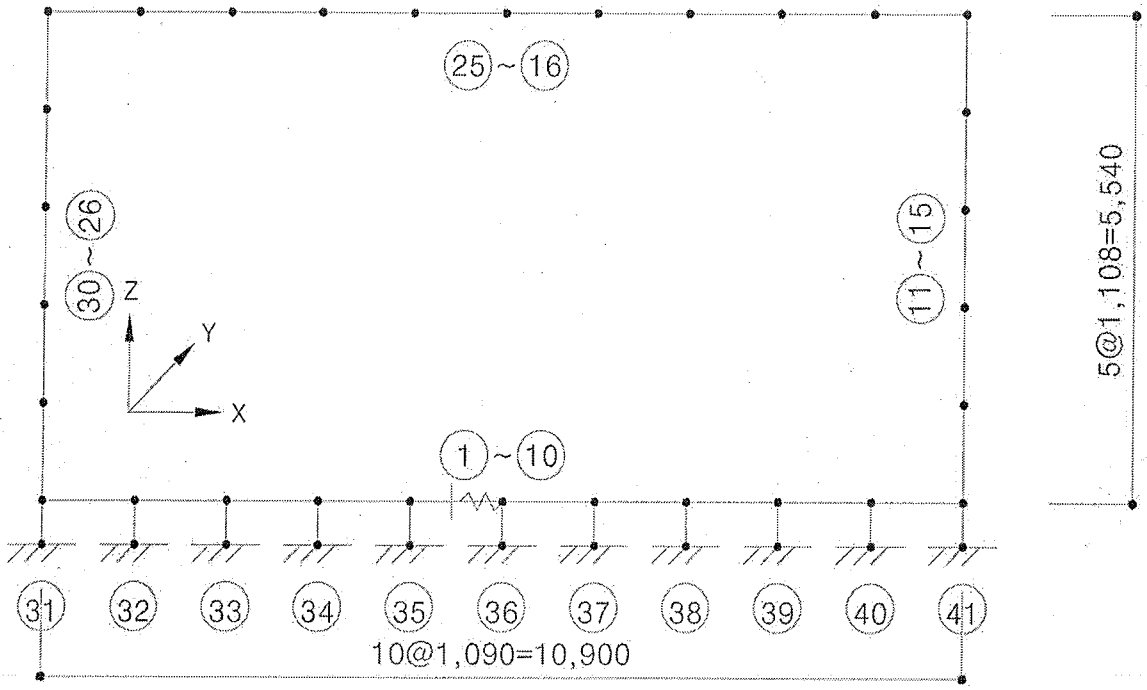
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

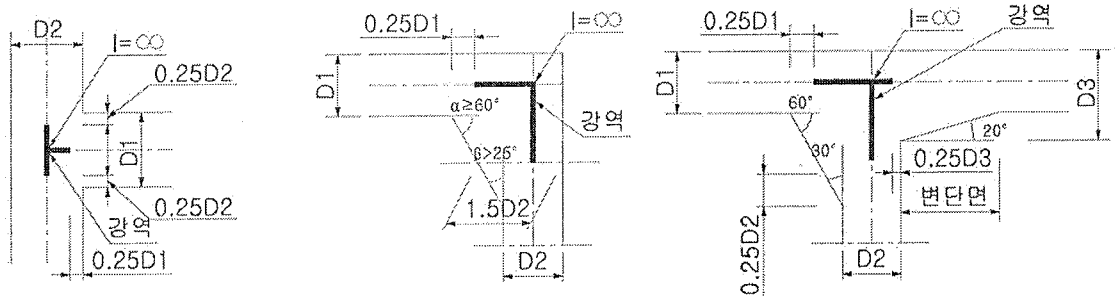
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	1~10, 16~25
2	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	11~15, 26~30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.360	6.040
2	1.090	0.500	23	3.270	6.040
3	2.180	0.500	24	2.180	6.040
4	3.270	0.500	25	1.090	6.040
5	4.360	0.500	26	0.000	6.040
6	5.450	0.500	27	0.000	4.932
7	6.540	0.500	28	0.000	3.824
8	7.630	0.500	29	0.000	2.716
9	8.720	0.500	30	0.000	1.608
10	9.810	0.500	31	0.000	0.000
11	10.900	0.500	32	1.090	0.000
12	10.900	1.608	33	2.180	0.000
13	10.900	2.716	34	3.270	0.000
14	10.900	3.824	35	4.360	0.000
15	10.900	4.932	36	5.450	0.000
16	10.900	6.040	37	6.540	0.000
17	9.810	6.040	38	7.630	0.000
18	8.720	6.040	39	8.720	0.000
19	7.630	6.040	40	9.810	0.000
20	6.540	6.040	41	10.900	0.000
21	5.450	6.040			

4) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 16 지정 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

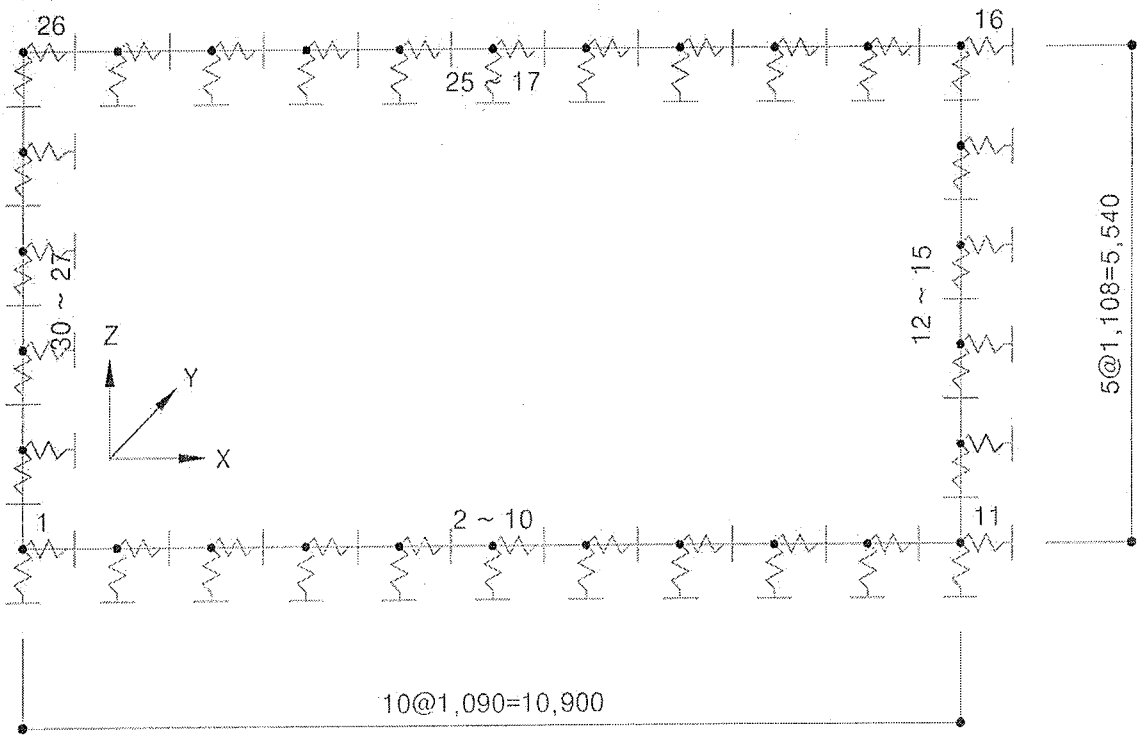
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

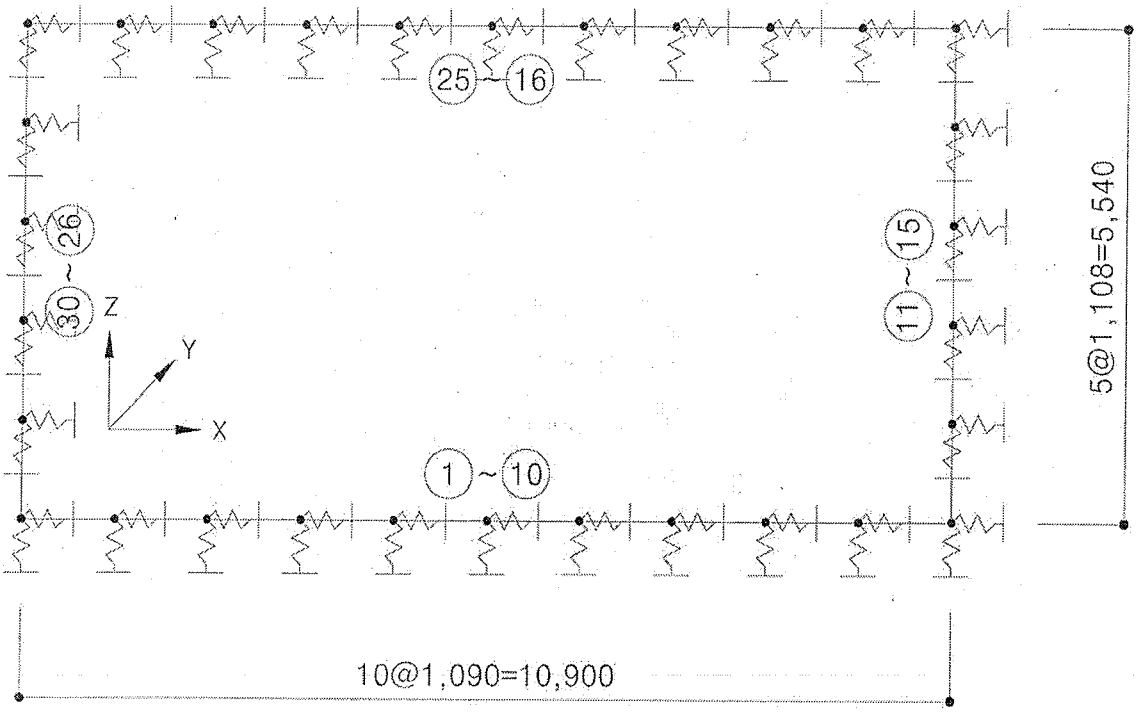
1) Modeling

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 부재삼도



2) 단면제원

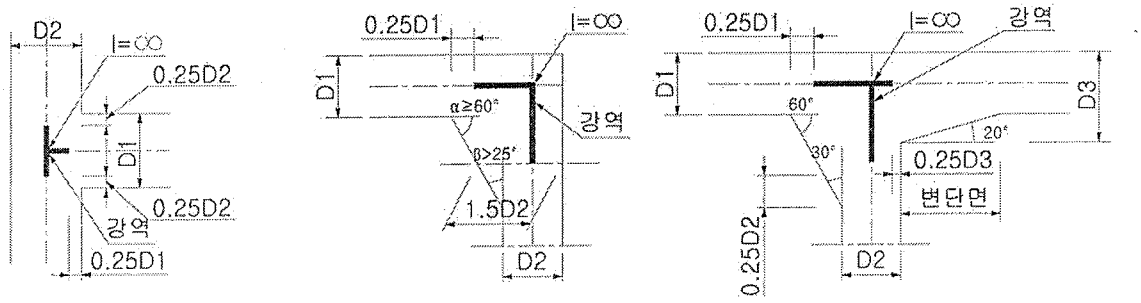
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.300 × 1.000 = 1.300	0.18308	1~10, 16~25
2	1.500 × 1.000 = 1.500	0.28125	11~15, 26~30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.900	5.540
2	1.090	0.000	17	9.810	5.540
3	2.180	0.000	18	8.720	5.540
4	3.270	0.000	19	7.630	5.540
5	4.360	0.000	20	6.540	5.540
6	5.450	0.000	21	5.450	5.540
7	6.540	0.000	22	4.360	5.540
8	7.630	0.000	23	3.270	5.540
9	8.720	0.000	24	2.180	5.540
10	9.810	0.000	25	1.090	5.540
11	10.900	0.000	26	0.000	5.540
12	10.900	1.108	27	0.000	4.432
13	10.900	2.216	28	0.000	3.324
14	10.900	3.324	29	0.000	2.216
15	10.900	4.432	30	0.000	1.108

8) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 ㎜

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 ㎜

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 ㎜

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

Bv = √(B × B) = √(12.400 × 12.400) = 12.40 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (12.400 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5725.27 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 7414 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 6241 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 14.569 ~ 1.569, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 209.7^2 = 89652.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 89652.0 = 236681.3 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 167.8^2 = 57404.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 57404.0 = 151546.6 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.400 × 12.400) = 12.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kv = 1577875.330 × (12.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 96793.76 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 96793.760 = 32264.59 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.400 × 12.400) = 12.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kv = 1577875.330 × (12.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 96793.76 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 96793.760 = 32264.59 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.840 × 6.840) = 6.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kh = 1577875.330 × (6.840 / 0.3)$^{-3/4}$ = 151224.29 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 151224.290 = 50408.10 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 105505 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 35168 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.108/2 + 1.108/2) = 167557 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.108/2 + 1.108/2) = 55852 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 105505 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 35168 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 125348 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.108/2 + 1.300/2) = 182074 kN/m	
Kv2	Kv x (1.090/2 + 1.500/2) = 125348 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.108/2 + 1.300/2) = 182074 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.400 × 12.400) = 12.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kv = 1010310.670 × (12.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 61976.87 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 61976.870 = 20658.96 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(12.400 × 12.400) = 12.400 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kv = 1010310.670 × (12.400 / 0.3)$^{-3/4}$ = 61976.87 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 61976.870 = 20658.96 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.840 × 6.840) = 6.840 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kh = 1010310.670 × (6.840 / 0.3)$^{-3/4}$ = 96828.63 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 96828.630 = 32276.21 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 67555 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 22518 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.108/2 + 1.108/2) = 107286 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.108/2 + 1.108/2) = 35762 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 67555 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 22518 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 80260 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.108/2 + 1.300/2) = 116582 kN/m	
Kv2	Kv x (1.090/2 + 1.500/2) = 80260 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.108/2 + 1.300/2) = 116582 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	: 4.145 × 19.00	=	78.755 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	90.255 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)	: 3.645 × 10.00	=	36.450 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	57.450 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 4.645m

- 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 + 4.795 × 19.000) × 0.500 = 51.303 kN/m²
Wh2 = 51.303 + 1.108 × 19.000 × 0.500 = 61.829 kN/m²
Wh3 = 61.829 + 1.108 × 19.000 × 0.500 = 72.355 kN/m²
Wh4 = 72.355 + 1.108 × 19.000 × 0.500 = 82.881 kN/m²
Wh5 = 82.881 + 1.108 × 19.000 × 0.500 = 93.407 kN/m²
Wh6 = 93.407 + 1.108 × 19.000 × 0.500 = 103.933 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 4.295 × 10.000 = 31.975 kN/m²
Wh2 = 31.975 + 1.108 × 10.000 × 0.500 = 37.515 kN/m²
Wh3 = 37.515 + 1.108 × 10.000 × 0.500 = 43.055 kN/m²
Wh4 = 43.055 + 1.108 × 10.000 × 0.500 = 48.595 kN/m²
Wh5 = 48.595 + 1.108 × 10.000 × 0.500 = 54.135 kN/m²
Wh6 = 54.135 + 1.108 × 10.000 × 0.500 = 59.675 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 3.645 × 10.000 = 36.450 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.295 × 10.000 = 42.950 kN/m²
Ww3 = 42.950 + 1.108 × 10.000 = 54.030 kN/m²
Ww4 = 54.030 + 1.108 × 10.000 = 65.110 kN/m²
Ww5 = 65.110 + 1.108 × 10.000 = 76.190 kN/m²
Ww6 = 76.190 + 1.108 × 10.000 = 87.270 kN/m²
Ww7 = 87.270 + 1.108 × 10.000 = 98.350 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8 = (4.645 + 6.840 - 1.000) × 10.000 = 104.850 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	3.173	166.400	133.100	18.000	0.076	0.095
퇴적토	9.300	209.700	167.800	20.000	0.177	0.222
자갈	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화토	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
풍화암	1.500	294.700	235.800	20.000	0.020	0.025
연암	5.027	248.600	198.900	20.000	0.081	0.101
계					0.503	0.630

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.503 = 0.629	1.25 Tg' = 1.25 × 0.630 = 0.787

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	- 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

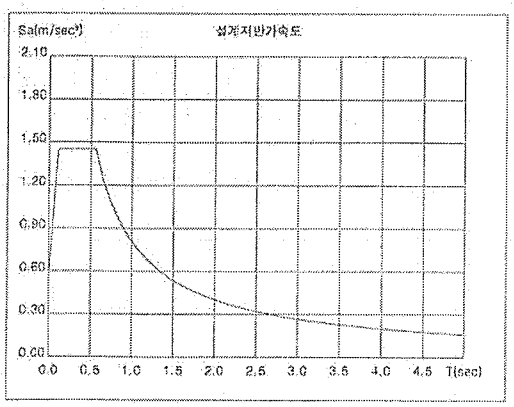
- Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.280 m/s²	- Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.095 m/s²

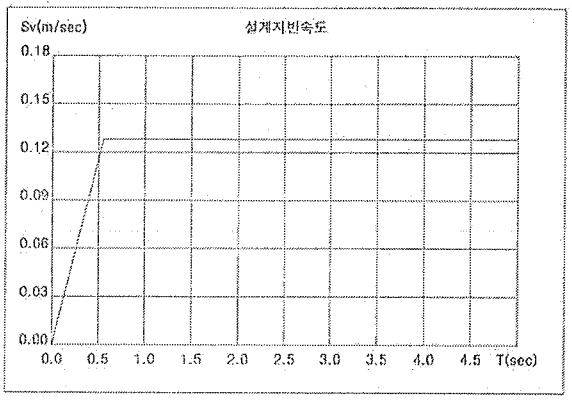
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.629 / 2π × 1.280 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.787 / 2π × 2.095 = 0.262 m/s

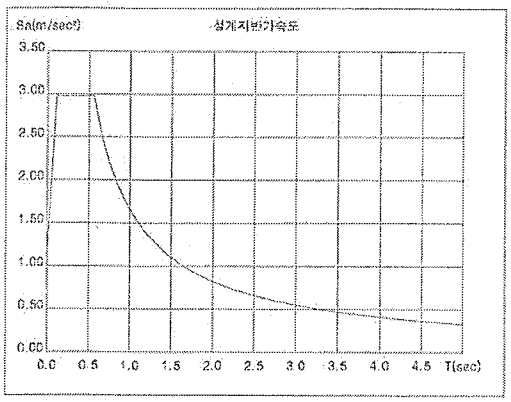
6) 설계응답 응답스펙트럼

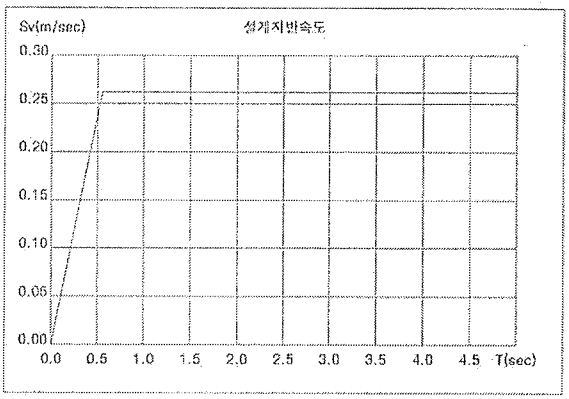
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 5.295 m
- 하부슬래브 EL. = 10.835 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.629 \times \cos(\pi \times 5.295 / (2 \times 30.000)) = 0.015692$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.629 \times \cos(\pi \times 10.835 / (2 \times 30.000)) = 0.013759$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.787 \times \cos(\pi \times 5.295 / (2 \times 30.000)) = 0.040188$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.787 \times \cos(\pi \times 10.835 / (2 \times 30.000)) = 0.035238$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 32264.590 \times (0.015692 - 0.013759)$ $= 62.367\ kN/m^2$	$Po = 20658.960 \times (0.040188 - 0.035238)$ $= 102.262\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
5.295	151224.290	0.015692	0.001933	292.317
6.403	151224.290	0.015407	0.001648	249.218
7.511	151224.290	0.015070	0.001311	198.255
8.619	151224.290	0.014682	0.000923	139.580
9.727	151224.290	0.014244	0.000485	73.344
10.835	151224.290	0.013759	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
5.295	96828.630	0.040188	0.004950	479.302
6.403	96828.630	0.039457	0.004219	408.520
7.511	96828.630	0.038594	0.003356	324.957
8.619	96828.630	0.037600	0.002362	228.709
9.727	96828.630	0.036481	0.001243	120.358
10.835	96828.630	0.035238	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1,\ Vb = Gd \times Uh2,\ Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m^2)	붕괴방지수준(kN/m^2)
Vu	$89652.000 \times 0.000206 = 18.470$	$57404.000 \times 0.000527 = 30.250$
Vb	$89652.000 \times 0.000434 = 38.910$	$57404.000 \times 0.001112 = 63.830$
Vs	$(18.470 + 38.910) / 2 = 28.690$	$(30.250 + 63.830) / 2 = 47.040$

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.295) = 2.214	fu = 1.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.295) = 5.445

② 하부슬래브

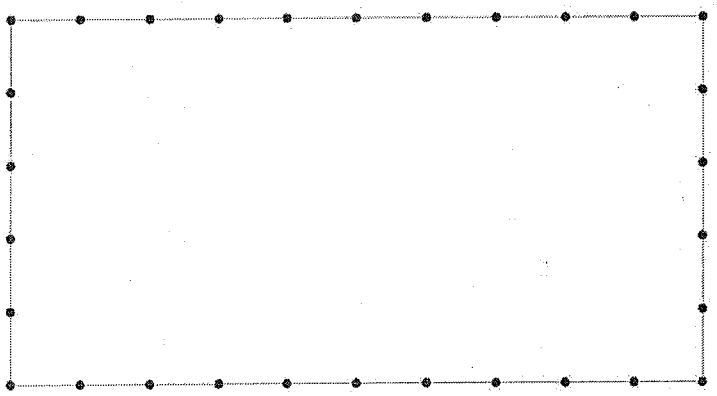
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×10.835) = 2.014	fb = 1.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×10.835) = 4.954

③ 측벽

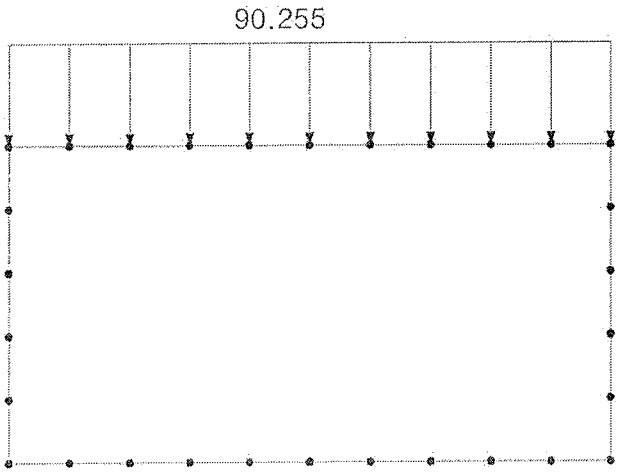
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×5.295) = 2.555	f1 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×5.295) = 6.283
f2 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×6.403) = 2.508	f2 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×6.403) = 6.169
f3 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×7.511) = 2.462	f3 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×7.511) = 6.056
f4 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×8.619) = 2.416	f4 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×8.619) = 5.943
f5 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×9.727) = 2.370	f5 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×9.727) = 5.829
f6 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×10.835) = 2.324	f6 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×10.835) = 5.716

10. 하 중 재 하 (상시)

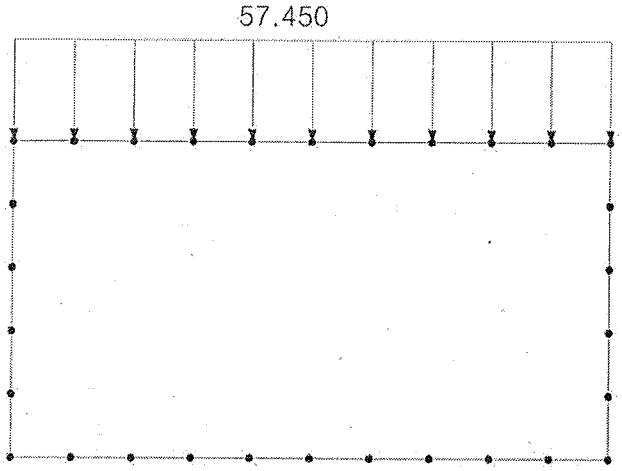
1) CASE1 - 구체자중(SW)



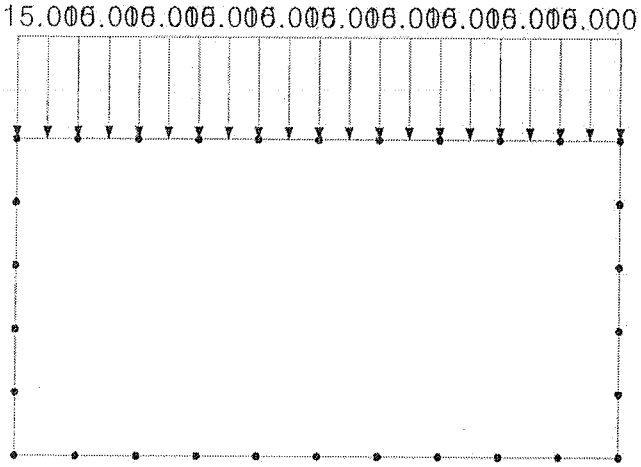
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



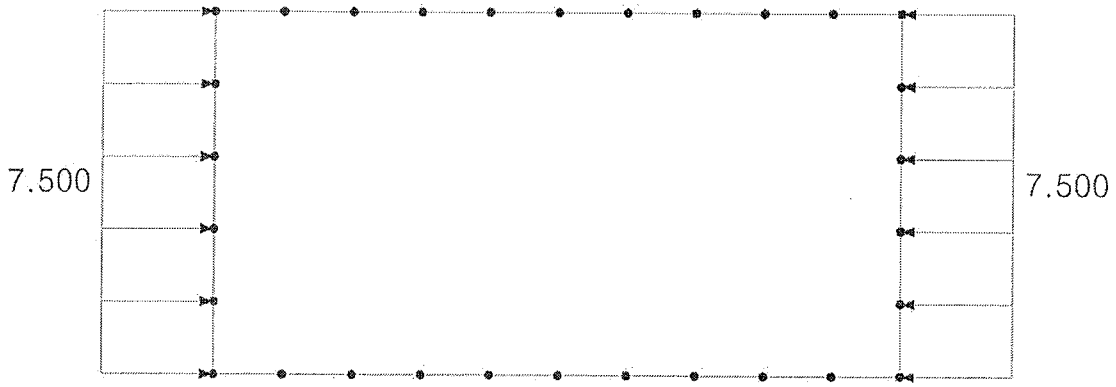
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



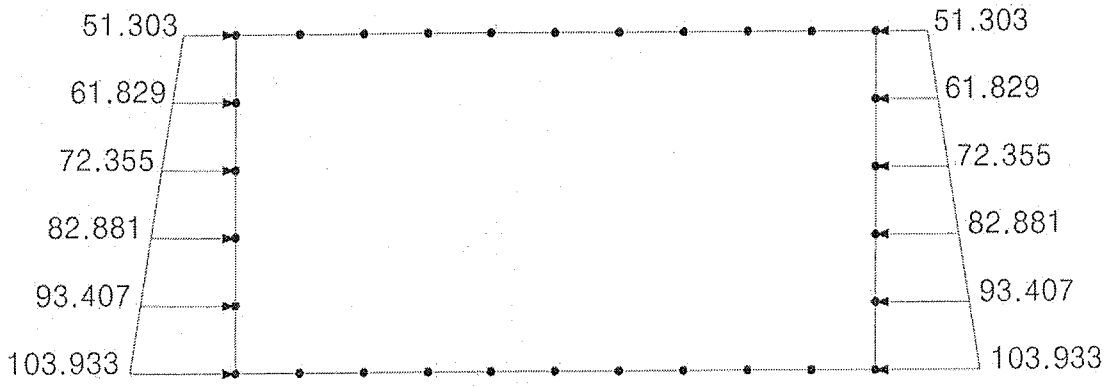
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



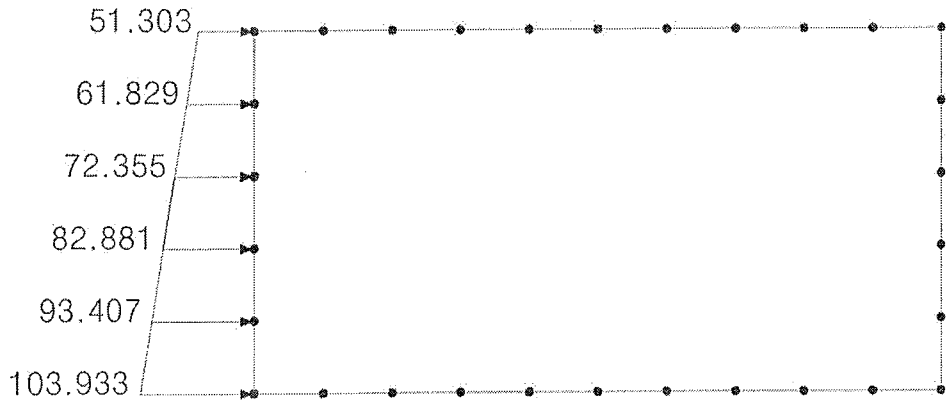
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



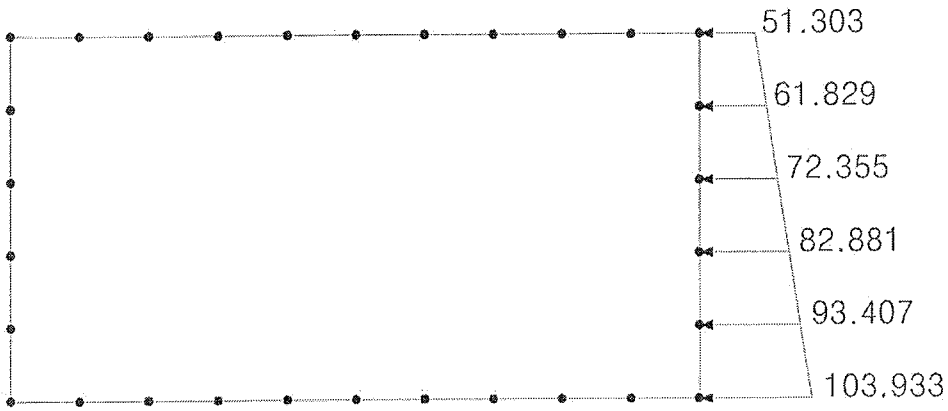
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



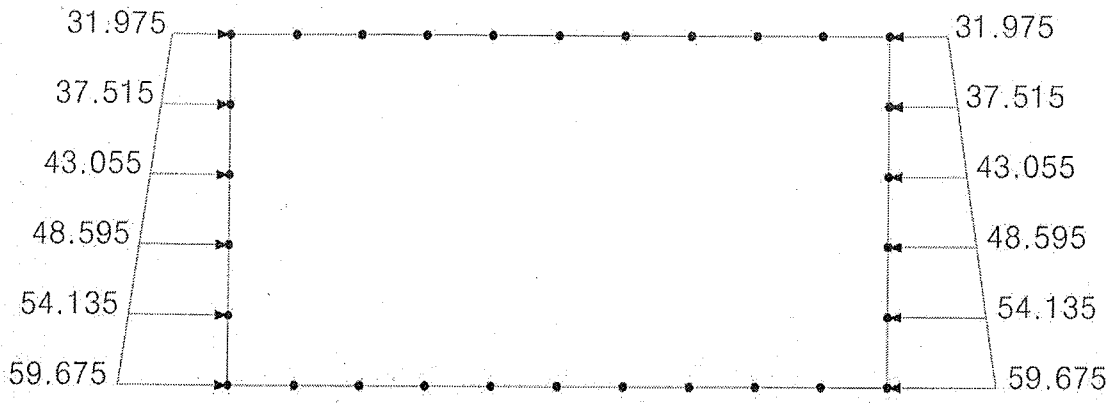
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



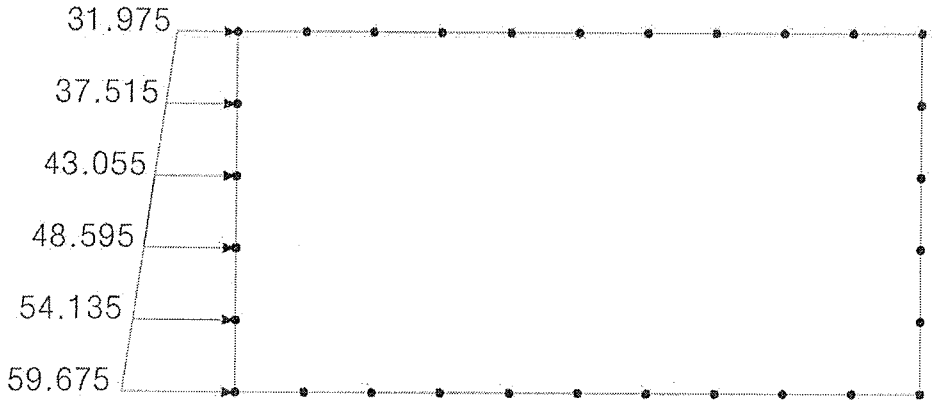
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



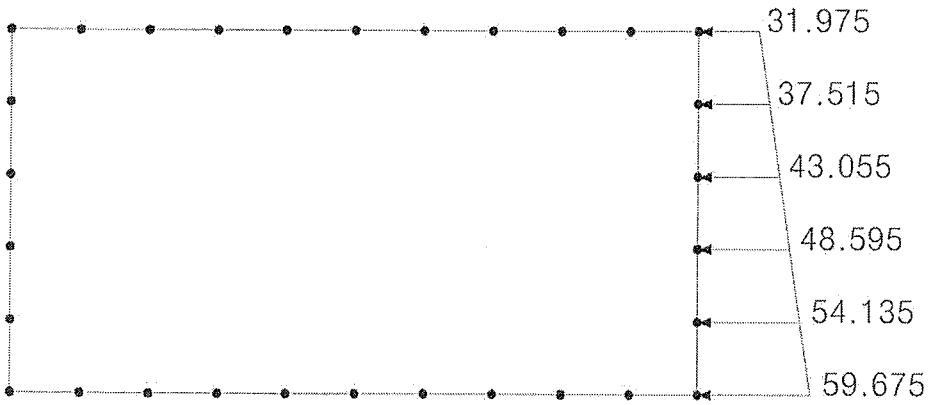
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



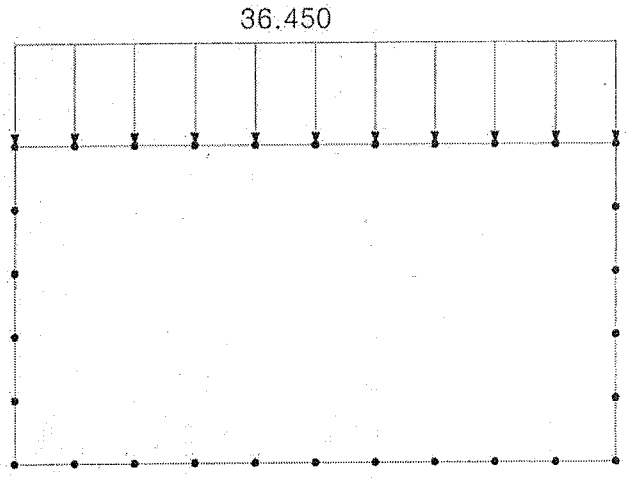
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



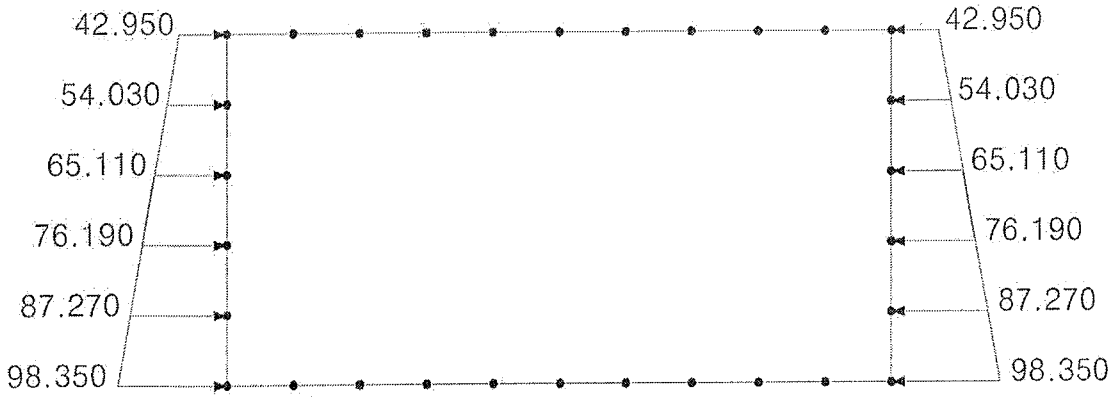
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



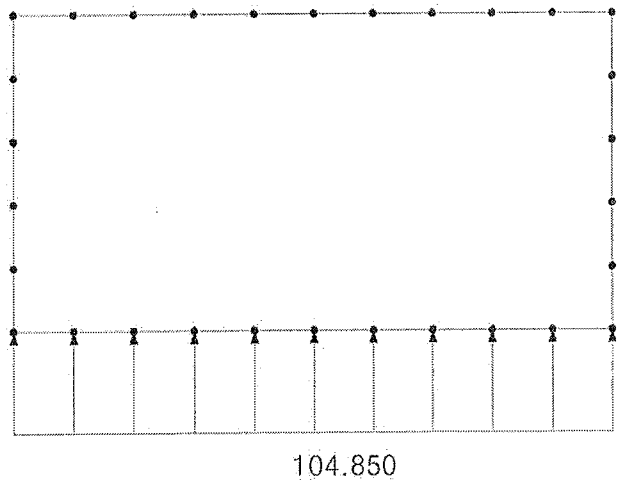
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



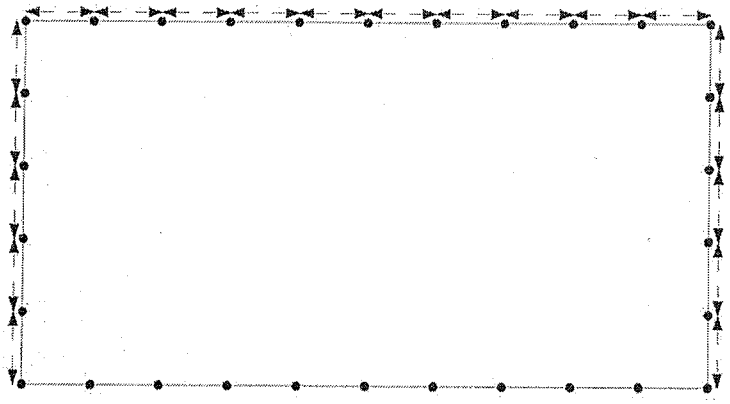
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



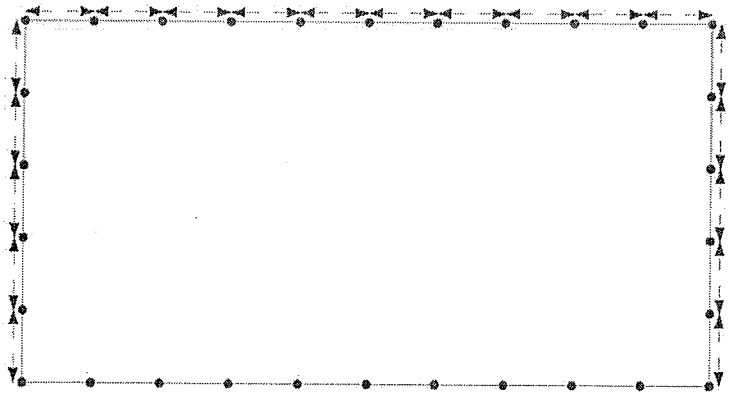
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



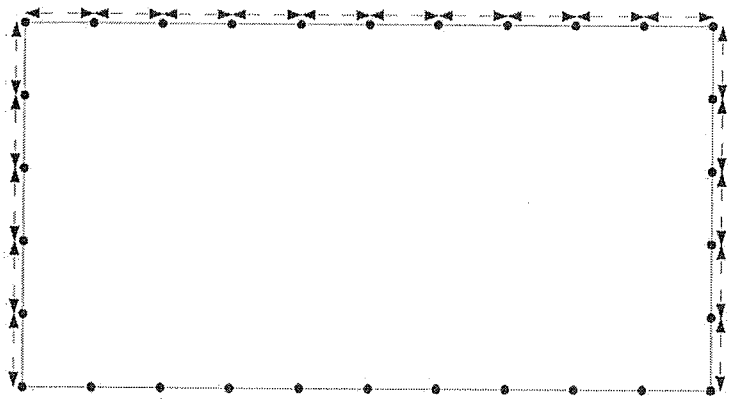
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

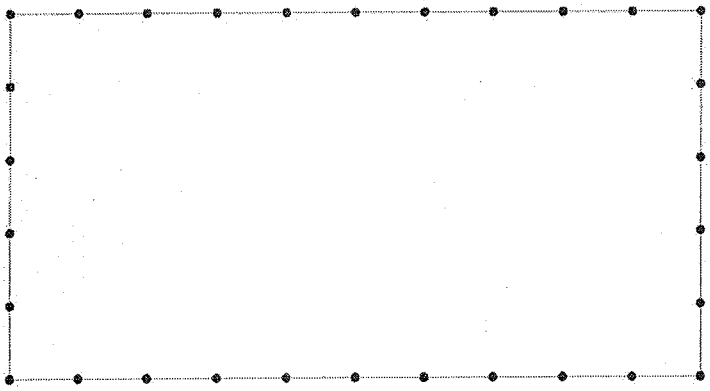


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

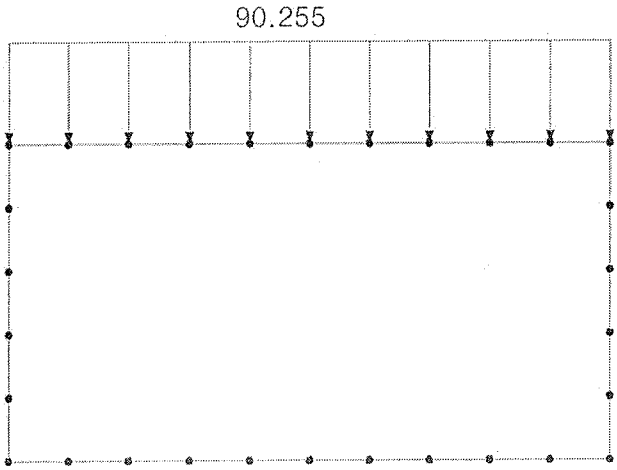


11. 하중 재하 (기능수행)

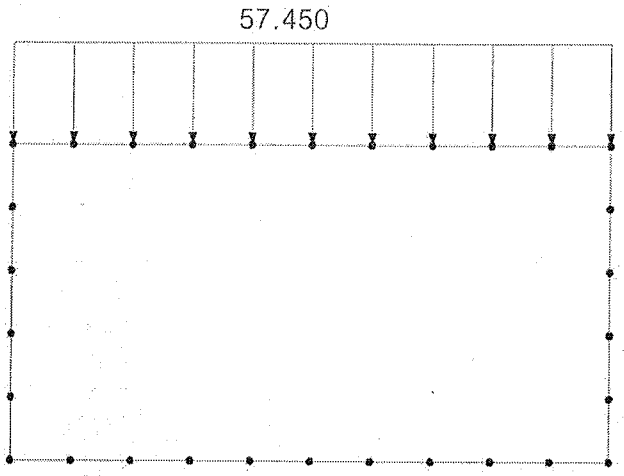
1) CASE1 - 구체자중(SW)



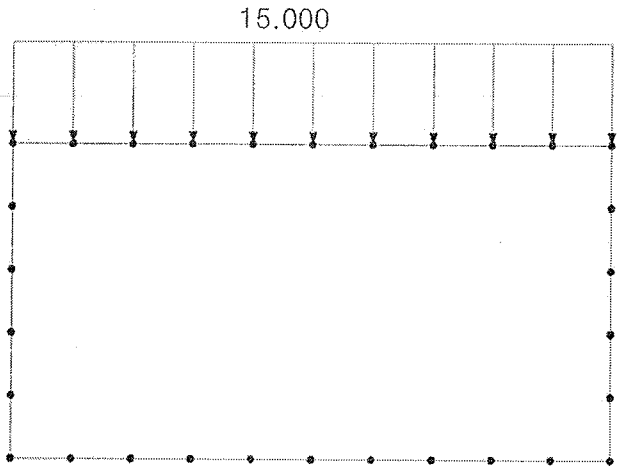
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



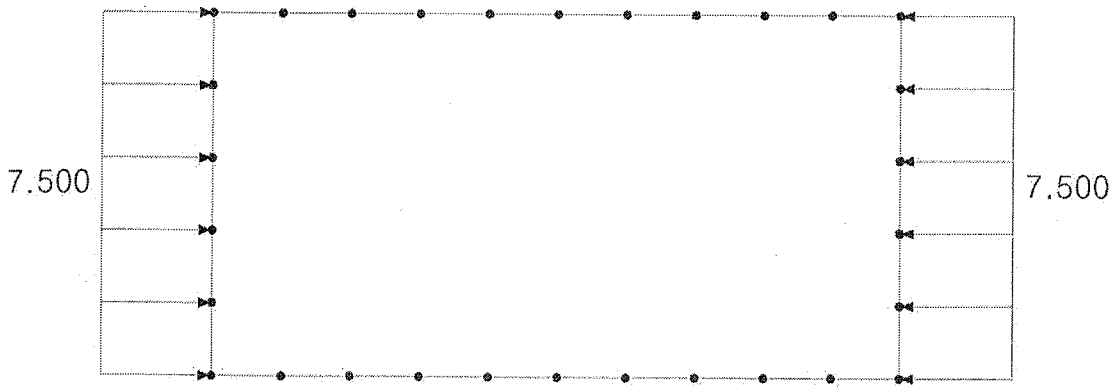
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



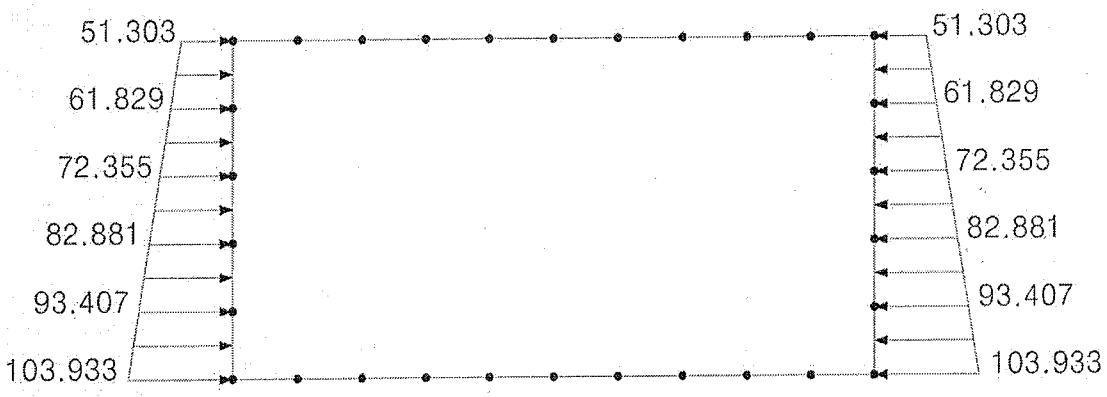
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



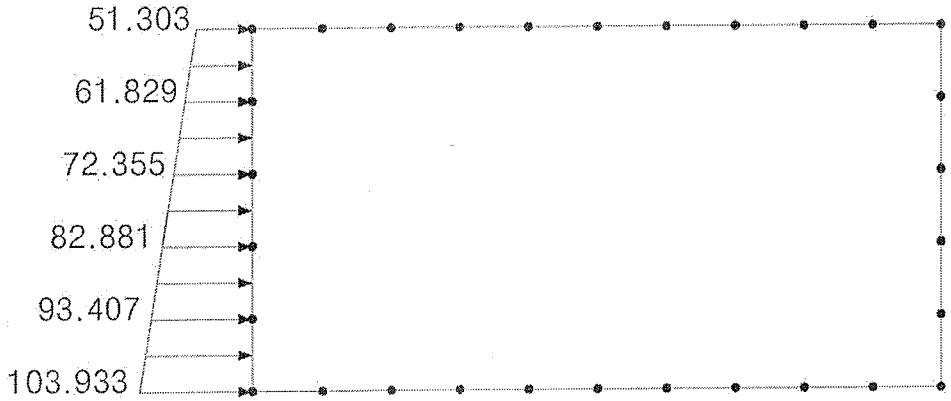
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



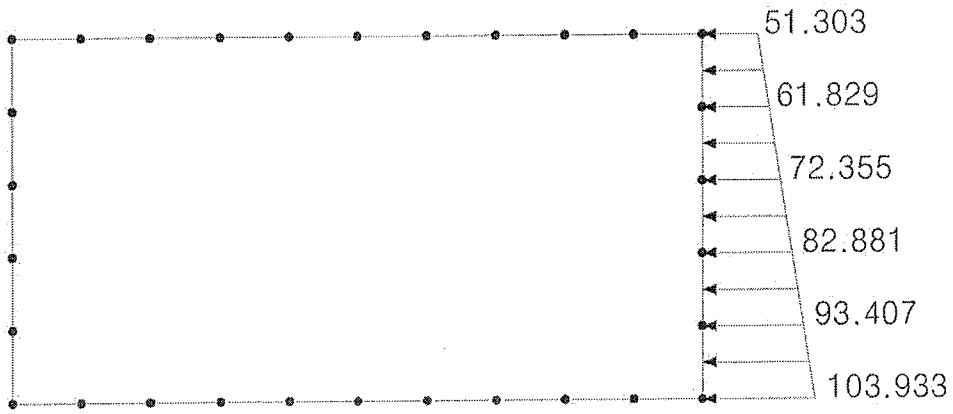
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



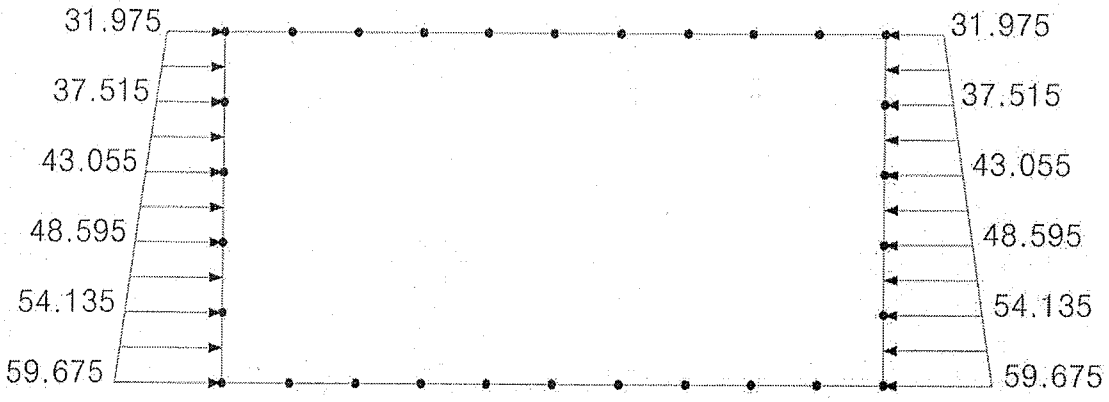
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



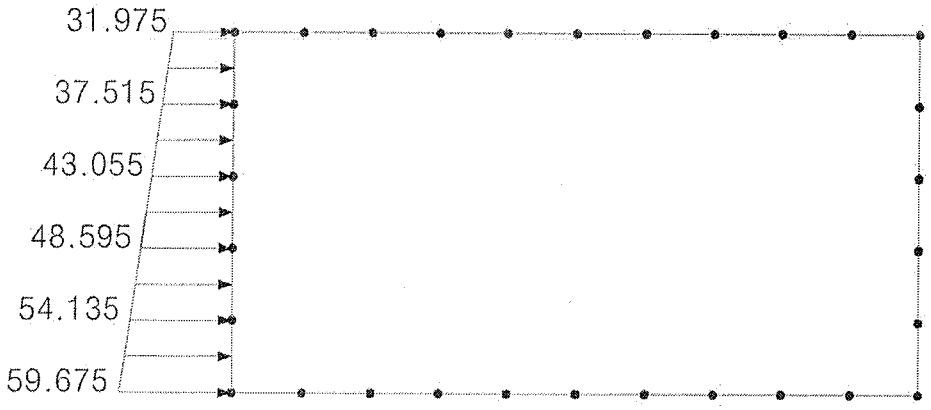
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



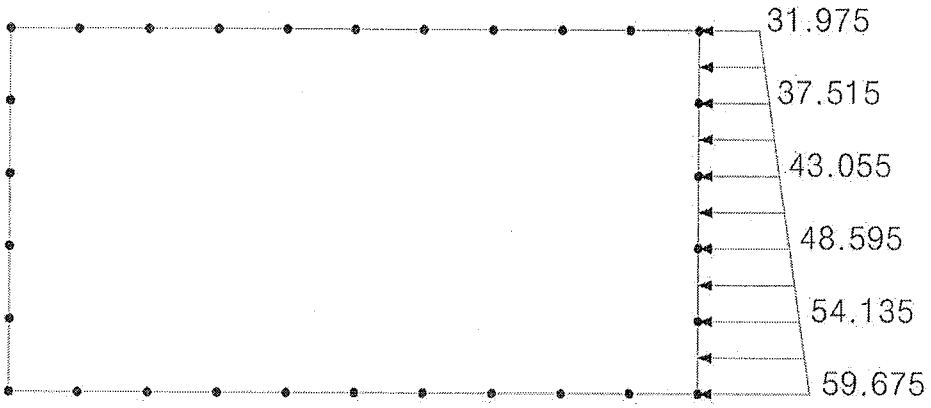
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



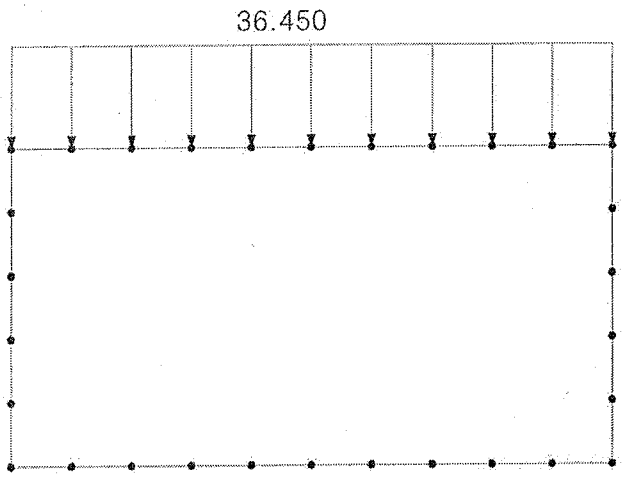
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



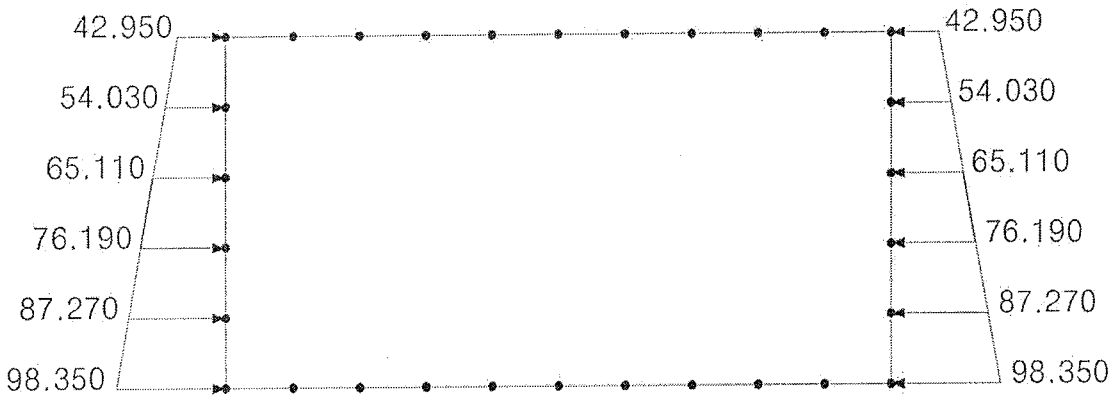
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



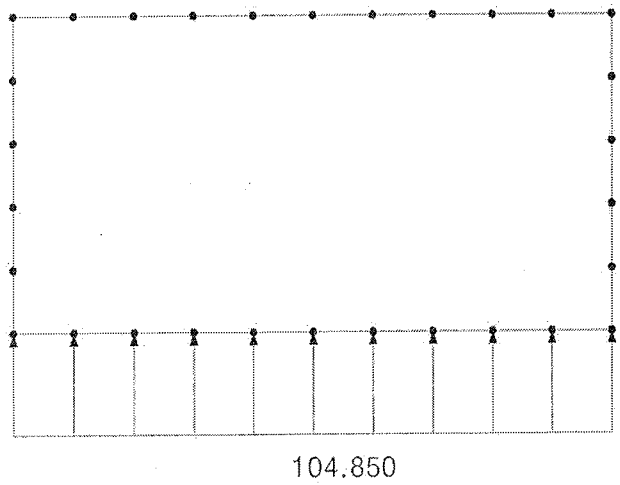
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

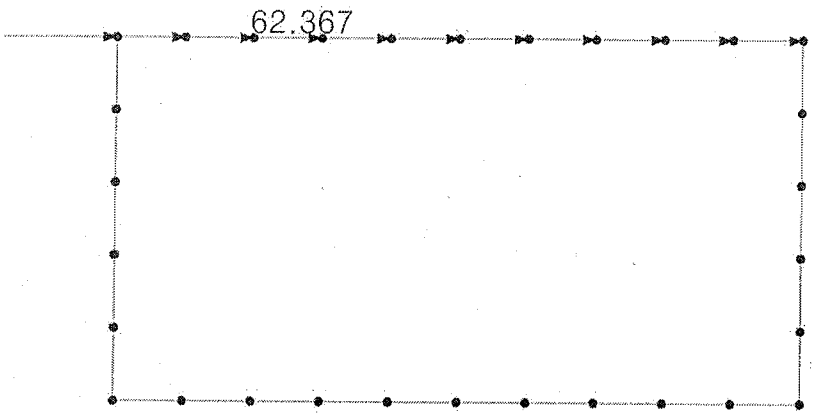


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

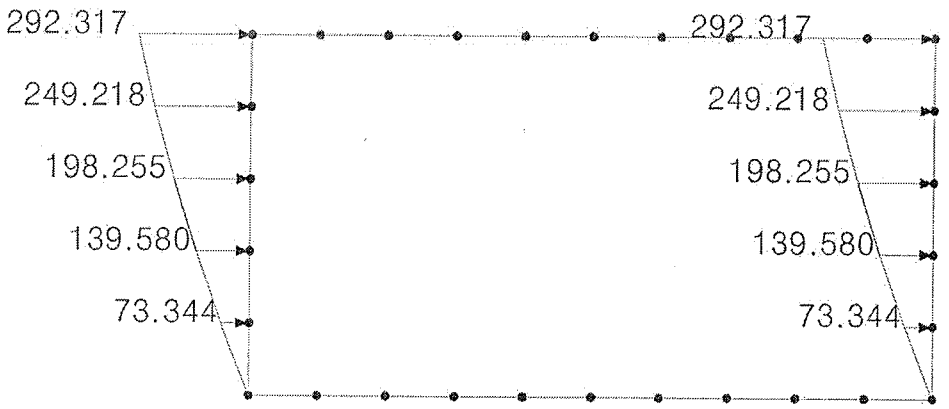


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

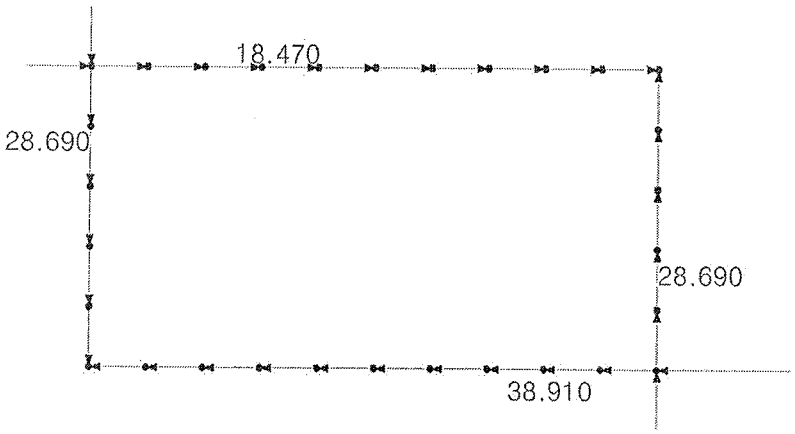
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



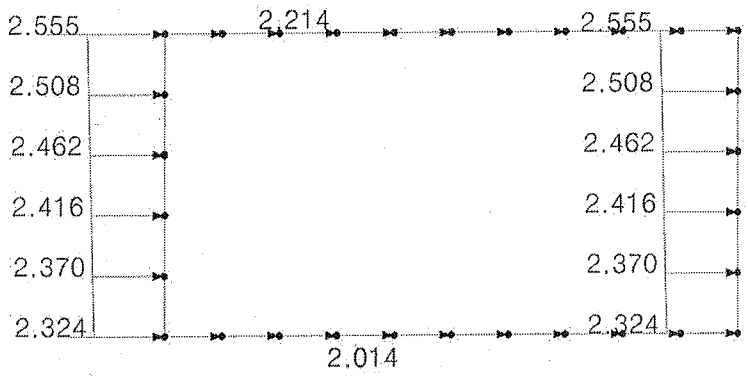
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

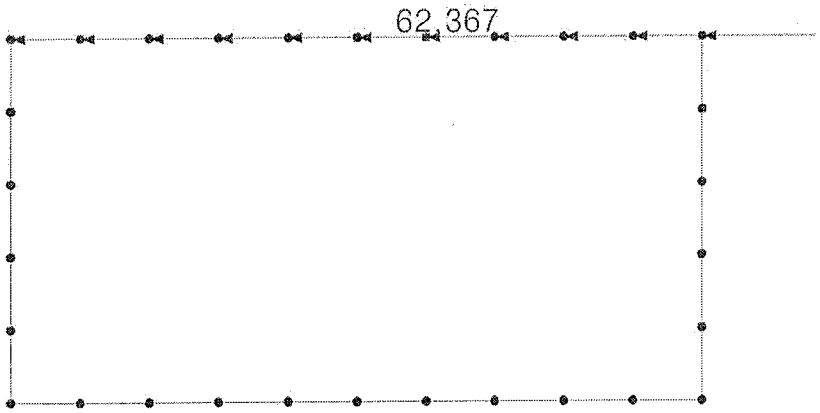


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

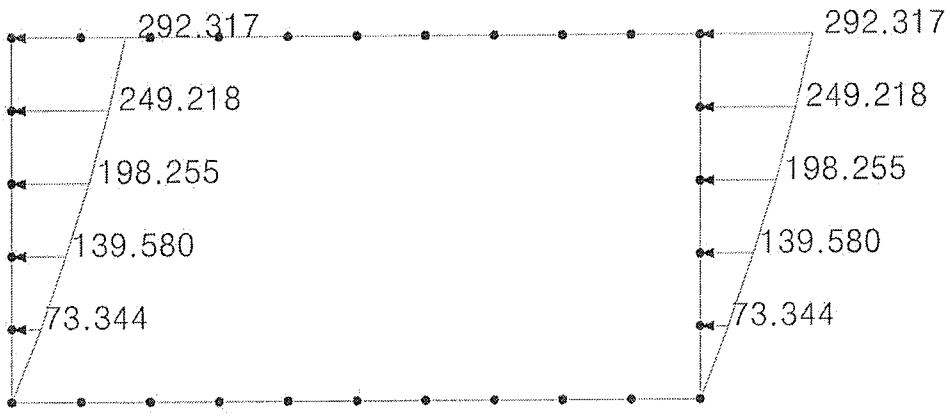


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

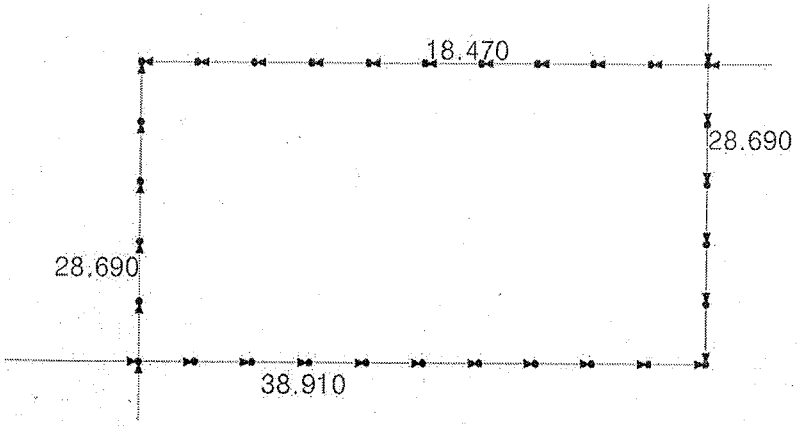
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



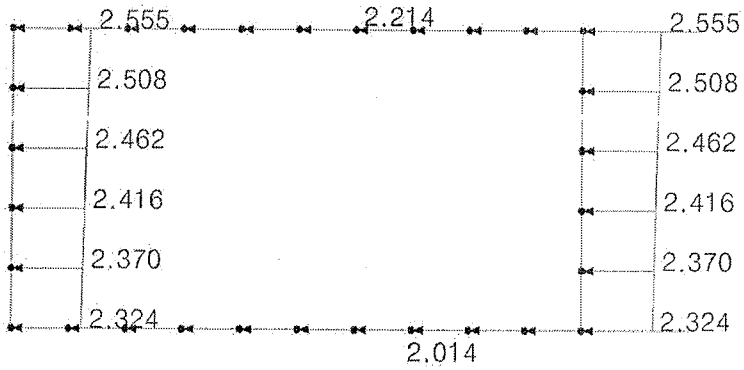
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

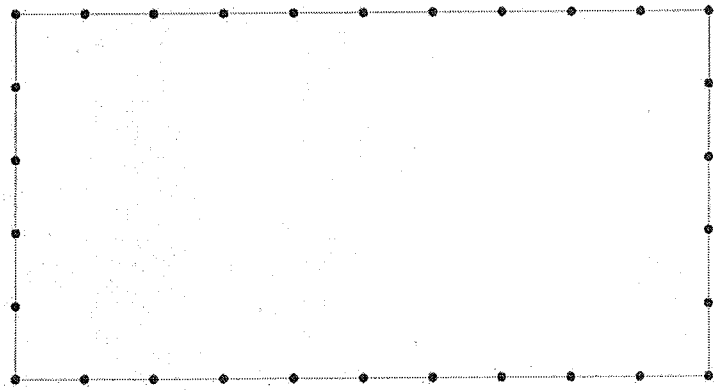


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

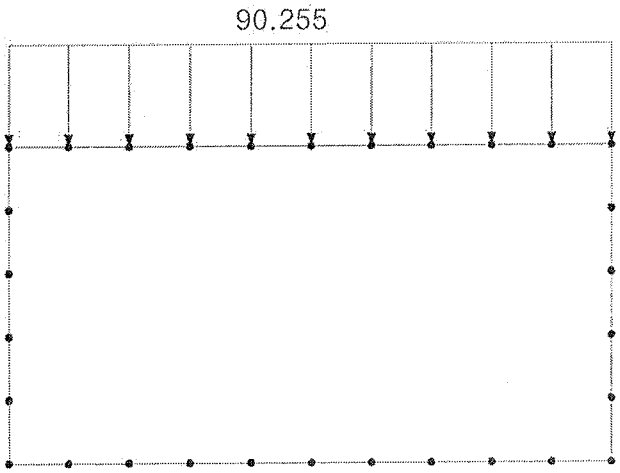


12. 하중 재하 (붕괴방지)

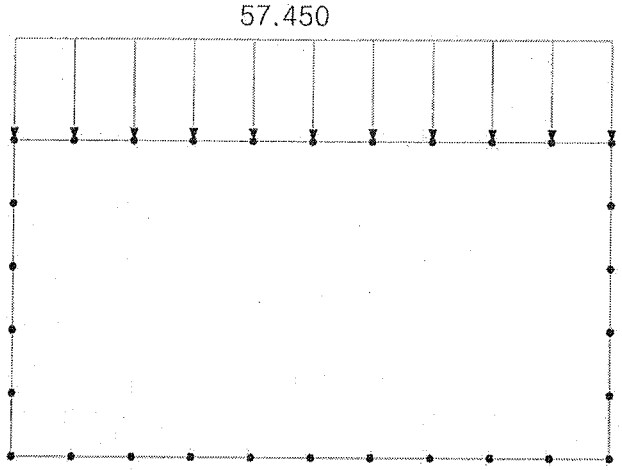
1) CASE1 - 구체자중(SW)



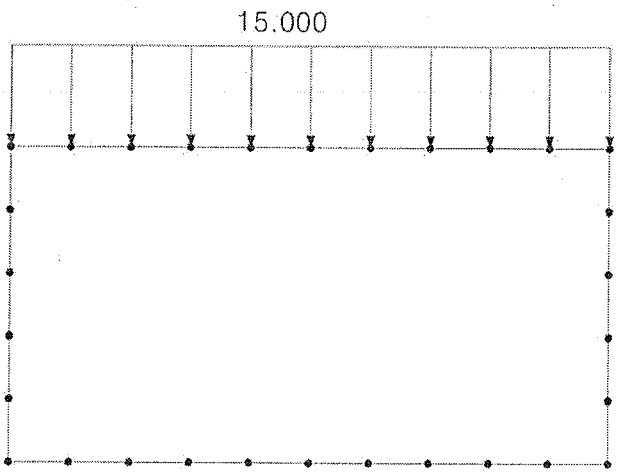
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



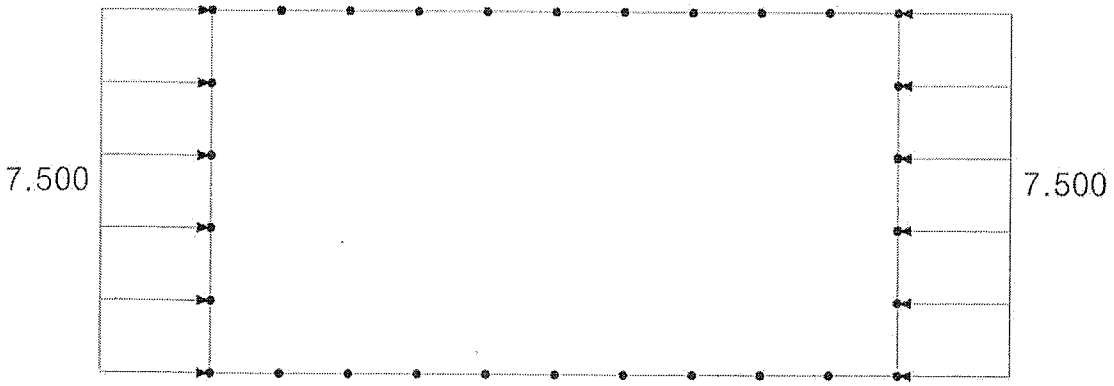
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



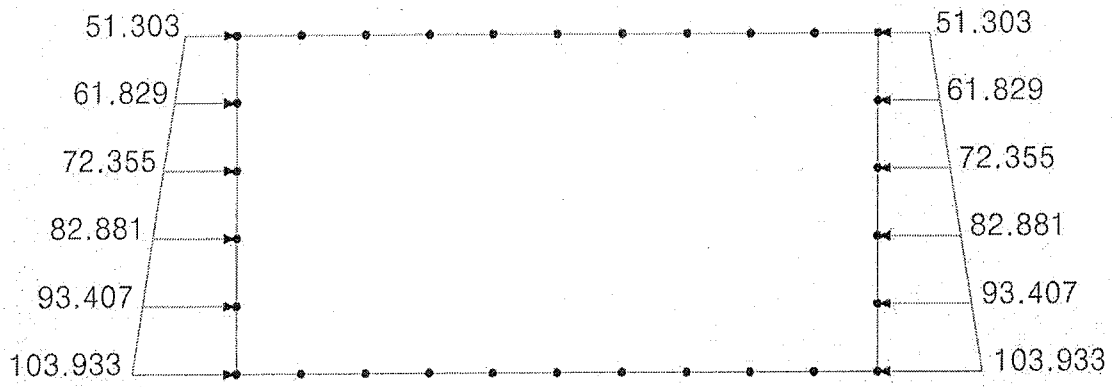
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



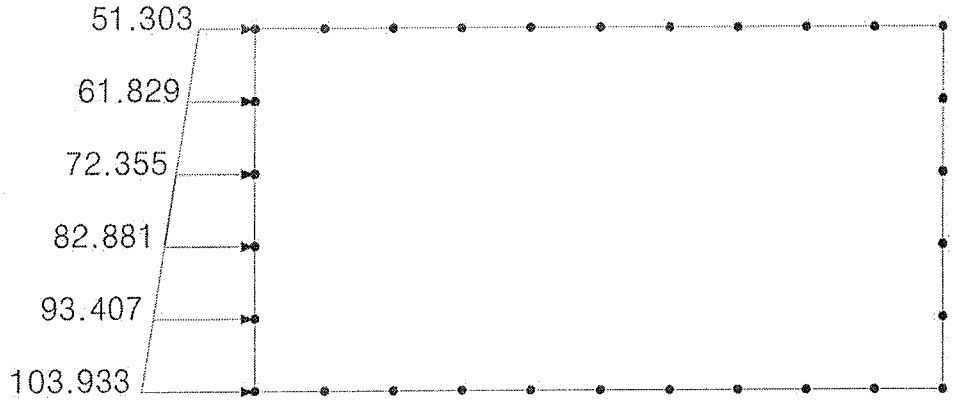
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



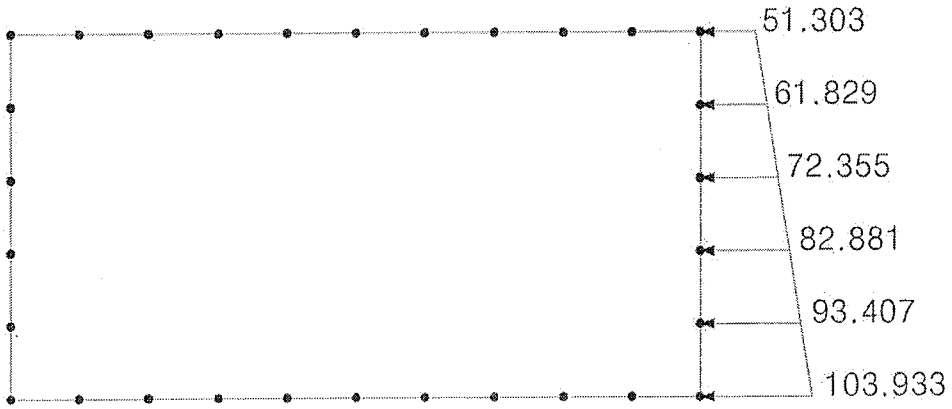
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



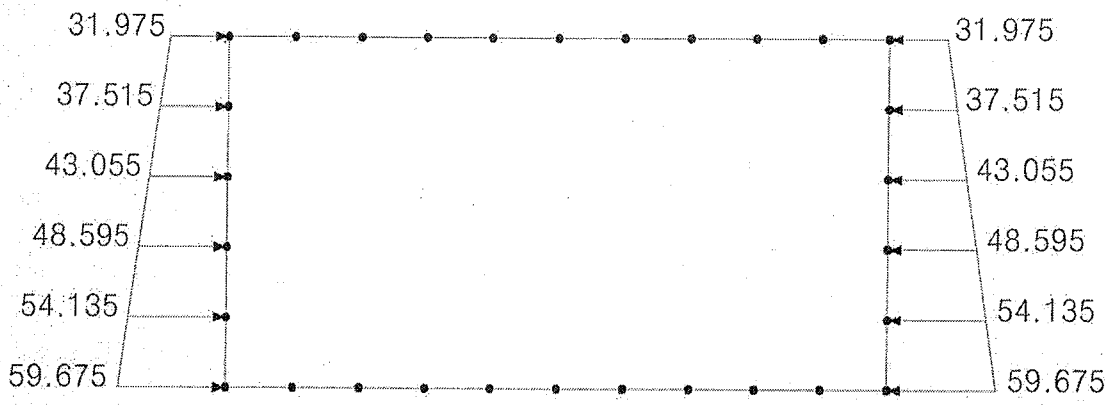
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



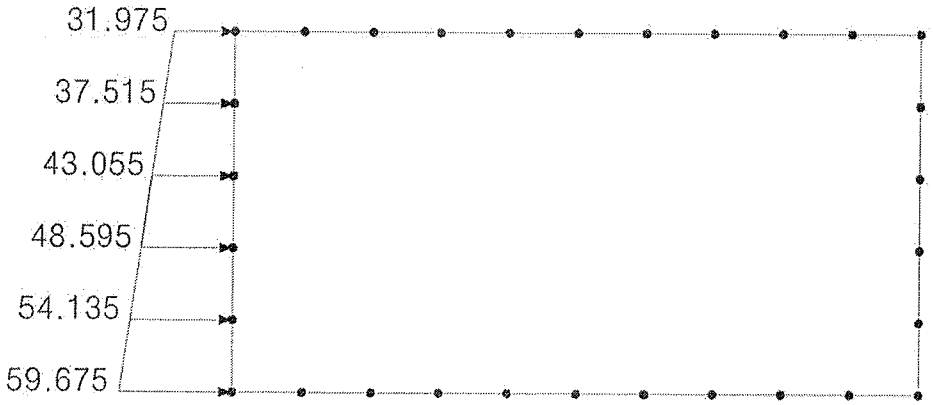
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



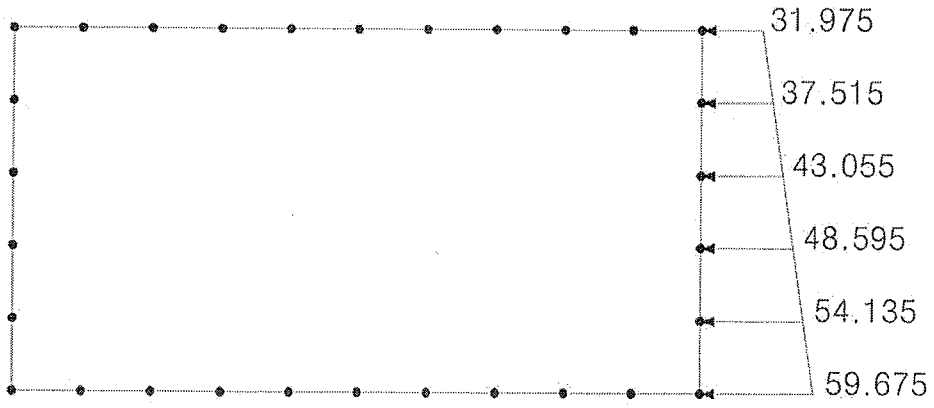
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



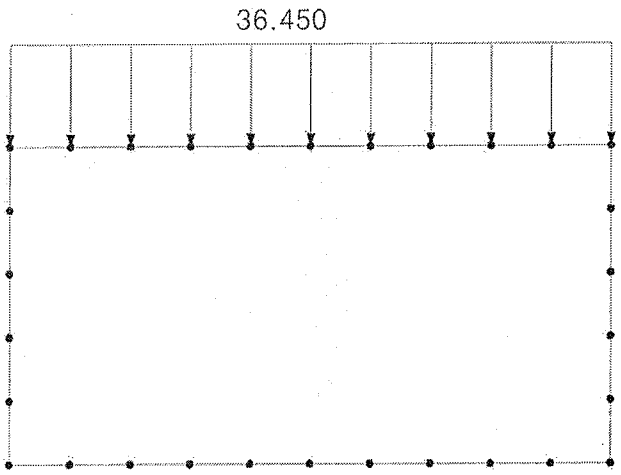
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



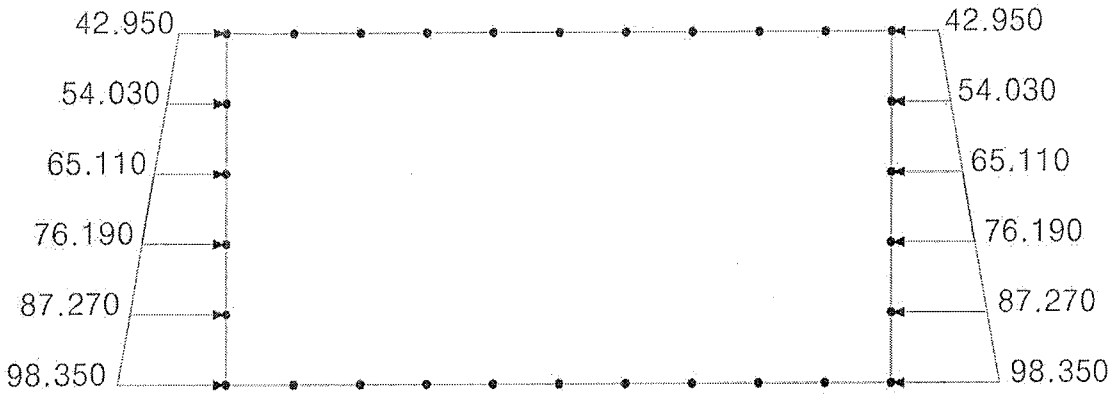
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



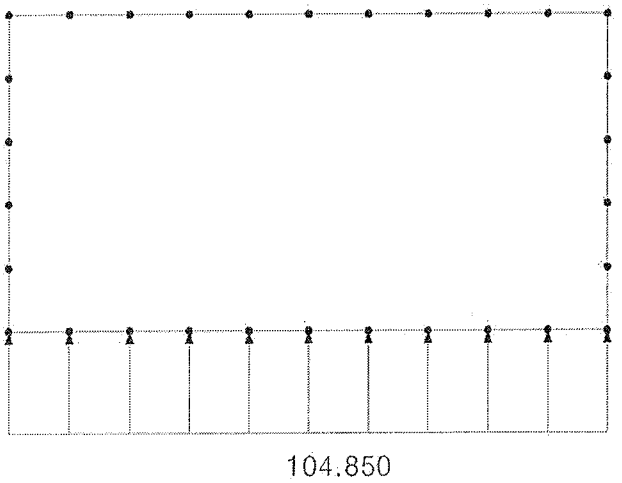
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

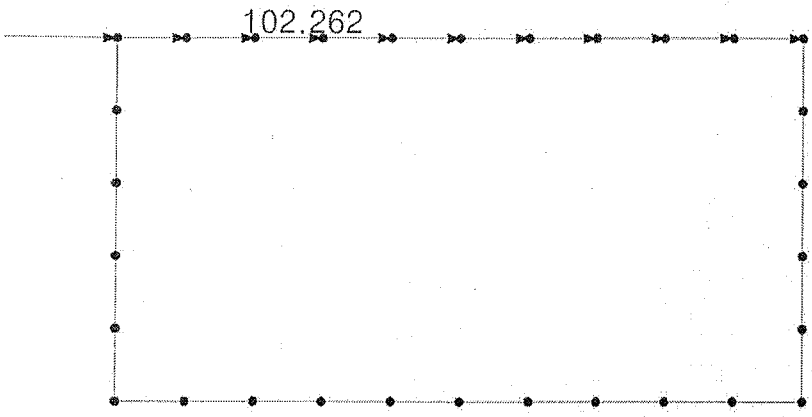


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

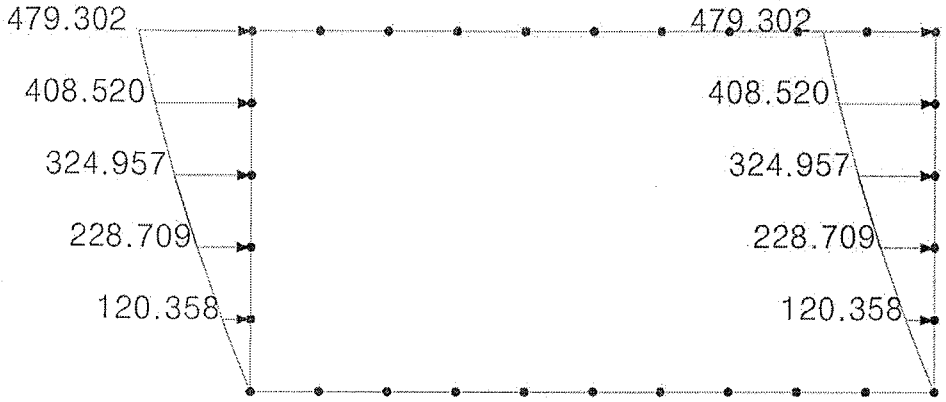


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

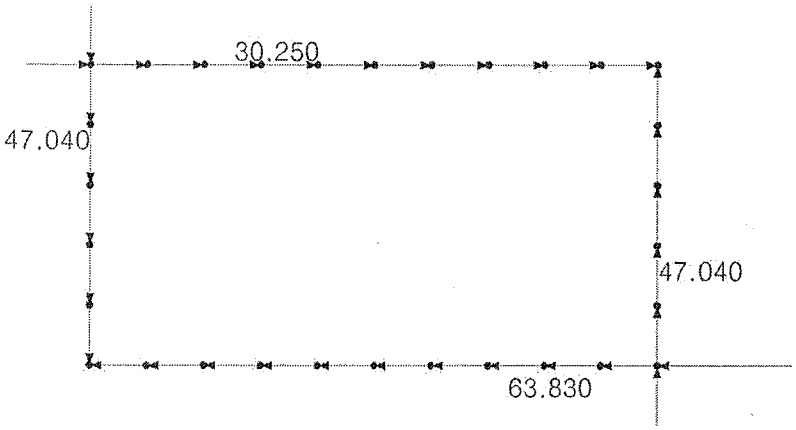
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



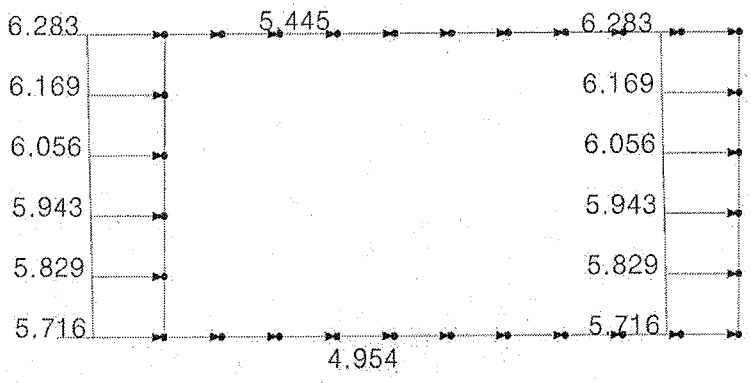
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

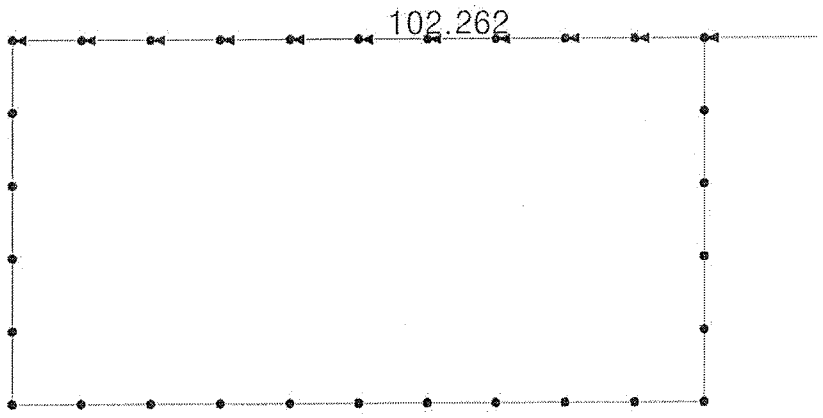


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

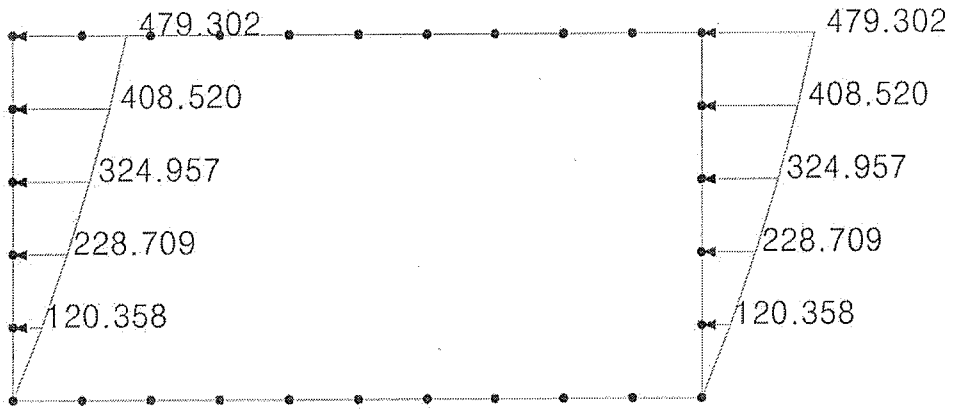


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

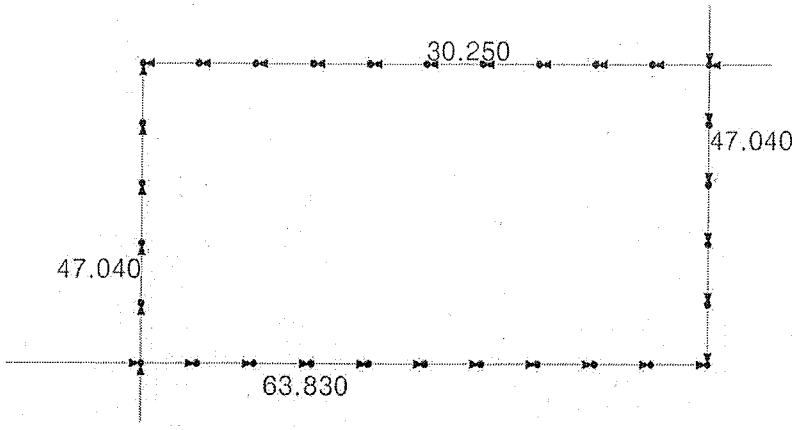
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



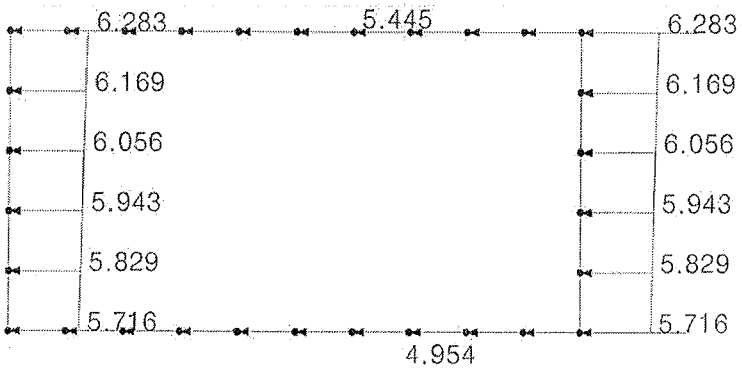
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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 = 4.645 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	●

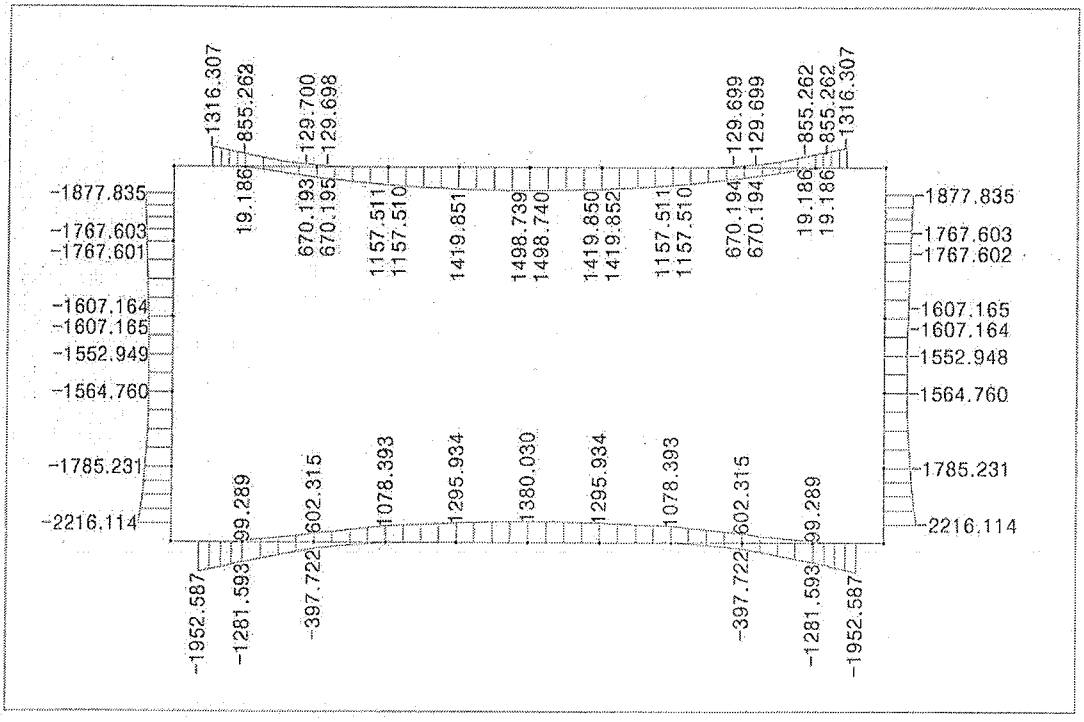
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

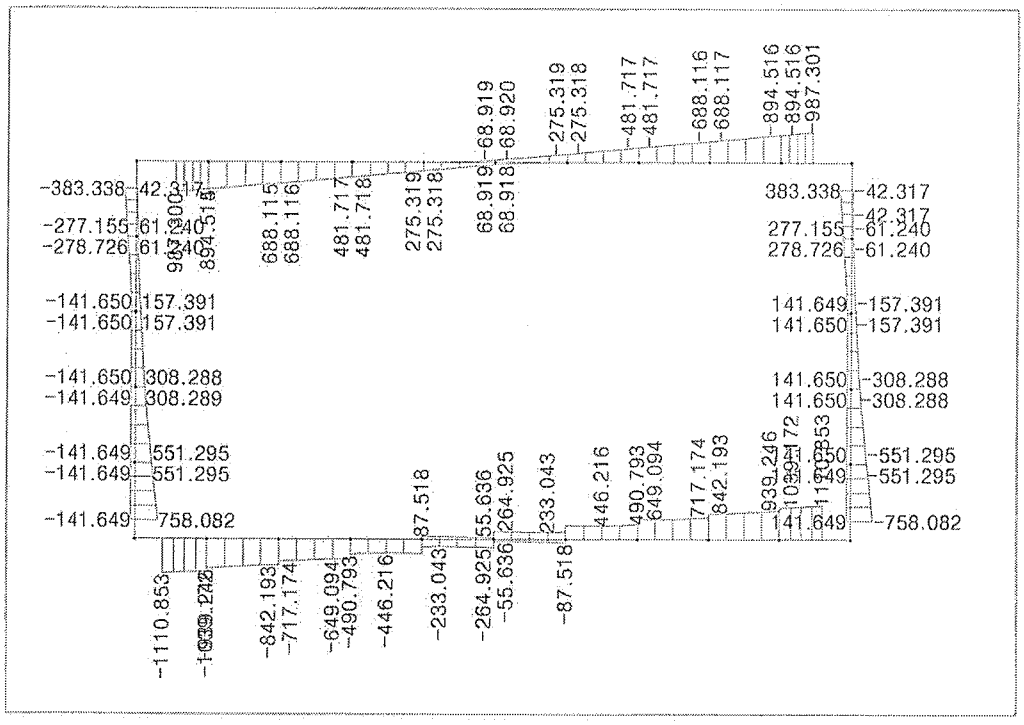
14. 단면력정리

14.1 상시

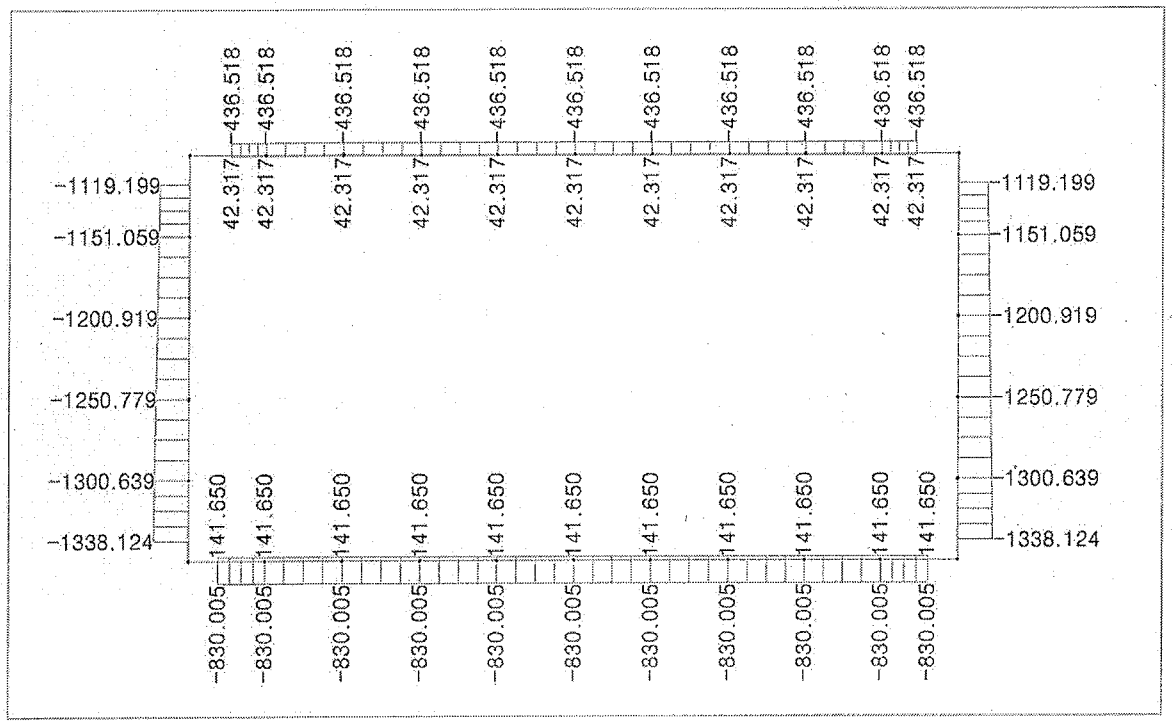
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



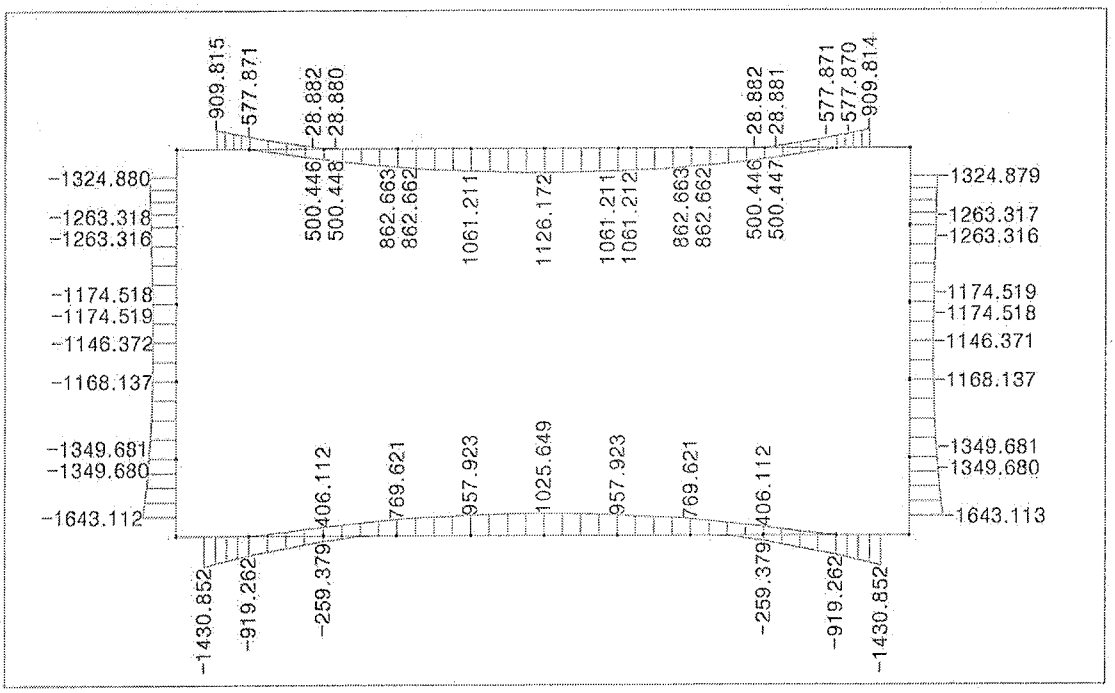
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

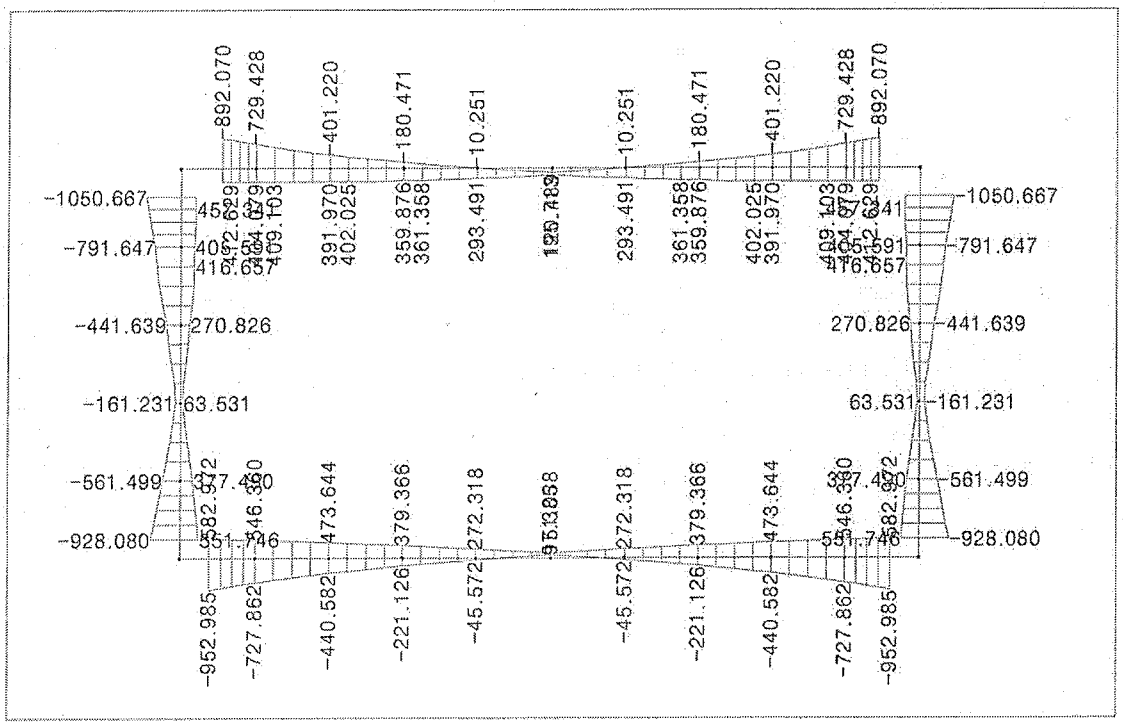


5) 단면력 정리

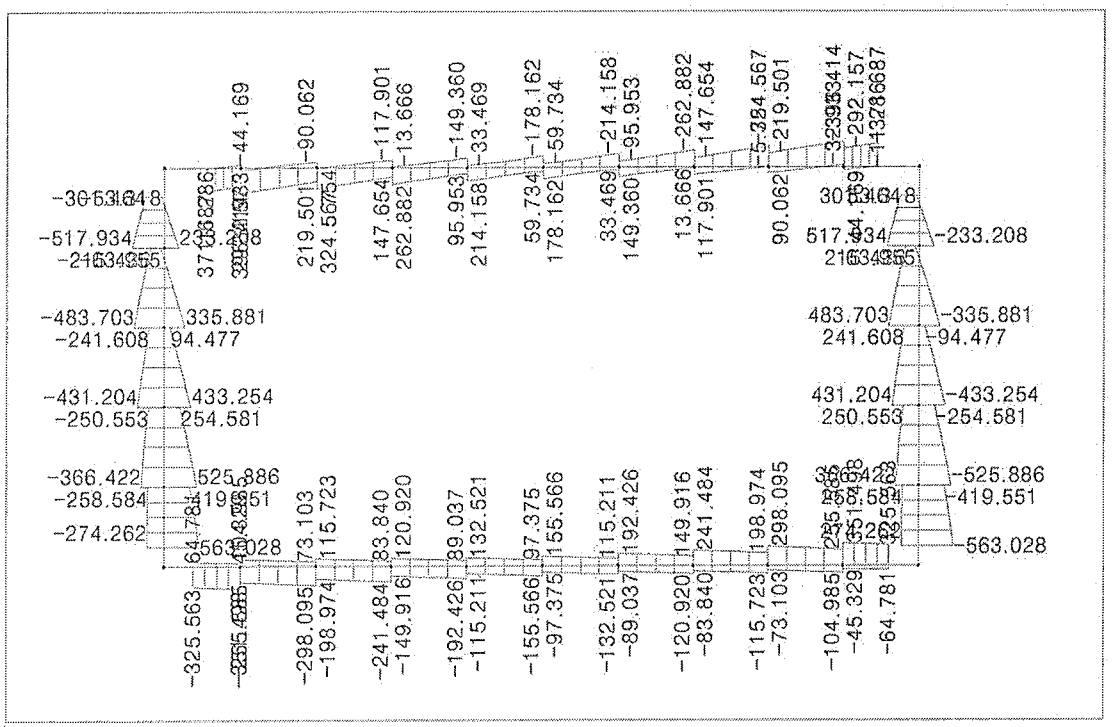
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1316.31	731.67	436.52	909.82	1000.00	1466.67	
		중앙부	2	1498.74	68.92	436.52	1126.17	1000.00	1300.00	
		우측	3	1316.31	731.67	436.52	909.81	1000.00	1466.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1952.59	849.73	830.01	1430.85	1000.00	1300.00	
		중앙부	5	1380.03	264.93	830.01	1025.65	1000.00	1300.00	
		우측	6	1952.59	849.73	830.01	1430.85	1000.00	1300.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1877.84	213.21	1119.20	1324.88	1000.00	1666.67	
		중앙부	8	0.00	233.91	1163.52	0.00	1000.00	1500.00	
		하부	9	2216.11	469.33	1338.12	1643.11	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	1877.84	213.21	1119.20	1324.88	1000.00	1666.67	
		중앙부	11	0.00	233.91	1163.52	0.00	1000.00	1500.00	
		하부	12	2216.11	469.33	1338.12	1643.11	1000.00	1500.00	

14.2 지진시(기능수행)

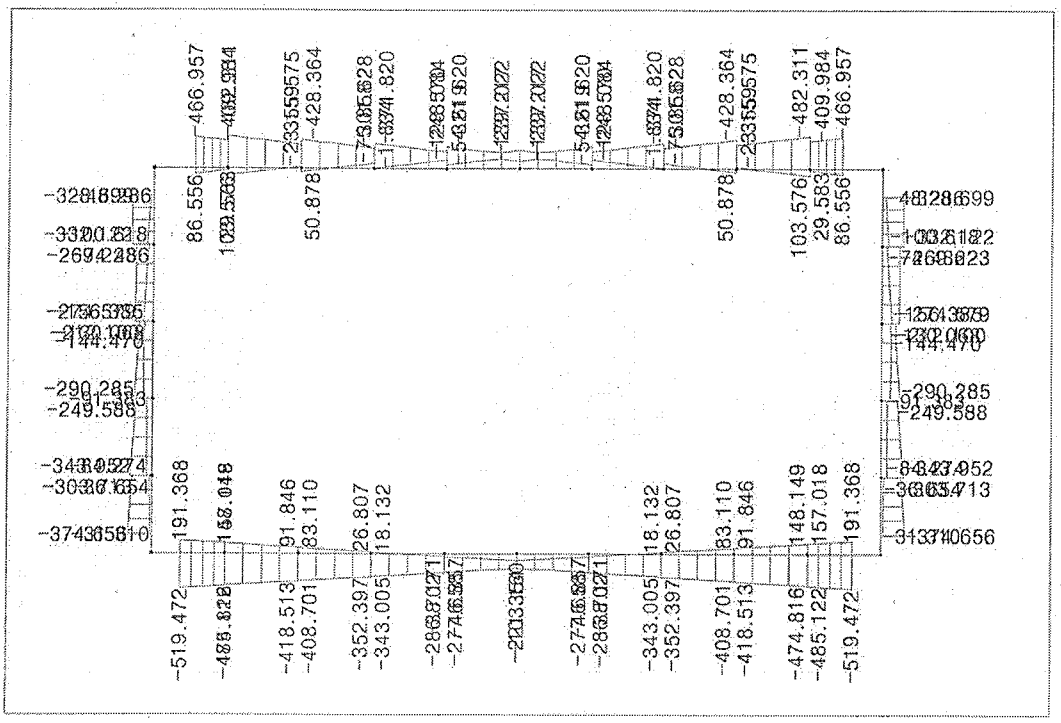
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

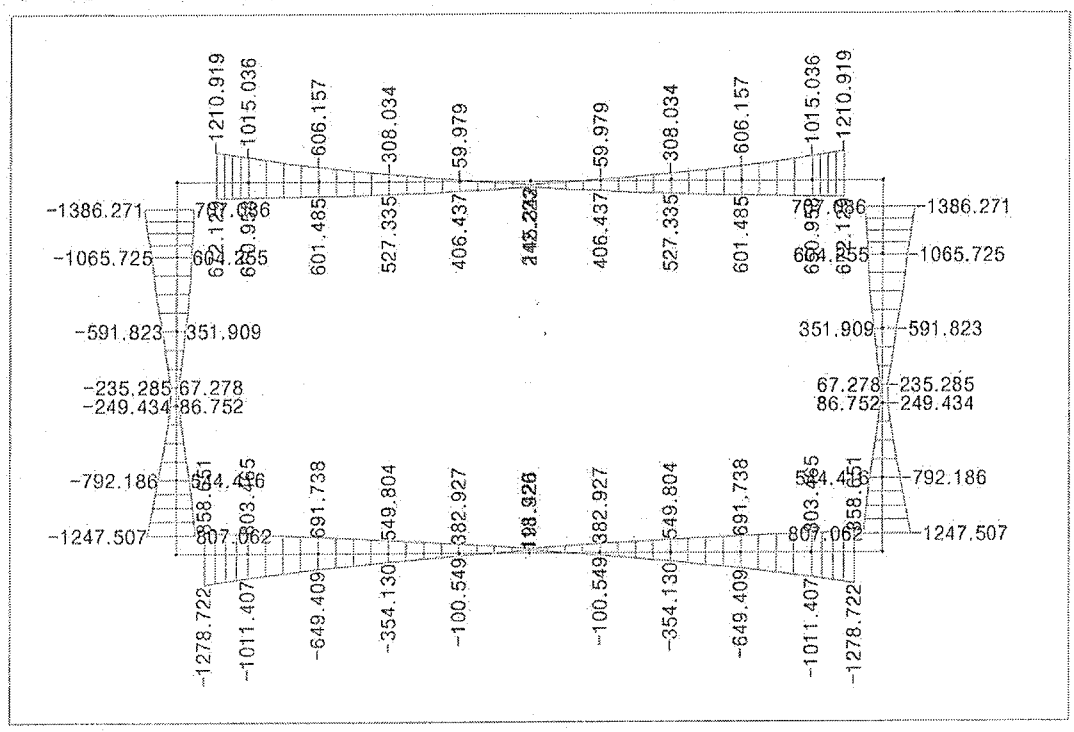


4) 단면력 정리

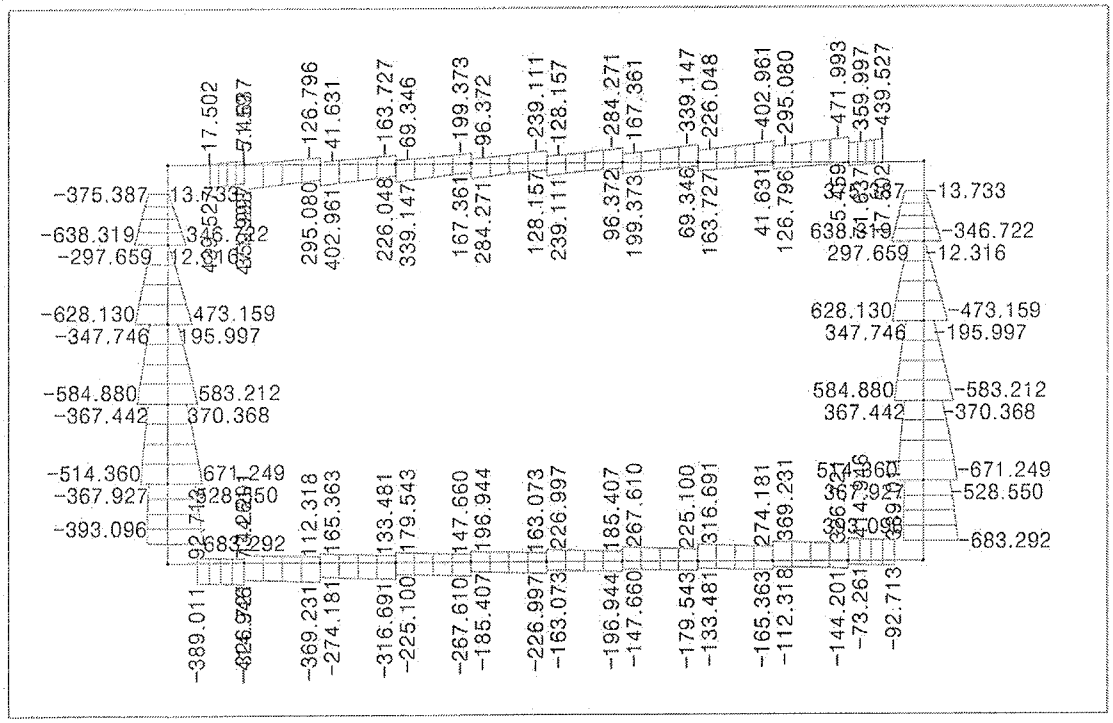
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	892.07	256.83	466.96	1000.00	1466.67	
		중앙부	2	195.71	178.16	268.71	1000.00	1300.00	
		우측	3	892.07	256.83	466.96	1000.00	1466.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	952.99	289.13	519.47	1000.00	1300.00	
		중앙부	5	151.04	155.57	221.35	1000.00	1300.00	
		우측	6	952.99	289.13	519.47	1000.00	1300.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1050.67	318.74	328.70	1000.00	1666.67	
		중앙부	8	416.66	291.01	270.56	1000.00	1500.00	
		하부	9	928.08	448.13	374.66	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	1050.67	318.74	328.70	1000.00	1666.67	
		중앙부	11	416.66	291.01	270.56	1000.00	1500.00	
		하부	12	928.08	448.13	374.66	1000.00	1500.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

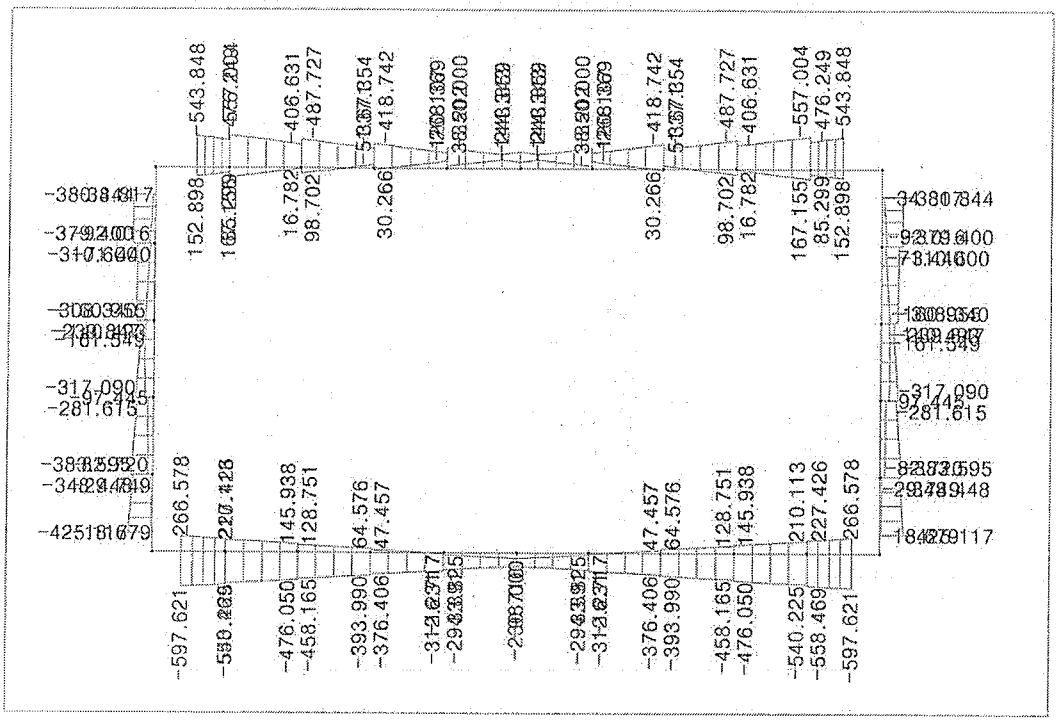
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



4) 단면력 정리

구분	위치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1210.92	332.41	543.85	1000.00	1466.67	
		중앙부	2	242.22	239.11	281.45	1000.00	1300.00	
		우측	3	1210.92	332.41	543.85	1000.00	1466.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1278.72	360.26	597.62	1000.00	1300.00	
		중앙부	5	191.43	227.00	230.72	1000.00	1300.00	
		우측	6	1278.72	360.26	597.62	1000.00	1300.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	1386.27	444.86	380.84	1000.00	1666.67	
		중앙부	8	592.51	390.06	310.04	1000.00	1500.00	
		하부	9	1247.51	585.66	425.12	1000.00	1500.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	1386.27	444.86	380.84	1000.00	1666.67	
		중앙부	11	592.51	390.06	310.04	1000.00	1500.00	
		하부	12	1247.51	585.66	425.12	1000.00	1500.00	

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	-1316.31	-	-1210.92	-892.07	-1316.31	
		중앙부	2	1498.74	-	242.22	195.71	1498.74	
		우측	3	-1316.31	-	-1210.92	-892.07	-1316.31	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1952.59	-	-1278.72	-952.99	-1952.59	
		중앙부	5	1380.03	-	191.43	151.04	1380.03	
		우측	6	-1952.59	-	-1278.72	-952.99	-1952.59	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1877.84	-	-1386.27	-1050.67	-1877.84	
		중앙부	8	-	-	592.51	416.66	592.51	
		하부	9	-2216.11	-	-1247.51	-928.08	-2216.11	
우측 벽체	1 층	상부	10	-1877.84	-	-1386.27	-1050.67	-1877.84	
		중앙부	11	-	-	592.51	416.66	592.51	
		하부	12	-2216.11	-	-1247.51	-928.08	-2216.11	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	731.67	-	332.41	256.83	731.67	
		중앙부	2	-68.92	-	239.11	178.16	239.11	
		우측	3	-731.67	-	-332.41	-256.83	-731.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-849.73	-	-360.26	-289.13	-849.73	
		중앙부	5	-264.93	-	-227.00	-155.57	-264.93	
		우측	6	849.73	-	360.26	289.13	849.73	
좌측 벽체	1 층	상부	7	213.21	-	-444.86	-318.74	-444.86	
		중앙부	8	-233.91	-	-390.06	-291.01	-390.06	
		하부	9	469.33	-	585.66	448.13	585.66	
우측 벽체	1 층	상부	10	-213.21	-	444.86	318.74	444.86	
		중앙부	11	233.91	-	390.06	291.01	390.06	
		하부	12	-469.33	-	-585.66	-448.13	-585.66	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-436.52	-	-543.85	-466.96	-543.85	
		중앙부	2	-436.52	-	-281.45	-268.71	-436.52	
		우측	3	-436.52	-	-543.85	-466.96	-543.85	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-830.01	-	-597.62	-519.47	-830.01	
		중앙부	5	-830.01	-	-230.72	-221.35	-830.01	
		우측	6	-830.01	-	-597.62	-519.47	-830.01	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1119.20	-	-380.84	-328.70	-1119.20	
		중앙부	8	-1163.52	-	-310.04	-270.56	-1163.52	
		하부	9	-1338.12	-	-425.12	-374.66	-1338.12	

우측 벽체	1층	상부	10	-1119.20	-	-380.84	-328.70	-1119.20	
		중앙부	11	-1163.52	-	-310.04	-270.56	-1163.52	
		하부	12	-1338.12	-	-425.12	-374.66	-1338.12	

4) 사용모멘트

(kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1경간	좌측	1	-909.82	-	-	-	-909.82	
		중앙부	2	1126.17	-	-	-	1126.17	
		우측	3	-909.81	-	-	-	-909.81	
하부 슬래브	1경간	좌측	4	-1430.85	-	-	-	-1430.85	
		중앙부	5	1025.65	-	-	-	1025.65	
		우측	6	-1430.85	-	-	-	-1430.85	
좌측 벽체	1층	상부	7	-1324.88	-	-	-	-1324.88	
		중앙부	8	-	-	-	-	-	
		하부	9	-1643.11	-	-	-	-1643.11	
우측 벽체	1층	상부	10	-1324.88	-	-	-	-1324.88	
		중앙부	11	-	-	-	-	-	
		하부	12	-1643.11	-	-	-	-1643.11	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1367	1316.31	2572.32	2885.91	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.95
		중앙부	2	1000	1220	1498.74	2053.48	3711.56	H29 - 8.0EA	5139.20	1.37
		우측	3	1000	1367	1316.31	2572.32	2885.91	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.95
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	1150	1952.59	4490.08	5198.63	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	2.30
		중앙부	5	1000	1220	1380.03	2053.48	3410.04	H29 - 8.0EA	5139.20	1.49
		우측	6	1000	1150	1952.59	4490.08	5198.63	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	2.30
좌측벽체	1층	상부	7	1000	1567	1877.84	5207.23	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9321.60	2.77
		중앙부	8	1000	1420	592.50	6760.78	-	H25 - 8.0EA	9928.80	11.41
		하부	9	1000	1350	2216.11	7958.25	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	16282.40	3.59
우측벽체	1층	상부	10	1000	1567	1877.84	5207.23	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9321.60	2.77
		중앙부	11	1000	1420	592.50	6760.78	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	9928.80	11.41
		하부	12	1000	1350	2216.11	7958.25	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	16282.40	3.59

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래	1경간	좌측	1	779.4	731.7	1387.58	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	792.4	239.1	1101.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	779.4	731.7	1387.58	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
하부슬래	1경간	좌측	4	746.9	849.7	1329.77	2.00	44.69	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	792.4	264.9	1101.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	746.9	849.7	1329.77	2.00	44.69	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	957.8	444.9	1312.55	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	973.4	390.1	1693.07	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	9	932.7	585.7	1274.81	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	957.8	444.9	1312.55	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	973.4	390.1	1693.07	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		하부	12	932.7	585.7	1274.81	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	1466.67	1366.67	100.00	1316.31	731.67

* 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 (1366.67 - 117.830) / 117.830 = 0.03180

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2885.905\ mm^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.991]

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 = 0.00420

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 (1366.67 - a/2) = 2572.320 kN.m

≥ Mu (= 1316.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.954]

* 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1200.00 = 779.423 kN

≥ Vu (= 731.667 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	1300.00	1220.00	80.00	1498.74	239.11

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 5139.200 x 400.00 = 2055680.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 89.572 mm, c = 89.572 / β1 = 89.572 / 0.85 = 105.379 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1220.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03173

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3711.564 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.385]

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 = 0.00421

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 (1220.00 - a/2) = 2053.484 kN.m

≥ Mu (= 1498.740 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.370]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 239.111 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	1466.67	1366.67	100.00	1316.31	731.67

* 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 (1366.67 - 117.830) / 117.830 = 0.03180

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2885.905 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.991]

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 = 0.00420

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 (1366.67 - a/2) = 2572.320 kN.m

≥ Mu (= 1316.307 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.954]

* 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1200.00 = 779.423 kN

≥ Vu (= 731.669 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	1300.00	1150.00	100.00	1952.59	849.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1200.00 - 260.560) / 260.560 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5198.627 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.444]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.01105

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1150.00 - a/2) = 4490.077 kN.m

≥ Mu (= 1952.587 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.300]

* 전단에 대한 검토 (d = 1150.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1150.00 = 746.947 kN

< Vu (= 849.734 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (849.734-746.947) x 150.00 / (400x1150.00xΦ) x 1000 = 44.690 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1150.00 / 150.00 x 1000 = 777.093 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1150.00 / 1000 = 3983.717 kN ≥ 777.093 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (995.929 + 777.093) = 1329.767 kN ≥ 849.734 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	1300.00	1220.00	80.00	1380.03	264.93

* 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 (1220.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03173

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3410.040 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.507]

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 = 0.00421

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 (1220.00 - a/2) = 2053.484 kN.m

≥ Mu (= 1380.030 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.488]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 264.925 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	1300.00	1150.00	100.00	1952.59	849.73

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1200.00 - 260.560) / 260.560 = 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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 5198.627 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 2.444]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.01105

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1150.00 - a/2) = 4490.077 kN.m

≥ Mu (= 1952.587 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.300]

* 전단에 대한 검토 (d = 1150.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1150.00 = 746.947 kN

< Vu (= 849.734 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (849.734-746.947) x 150.00 / (400x1150.00xΦ) x 1000 = 44.690 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1150.00 / 150.00 x 1000 = 777.093 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1150.00 / 1000 = 3983.717 kN ≥ 777.093 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (995.929 + 777.093) = 1329.767 kN ≥ 849.734 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,667	100	1,567	1119.199	1877.835	1677.8

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 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 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 2298560.0 x 100.000 + 1430080.0 x 1586.667) / 41978640.0

= 818.843 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.00 mm, ab = k1 x cb = 799.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 18337.050 + 1348.029 - 2298.560 = 17386.519 kN

Mb = Cc x 448.324 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10908.286 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 627.399 mm, e = Mu/Pu = 1677.838 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 236.45 mm, a = k1 x c = 200.98 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 200980.099 = 4612.493 kN

∑Csi = 1337.285 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4612.493 + 1337.285 - 2298.560 = 3651.218 kN

Mn = Cc x 718.353 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6126.174 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1677.844) | = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 236.447 mm, a = k1 x c = 200.980 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-236.45) / 236.45 = 0.01688

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} = 30351.767 kN ≥ Pn = 3651.218 kN

ΦPn = 0.85 x 3651.218 = 3103.536 kN ≥ Pu = 1119.199 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.678 = 5207.231 kN.m ≥ Mu = 1877.835 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 957.789 kN

≥ Vu (= 444.855 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	80	1,420	1163.524	592.505	509.2

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 1430080.0 x 80.000 + 2541440.0 x 1400.000) / 38396520.0

= 768.069 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.00 mm, ab = k1 x cb = 724.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 16620.390 + 2395.625 - 1430.080 = 17585.935 kN

Mb = Cc x 369.831 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8644.601 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 491.563 mm, e = Mu/Pu = 509.233 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 819.33 mm, a = k1 x c = 696.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 696429.386 = 15983.054 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 15983.054 + 2395.625 - 1430.080 = 16948.599 kN

Mn = Cc x 419.854 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8630.824 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=509.235) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 819.329 mm, a = k1 x c = 696.429 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-819.33) / 819.33 = 0.00220

→ 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} = 30534.923 kN ≥ Pn = 16948.599 kN

ΦPn = 0.78 x 16948.599 = 13276.403 kN ≥ Pu = 1163.524 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.509 = 6760.780 kN.m ≥ Mu = 592.505 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 973.419 kN

≥ Vu (= 390.062 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,500	100	1,350	1338.124	2216.114	1656.1

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 5082880.0 x 150.000 + 1430080.0 x 1420.000) / 40937960.0
= 698.909 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 810.00 mm, ab = k1 x cb = 688.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 688500.000 = 15801.075 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 15801.075 + 1348.029 - 5082.880 = 12066.224 kN

Mb = Cc x 456.841 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10980.673 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 910.034 mm, e = Mu/Pu = 1656.135 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 481.26 mm, a = k1 x c = 409.07 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 409070.241 = 9388.162 kN

∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 9388.162 + 1348.029 - 5082.880 = 5653.311 kN

Mn = Cc x 494.374 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9362.655 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1656.137) | = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 100.00 = 1400.000 mm

c = 481.259 mm, a = k1 x c = 409.070 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1400.00-481.26) / 481.26 = 0.00573

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} = 32451.423 kN ≥ Pn = 5653.311 kN

ΦPn = 0.85 x 5653.311 = 4805.315 kN ≥ Pu = 1338.124 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.656 = 7958.250 kN.m ≥ Mu = 2216.114 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 1350.00 = 932.724 kN
≥ Vu (= 585.656 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	1,667	100	1,567	1119.199	1877.835	1677.8

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 m

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 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 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 2298560.0 x 100.000 + 1430080.0 x 1586.667) / 41978640.0

= 818.843 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.00 mm, ab = k1 x cb = 799.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 18337.050 + 1348.029 - 2298.560 = 17386.519 kN

Mb = Cc x 448.324 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10908.286 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 627.399 mm, e = Mu/Pu = 1677.838 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 236.45 mm, a = k1 x c = 200.98 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 200980.099 = 4612.493 kN

∑Csi = 1337.285 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4612.493 + 1337.285 - 2298.560 = 3651.218 kN

Mn = Cc x 718.353 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6126.174 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1677.844) | = 0.0055 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 236.447 mm, a = k1 x c = 200.980 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-236.45) / 236.45 = 0.01688

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} = 30351.767 kN ≥ Pn = 3651.218 kN

ΦPn = 0.85 x 3651.218 = 3103.536 kN ≥ Pu = 1119.199 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.678 = 5207.231 kN.m ≥ Mu = 1877.835 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 957.789 kN

≥ Vu (= 444.855 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	1,500	80	1,420	1163.524	592.505	509.2

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 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 (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 1430080.0 x 80.000 + 2541440.0 x 1400.000) / 38396520.0

= 768.069 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.00 mm, ab = k1 x cb = 724.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 16620.390 + 2395.625 - 1430.080 = 17585.935 kN

Mb = Cc x 369.831 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8644.601 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 491.563 mm, e = Mu/Pu = 509.233 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 819.33 mm, a = k1 x c = 696.43 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 696429.386 = 15983.054 kN

∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 15983.054 + 2395.625 - 1430.080 = 16948.599 kN

Mn = Cc x 419.854 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8630.824 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=509.235) | = 0.0024 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 819.329 mm, a = k1 x c = 696.429 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-819.33) / 819.33 = 0.00220

→ 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} = 30534.923 kN ≥ Pn = 16948.599 kN

ΦPn = 0.78 x 16948.599 = 13276.403 kN ≥ Pu = 1163.524 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.509 = 6760.780 kN.m ≥ Mu = 592.505 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 973.419 kN

≥ Vu (= 390.062 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	1,500	100	1,350	1338.124	2216.114	1656.1

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm
2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0109) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 5082880.0 x 150.000 + 1430080.0 x 1420.000) / 40937960.0
= 698.909 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 810.00 mm, ab = k1 x cb = 688.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 688500.000 = 15801.075 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 15801.075 + 1348.029 - 5082.880 = 12066.224 kN

Mb = Cc x 456.841 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10980.673 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 910.034 mm, e = Mu/Pu = 1656.135 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 481.26 mm, a = k1 x c = 409.07 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 409070.241 = 9388.162 kN

∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 9388.162 + 1348.029 - 5082.880 = 5653.311 kN

Mn = Cc x 494.374 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9362.655 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1656.137) | = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 100.00 = 1400.000 mm

c = 481.259 mm, a = k1 x c = 409.070 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1400.00-481.26) / 481.26 = 0.00573

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} = 32451.423 kN ≥ Pn = 5653.311 kN

ΦPn = 0.85 x 5653.311 = 4805.315 kN ≥ Pu = 1338.124 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.656 = 7958.250 kN.m ≥ Mu = 2216.114 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 1350.00 = 932.724 kN

≥ Vu (= 585.656 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 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 3310.7 ㎟ ∴ O.K

10) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 중앙부

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 하부

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 16.7EA = 3310.662 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

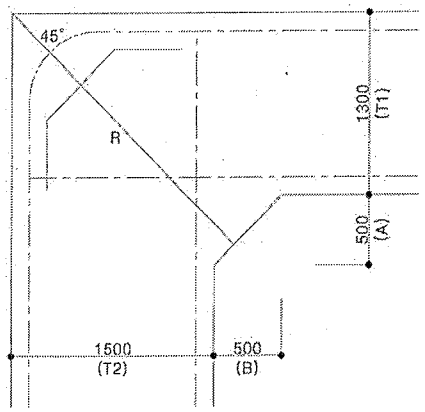
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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 = 1324.880 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1324.880 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1324.88 \times 10^6}{2333.452^2 \times 1000} = 1.217 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1324.88 \times 10^6}{2333.452 \times 180} = 6308.631 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 6308.631 mm² - 2569.600 mm²

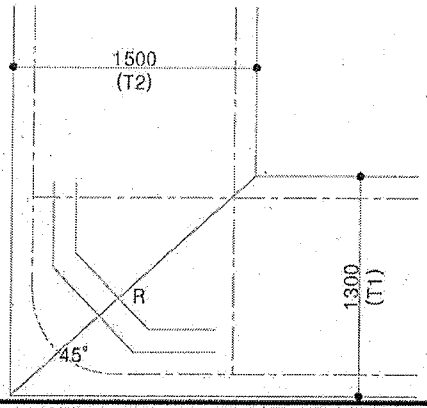
= 3739.031 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 mm² > Req'd As (= 3739.031 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1643.112 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1643.112 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1984.943$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1643.11 \times 10^6}{1984.943^2 \times 1000} = 2.085 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1643.11 \times 10^6}{1984.943 \times 180} = 9197.643 \text{ mm}^2$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 9197.643 mm² - 6353.600 mm²

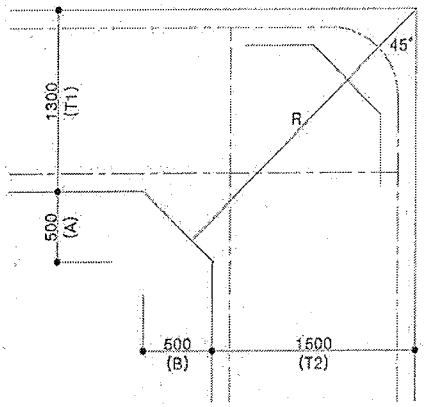
= 2844.043 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm² > Req'd As (= 2844.043 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1324.879 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1324.879 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$= 2333.452$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm^2

∴ Total Asb = 2569.600 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1324.88 \times 10^6}{2333.452^2 \times 1000} = 1.217 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1324.88 \times 10^6}{2333.452 \times 180} = 6308.626 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm^2

Req'd As = As - Asb

= 6308.626 mm^2 - 2569.600 mm^2

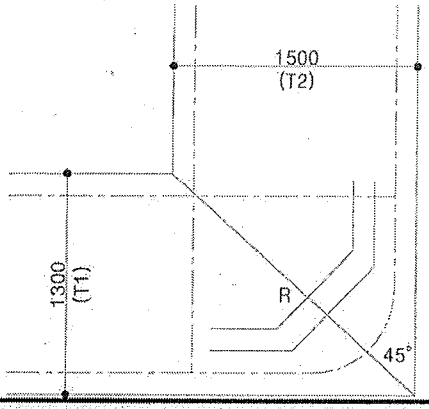
= 3739.026 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA , H22 - 8EA

∴ Total As = 6193.600 mm^2 > Req'd As (= 3739.026 mm^2) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1643.113 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1643.113 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1984.943$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm^2

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm^2

∴ Total Asb = 6353.600 mm^2

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1643.11 \times 10^6}{1984.943^2 \times 1000} = 2.085 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1643.11 \times 10^6}{1984.943 \times 180} = 9197.649 \text{ mm}^2$$

Asb = 6353.600 mm^2

Req'd As = As - Asb

= 9197.649 mm^2 - 6353.600 mm^2

= 2844.049 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA , H25 - 8EA

∴ Total As = 9192.800 mm^2 > Req'd As (= 2844.049 mm^2) ----------> 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	1367	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	421.052	O.K	3.368
		중앙부	2	1220	H29 - 8.0EA	125	243.239	O.K	1.946
		우측	3	1367	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	421.052	O.K	3.368
하부슬래브	1경간	좌측	4	1150	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	507.546	O.K	4.060
		중앙부	5	1220	H29 - 8.0EA	125	283.128	O.K	2.265
		우측	6	1150	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	507.546	O.K	4.060
좌측벽체	1층	상부	7	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	289.015	O.K	2.312
		중앙부	8	1420	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	9	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	529.125	O.K	4.233
우측벽체	1층	상부	10	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	289.015	O.K	2.312
		중앙부	11	1420	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
		하부	12	1350	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	529.125	O.K	4.233

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 909.815 x 1000000 / [5746.400 x (1366.667 - 293.790/3)]
= 124.792 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x5746.400)]
= 293.790 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 / 124.79) - 2.5 x 84.00 = 421.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.79) = 504.84 mm

Sa는 작은 값인 421.05 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 421.05 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1126.172 x 1000000 / [5139.200 x (1220.000 - 262.474/3)]
= 193.494 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x5139.200)]
= 262.474 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 193.49) - 2.5 x 65.50 = 243.24 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 193.49) = 325.59 mm

Sa는 작은 값인 243.24 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 243.24 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 909.814 x 1000000 / [5746.400 x (1366.667 - 293.790/3)]
= 124.792 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x5746.400)]
= 293.790 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 / 124.79) - 2.5 x 84.00 = 421.05 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 124.79) = 504.84 mm
Sa는 작은 값인 421.05 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 421.05 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1430.852 x 1000000 / [12707.200 x (1150.000 - 372.025/3)]
= 109.749 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1150.0/(7x12707.200)]
= 372.025 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.75) - 2.5 x 84.00 = 507.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 109.75) = 574.04 mm
Sa는 작은 값인 507.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 507.55 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1025.649 x 1000000 / [5139.200 x (1220.000 - 262.474/3)]
= 176.223 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x5139.200)]
= 262.474 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 176.22) - 2.5 x 65.50 = 283.13 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 176.22) = 357.50 mm
Sa는 작은 값인 283.13 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 283.13 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1430.852 x 1000000 / [12707.200 x (1150.000 - 372.025/3)]
= 109.749 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1150.0/(7x12707.200)]
= 372.025 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 109.75) - 2.5 x 84.00 = 507.55 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 109.75) = 574.04 mm
Sa는 작은 값인 507.55 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 507.55 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1324.880 x 1000000 / [5746.400 x (1566.667 - 317.065/3)]
= 157.811 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x5746.400)]
= 317.065 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 / 157.81) - 2.5 x 84.00 = 289.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.81) = 399.21 mm
Sa는 작은 값인 289.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 289.02 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1643.112 x 1000000 / [12707.200 x (1350.000 - 409.124/3)]
= 106.545 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x12707.200)]
= 409.124 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 106.54) - 2.5 x 84.00 = 529.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 106.54) = 591.30 mm
Sa는 작은 값인 529.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 529.12 mm) ∴ O.K

9) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1324.879 x 1000000 / [5746.400 x (1566.667 - 317.065/3)]
= 157.811 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x5746.400)]
= 317.065 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 / 157.81) - 2.5 x 84.00 = 289.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 157.81) = 399.21 mm
Sa는 작은 값인 289.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 289.02 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1643.113 x 1000000 / [12707.200 x (1350.000 - 409.124/3)]
= 106.545 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1350.0/(7x12707.200)]
= 409.124 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 106.54) - 2.5 x 84.00 = 529.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 106.54) = 591.30 mm
Sa는 작은 값인 529.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 529.12 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.900 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.30 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 = 10.900 / 28

T = 0.389 m < 1.300 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

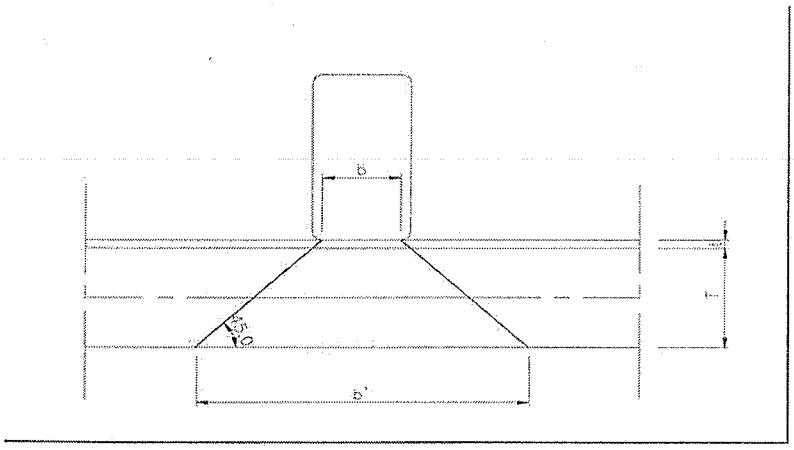
1) 고정하중

- 구체자중 = 1130.250 / 12.400 = 91.149 kN/m²
- 상부연직하중 = 90.255 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

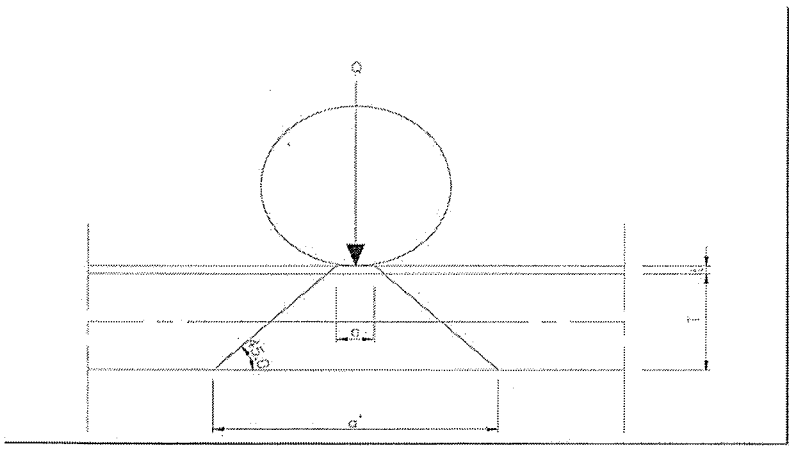


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1300 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.300 + 0.040) × cot 45°

= 3.180 m



a' = 0.200 + 2 × (1.300 + 0.040) × cot 45°

= 2.880 m

$Qz = 96.0 / (3.180 \times 2.880) = 10.482 \ kN/m^2$

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 91.15 + 90.25 + 15.00 + 0.92 + 10.48

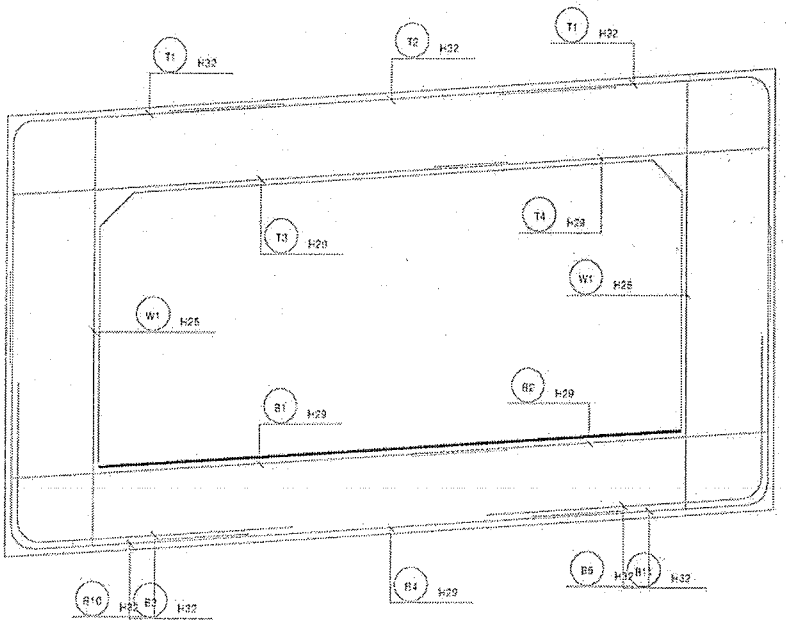
= 207.806 kN/m^2

2) 지반의 허용연직지지력

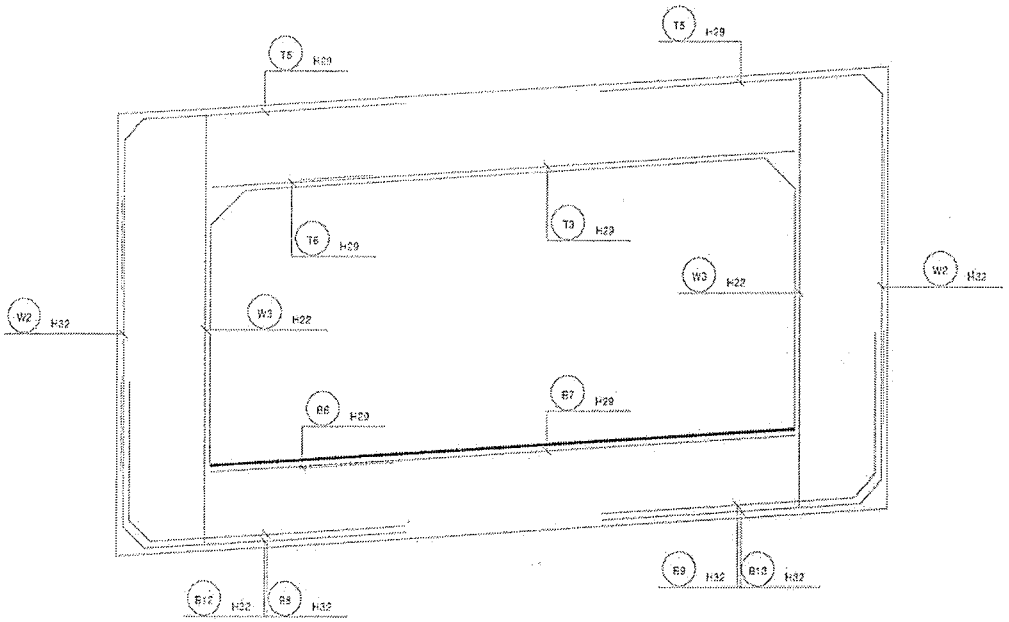
Qa = 400.000 kN/m^2 ≥ Qmax = 207.806 kN/m^2 ..... O.K

20. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)

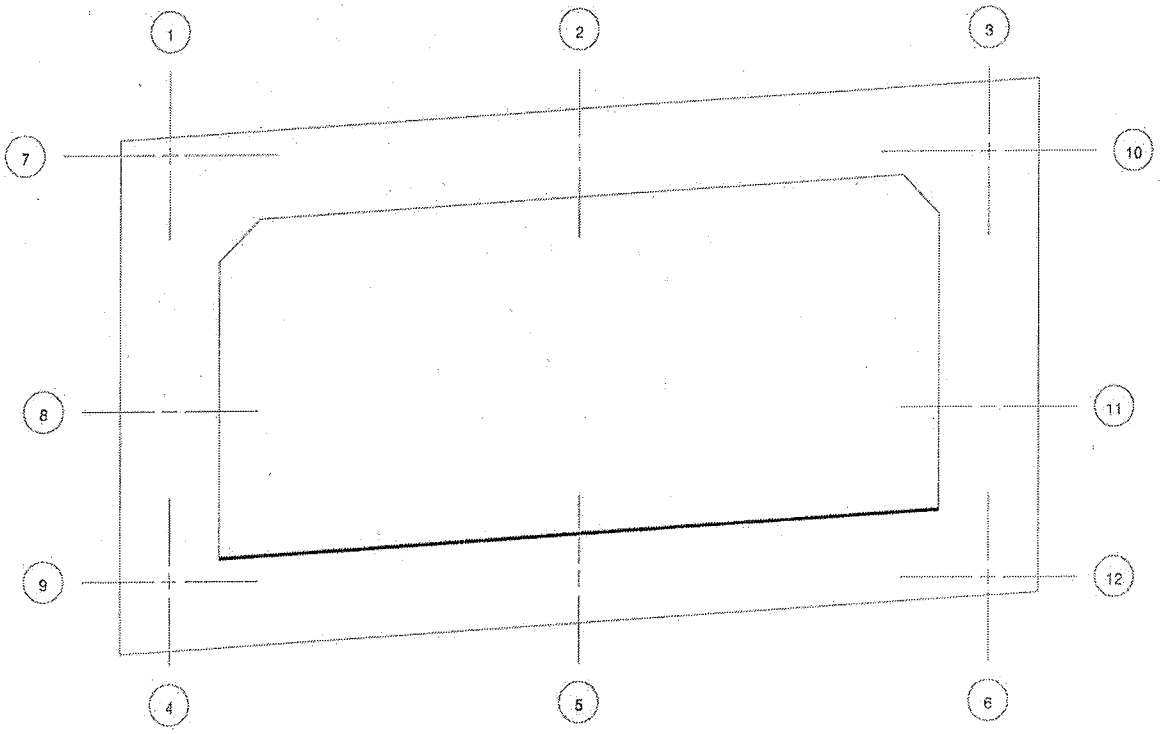


B5

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1167	1079.43	1559.24	2778.95	H25 - 8.0EA	4053.60	1.44
		좌측(하면)	1	1000	1020	415.72	690.72	1211.14	H25 - 4.0EA	2026.80	1.66
		중앙부	2	1000	1020	1138.78	1202.01	3381.37	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.06
		우측(상면)	3	1000	1167	1068.96	1559.24	2751.41	H25 - 8.0EA	4053.60	1.46
		우측(하면)	3	1000	1020	415.72	690.72	1211.14	H25 - 4.0EA	2026.80	1.66
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1020	551.21	1202.01	1611.61	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.18
		좌측(하면)	4	1000	1000	1571.72	1855.94	4825.64	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.18
		좌측(배수구단면)	4	1000	858	922.49	1383.12	3740.2	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.50
		중앙부	5	1000	1020	1115.50	1202.01	3310.17	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.08
		우측(상면)	6	1000	1020	551.21	1202.01	1611.61	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.18
		우측(하면)	6	1000	1000	1565.46	1855.94	4805.55	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.19
		우측(배수구단면)	6	1000	822	382.19	1312.79	1587.3	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.43
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1367	1538.72	2996.84	-	H25 - 8.0EA	5642.40	1.95
		상부(내측)	7	1000	1220	466.27	4297.50	-	H16 - 8.0EA	5642.40	9.22
		중앙부(외측)	8	1000	1200	1289.47	3212.85	-	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	6185.20	2.49
		중앙부(내측)	8	1000	1220	42.88	841.25	-	H16 - 8.0EA	6185.20	19.62
		하부(외측)	9	1000	1200	1784.75	3401.79	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.91
		하부(내측)	9	1000	1220	525.60	4382.21	-	H16 - 8.0EA	7335.20	8.34
우측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1367	1529.82	3006.97	-	H25 - 8.0EA	5642.40	1.97
		상부(내측)	10	1000	1220	466.27	4297.50	-	H16 - 8.0EA	5642.40	9.22
		중앙부(외측)	11	1000	1200	1290.51	3211.17	-	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	6185.20	2.49
		중앙부(내측)	11	1000	1220	42.88	841.25	-	H16 - 8.0EA	6185.20	19.62
		하부(외측)	12	1000	1200	1778.98	3406.73	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.92
		하부(내측)	12	1000	1220	525.60	4382.21	-	H16 - 8.0EA	7335.20	8.34

■ 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	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		좌측 (배수구단면)	4	1716.0	2647.3	O.K	1287.0	2647.3	O.K
		중앙부	5	1800.0	1986.0	O.K	1650.0	1986.0	O.K
		우측	6	1800.0	2647.3	O.K	1650.0	2647.3	O.K
		우측 (배수구단면)	6	1644.0	2647.3	O.K	1233.0	2647.3	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	9	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1800.0	1986.0	O.K
		하부	12	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	mm^2		mm	mm^2	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	649.5	640.8	902.92	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	662.5	156.5	920.98	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	649.5	640.8	902.92	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	662.5	721.8	1179.45	2.00	29.07	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	662.5	208.7	920.98	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	662.5	721.6	1179.45	2.00	28.99	H13	150	253.40	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	7	818.7	250.2	1122.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	823.4	239.8	1127.51	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	826.6	477.4	1130.70	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측 벽체	1 층	상부	10	818.7	250.2	1122.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	823.4	239.8	1127.51	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	826.6	477.4	1130.70	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	1167	H25 - 8.0EA	125	270.374	O.K	2.163
		중앙부	2	1020	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	163.683	O.K	1.309
		우측	3	1167	H25 - 8.0EA	125	274.916	O.K	2.199
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	164.977	O.K	1.320
		좌측(배수구 단면)	4	858	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	271.200	O.K	2.17
		중앙부	5	1020	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	174.019	O.K	1.392
		우측	6	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	166.306	O.K	1.330
		우측(배수구 단면)	6	822	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	909.000	O.K	7.27
좌측벽체	1층	상부	7	1367	H25 - 8.0EA	125	178.793	O.K	1.430
		중앙부	8	1200	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	231.078	O.K	1.849
		하부	9	1200	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	187.520	O.K	1.500
우측벽체	1층	상부	10	1367	H25 - 8.0EA	125	180.953	O.K	1.448
		중앙부	11	1200	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	230.763	O.K	1.846
		하부	12	1200	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	188.658	O.K	1.509

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp A BOX (내공 : 9.4M × 4.24M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도	(fck)	=	27	MPa
- 콘크리트 탄성계수	(Ec)	=	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 : 3.357 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

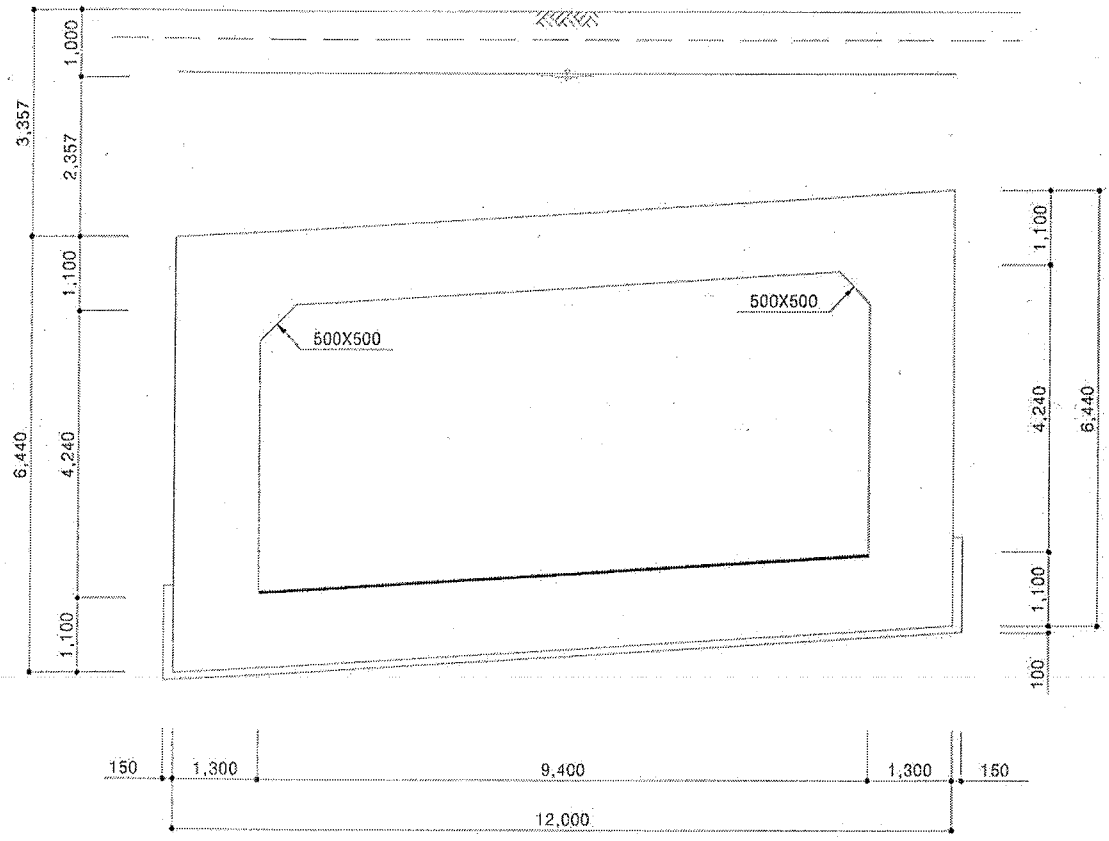
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


1,000
2,357
3,357
1,100
4,240
6,440
1,100
500X500
500X500
1,100
4,240
1,100
6,440
100
150
1,300
9,400
1,300
150
12,000

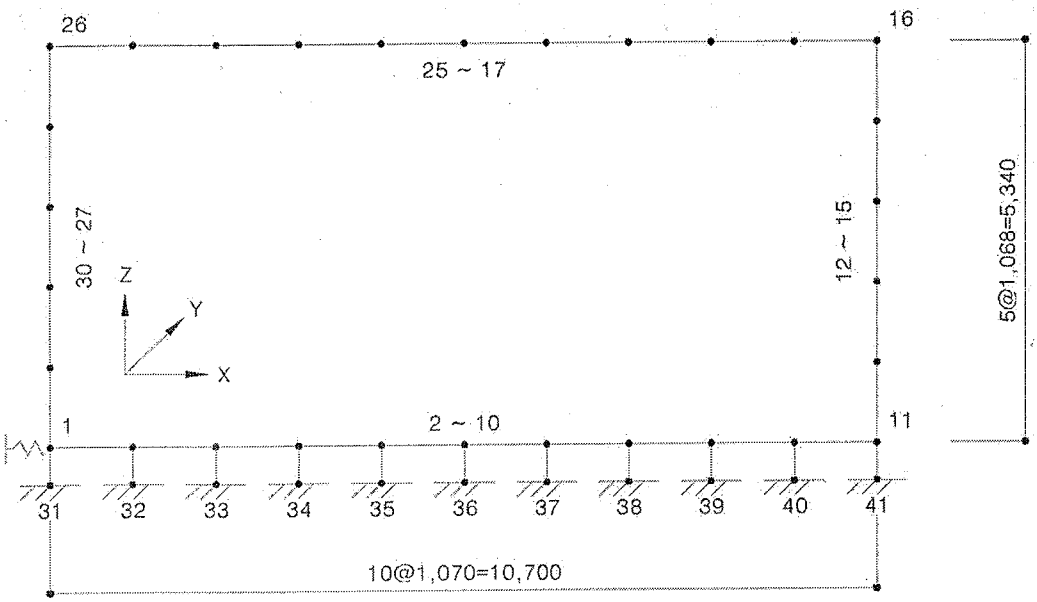
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

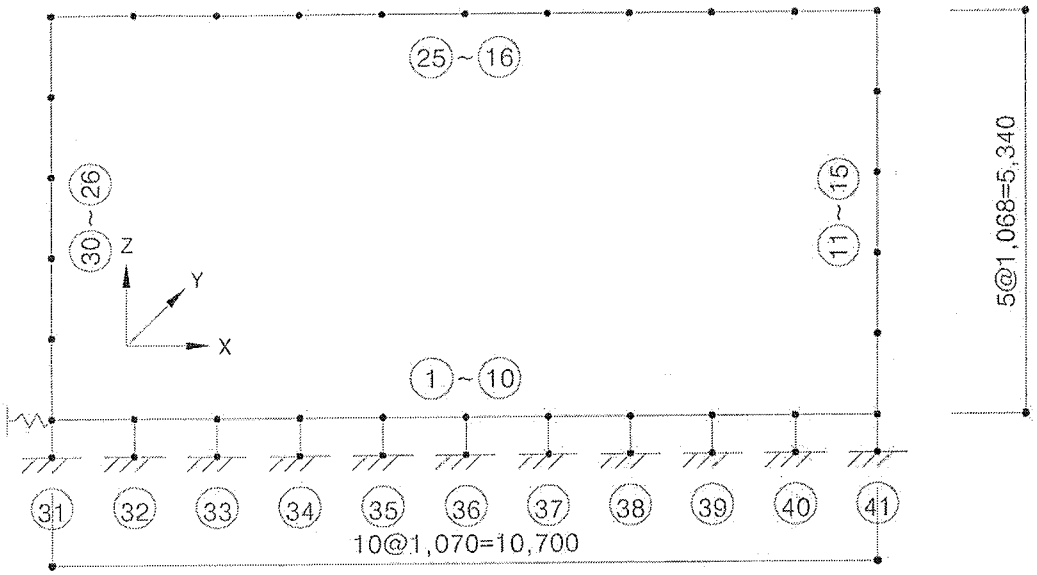
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

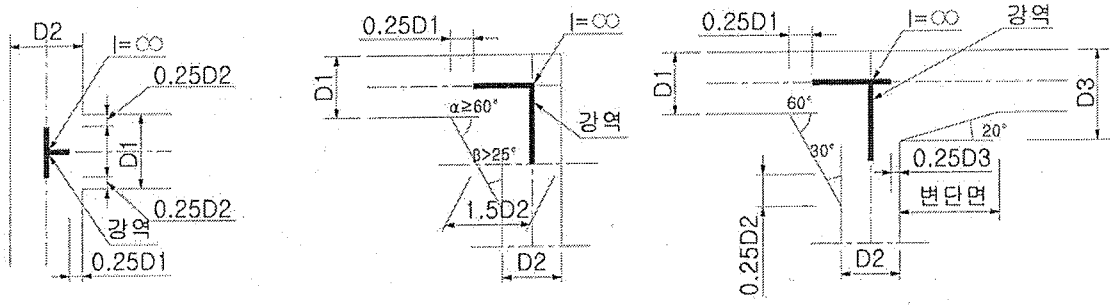
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.100 × 1.000 = 1.100	0.11092	1~10,16~25
2	1.300 × 1.000 = 1.300	0.18308	11~15,26~30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	22	4.280	5.840
2	1.070	0.500	23	3.210	5.840
3	2.140	0.500	24	2.140	5.840
4	3.210	0.500	25	1.070	5.840
5	4.280	0.500	26	0.000	5.840
6	5.350	0.500	27	0.000	4.772
7	6.420	0.500	28	0.000	3.704
8	7.490	0.500	29	0.000	2.636
9	8.560	0.500	30	0.000	1.568
10	9.630	0.500	31	0.000	0.000
11	10.700	0.500	32	1.070	0.000
12	10.700	1.568	33	2.140	0.000
13	10.700	2.636	34	3.210	0.000
14	10.700	3.704	35	4.280	0.000
15	10.700	4.772	36	5.350	0.000
16	10.700	5.840	37	6.420	0.000
17	9.630	5.840	38	7.490	0.000
18	8.560	5.840	39	8.560	0.000
19	7.490	5.840	40	9.630	0.000
20	6.420	5.840	41	10.700	0.000
21	5.350	5.840			

4) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 ㎜

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 ㎜

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 ㎜

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

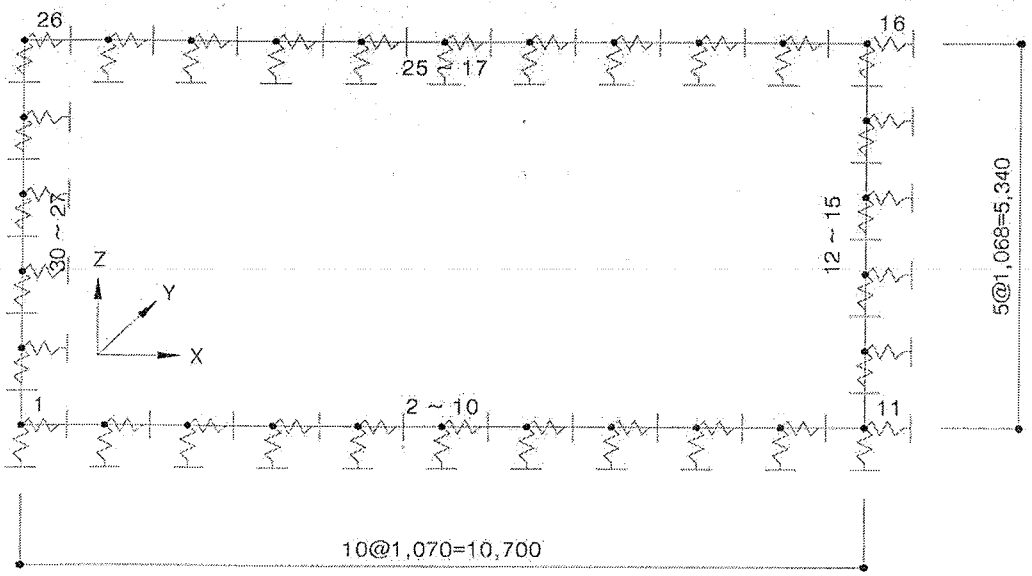
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 ㎜

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

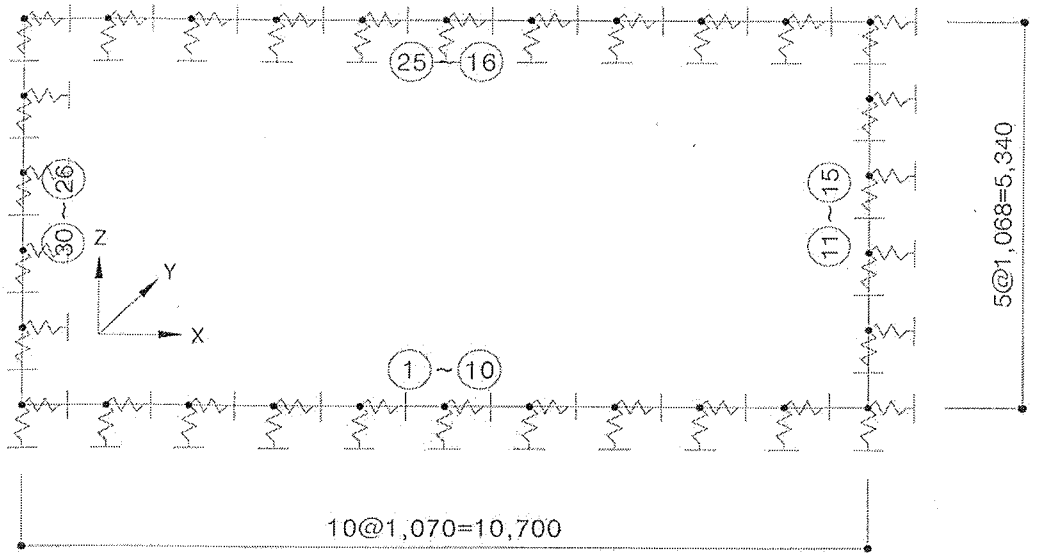
1) Modeling

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

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

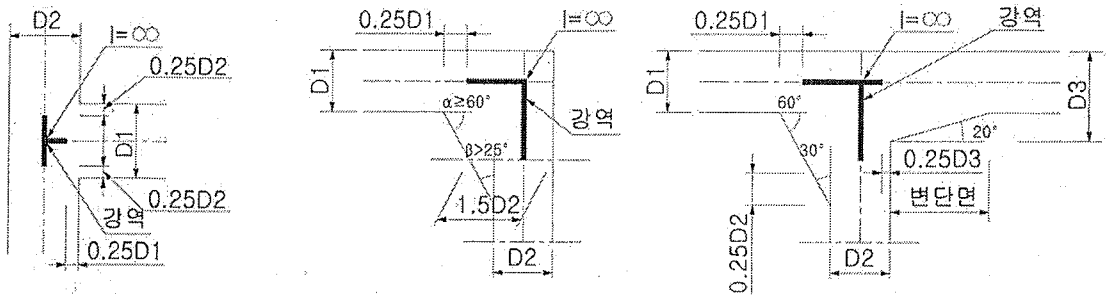
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.100 × 1.000	= 1.100	0.11092	1~10,16~25
2	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	11~15,26~30

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	16	10.700	5.340
2	1.070	0.000	17	9.630	5.340
3	2.140	0.000	18	8.560	5.340
4	3.210	0.000	19	7.490	5.340
5	4.280	0.000	20	6.420	5.340
6	5.350	0.000	21	5.350	5.340
7	6.420	0.000	22	4.280	5.340
8	7.490	0.000	23	3.210	5.340
9	8.560	0.000	24	2.140	5.340
10	9.630	0.000	25	1.070	5.340
11	10.700	0.000	26	0.000	5.340
12	10.700	1.068	27	0.000	4.272
13	10.700	2.136	28	0.000	3.204
14	10.700	3.204	29	0.000	2.136
15	10.700	4.272	30	0.000	1.068

8) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 26 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 26 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1300 / 2 + 500 - (1100 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1100 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

(7) 11 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(8) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1300 = 225 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 28000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

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

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 28000 = 93330.00 kN/m³

Kv = 93330.000 × (12.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 5867.81 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 6953 kN/m	1,11
Kv2	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 6279 kN/m	2~10
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	6

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 매립토 (EL. : 13.472 ~ 9.772, N=9)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 166.4 = 166.4 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 166.4^2 = 50805.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 50805.0 = 134125.2 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $9^{1/3}$ = 166.4 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 166.4 = 133.1 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 133.1^2 = 32506.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 32506.0 = 85815.8 kN/m²

(2) 퇴적토 (EL. : 9.772 ~ 0.472, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 209.7^2 = 89652.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 89652.0 = 236681.3 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 167.8^2 = 57404.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 57404.0 = 151546.6 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 .퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

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

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kv = 1577875.330 × (12.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 99203.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 99203.660 = 33067.89 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

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

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kv = 1577875.330 × (12.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 99203.66 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 99203.660 = 33067.89 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.440 × 6.440) = 6.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 236681.3 = 1577875.33 kN/m³

Kh = 1577875.330 × (6.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 158215.57 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 158215.570 = 52738.52 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 106148 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 35383 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 168974 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 56325 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 106148 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 35383 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 117556 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 171506 kN/m	
Kv2	Kv x (1.070/2 + 1.300/2) = 117556 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 171506 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

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

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kv = 1010310.670 × (12.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 63519.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 63519.920 = 21173.31 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

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

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kv = 1010310.670 × (12.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 63519.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 63519.920 = 21173.31 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(6.440 × 6.440) = 6.440 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 151546.6 = 1010310.67 kN/m³

Kh = 1010310.670 × (6.440 / 0.3)$^{-3/4}$ = 101305.14 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 101305.140 = 33768.38 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 67966 kN/m	17~25
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 22655 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.068/2 + 1.068/2) = 108194 kN/m	12~15,27~30
Kss1	Kss x (1.068/2 + 1.068/2) = 36065 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.070/2 + 1.070/2) = 67966 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.070/2 + 1.070/2) = 22655 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.300/2 + 1.070/2) = 75271 kN/m	1,11
Ksb1	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 109815 kN/m	
Kv2	Kv x (1.070/2 + 1.300/2) = 75271 kN/m	16,26
Ksb2	Kh x (1.068/2 + 1.100/2) = 109815 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

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, 정상남도, 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	: 2.857 × 19.00	=	54.283 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	65.783 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)	: 2.357 × 10.00	=	23.570 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	44.570 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 3.357m

- 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 + 3.407 × 19.000) × 0.500	= 38.117	kN/m²
Wh2	= 38.117 + 1.068 × 19.000 × 0.500	= 48.263	kN/m²
Wh3	= 48.263 + 1.068 × 19.000 × 0.500	= 58.409	kN/m²
Wh4	= 58.409 + 1.068 × 19.000 × 0.500	= 68.555	kN/m²
Wh5	= 68.555 + 1.068 × 19.000 × 0.500	= 78.701	kN/m²
Wh6	= 78.701 + 1.068 × 19.000 × 0.500	= 88.847	kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 2.907 × 10.000	= 25.035	kN/m²
Wh2	= 25.035 + 1.068 × 10.000 × 0.500	= 30.375	kN/m²
Wh3	= 30.375 + 1.068 × 10.000 × 0.500	= 35.715	kN/m²
Wh4	= 35.715 + 1.068 × 10.000 × 0.500	= 41.055	kN/m²
Wh5	= 41.055 + 1.068 × 10.000 × 0.500	= 46.395	kN/m²
Wh6	= 46.395 + 1.068 × 10.000 × 0.500	= 51.735	kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1	= 2.357 × 10.000	= 23.570	kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2	= 2.907 × 10.000	= 29.070	kN/m²
Ww3	= 29.070 + 1.068 × 10.000	= 39.750	kN/m²
Ww4	= 39.750 + 1.068 × 10.000	= 50.430	kN/m²
Ww5	= 50.430 + 1.068 × 10.000	= 61.110	kN/m²
Ww6	= 61.110 + 1.068 × 10.000	= 71.790	kN/m²
Ww7	= 71.790 + 1.068 × 10.000	= 82.470	kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww8	= (3.357 + 6.440 - 1.000) × 10.000	= 87.970	kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	3.700	166.400	133.100	18.000	0.089	0.111
퇴적토	9.300	209.700	167.800	20.000	0.177	0.222
자갈	7.000	294.700	235.800	20.000	0.095	0.119
풍화토	4.000	294.700	235.800	20.000	0.054	0.068
풍화암	1.500	294.700	235.800	20.000	0.020	0.025
연암	4.500	248.600	198.900	20.000	0.072	0.090
계					0.507	0.635

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.507 = 0.634	1.25 Tg' = 1.25 × 0.635 = 0.794

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

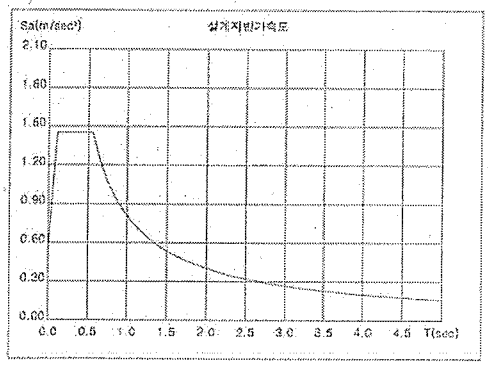
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.270 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.077 m/s²

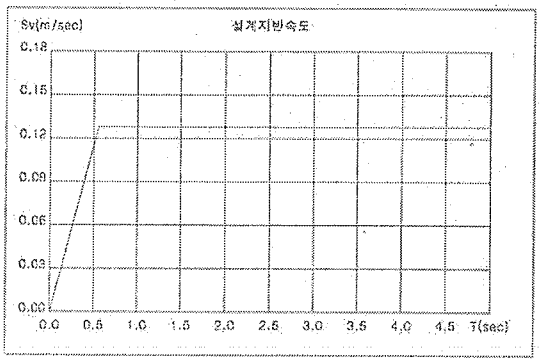
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.634 / 2π × 1.270 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.794 / 2π × 2.077 = 0.262 m/s

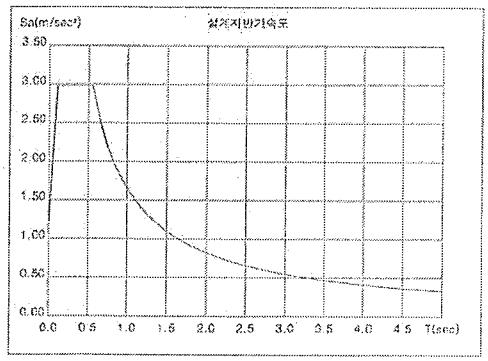
6) 설계응답 응답스펙트럼

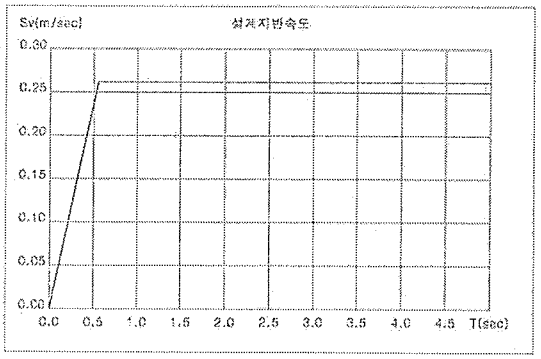
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　3.907 m
- 하부슬래브 EL.　　=　9.247 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 3.907 / (2 \times 30.000)) = 0.016102$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.634 \times \cos(\pi \times 9.247 / (2 \times 30.000)) = 0.014555$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.794 \times \cos(\pi \times 3.907 / (2 \times 30.000)) = 0.041276$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.794 \times \cos(\pi \times 9.247 / (2 \times 30.000)) = 0.037310$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 33067.890 × (0.016102 - 0.014555) = 51.156 kN/m²	Po = 21173.310 × (0.041276 - 0.037310) = 83.973 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)
3.907	158215.570	0.016102	0.001547	244.759
4.975	158215.570	0.015890	0.001335	211.218
6.043	158215.570	0.015628	0.001073	169.765
7.111	158215.570	0.015318	0.000763	120.718
8.179	158215.570	0.014960	0.000405	64.077
9.247	158215.570	0.014555	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
3.907	101305.140	0.041276	0.003966	401.776
4.975	101305.140	0.040733	0.003423	346.767
6.043	101305.140	0.040063	0.002753	278.893
7.111	101305.140	0.039267	0.001957	198.254
8.179	101305.140	0.038348	0.001038	105.155
9.247	101305.140	0.037310	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	50805.000 × 0.000151 = 7.670	32506.000 × 0.000386 = 12.550
Vb	89652.000 × 0.000379 = 33.980	57404.000 × 0.000971 = 55.740
Vs	(7.670 + 33.980) / 2 = 20.830	(12.550 + 55.740) / 2 = 34.150

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×3.357) = 1.933	fu = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×3.357) = 4.753

② 하부슬래브

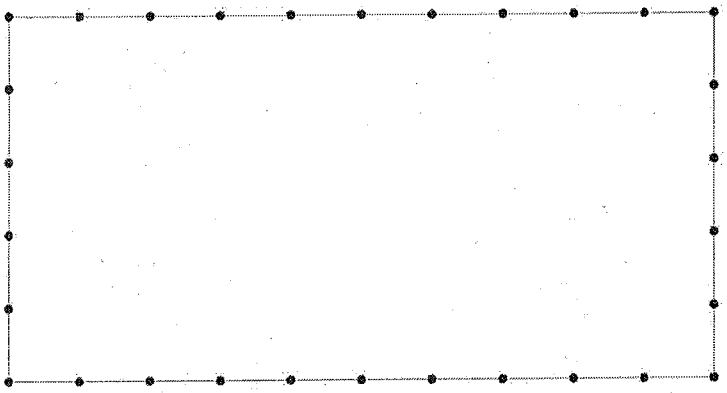
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.100×25.000×0.074×(1 - 0.015×8.697) = 1.770	fb = 1.100×25.000×0.182×(1 - 0.015×8.697) = 4.352

③ 측벽

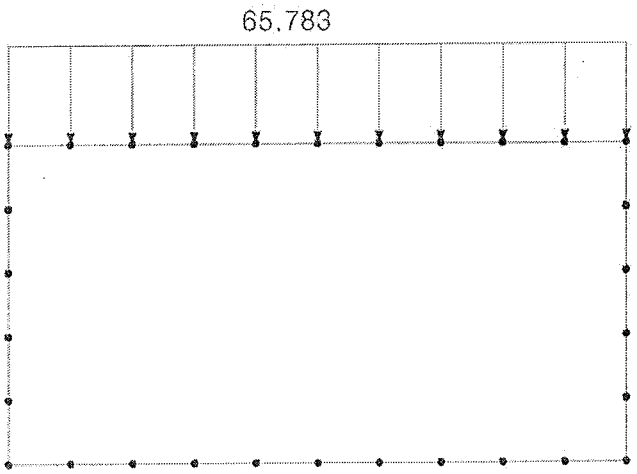
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×3.357) = 2.284	f1 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×3.357) = 5.617
f2 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×4.425) = 2.245	f2 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×4.425) = 5.522
f3 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×5.493) = 2.207	f3 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×5.493) = 5.428
f4 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×6.561) = 2.168	f4 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×6.561) = 5.333
f5 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×7.629) = 2.130	f5 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×7.629) = 5.238
f6 = 1.300×25.000×0.074×(1-0.015×8.697) = 2.091	f6 = 1.300×25.000×0.182×(1-0.015×8.697) = 5.143

10. 하 중 재 하 (상시)

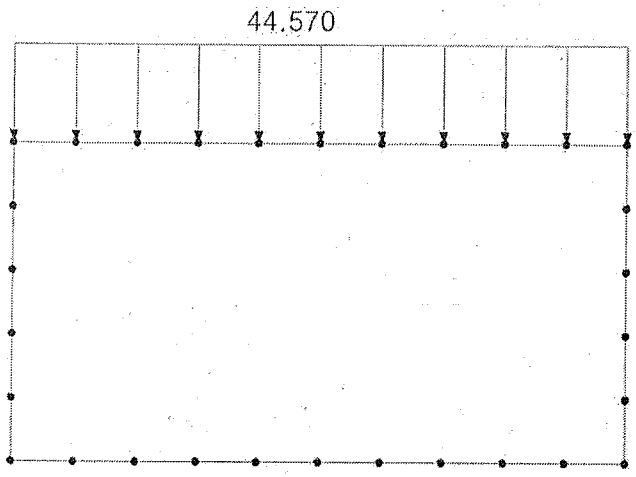
1) CASE1 - 구체자중(SW)



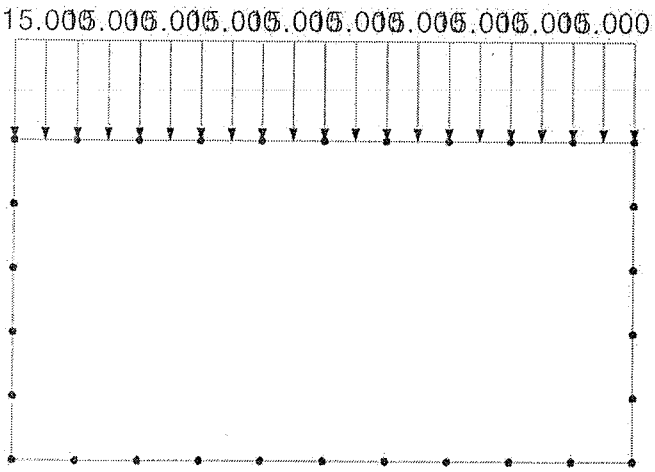
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



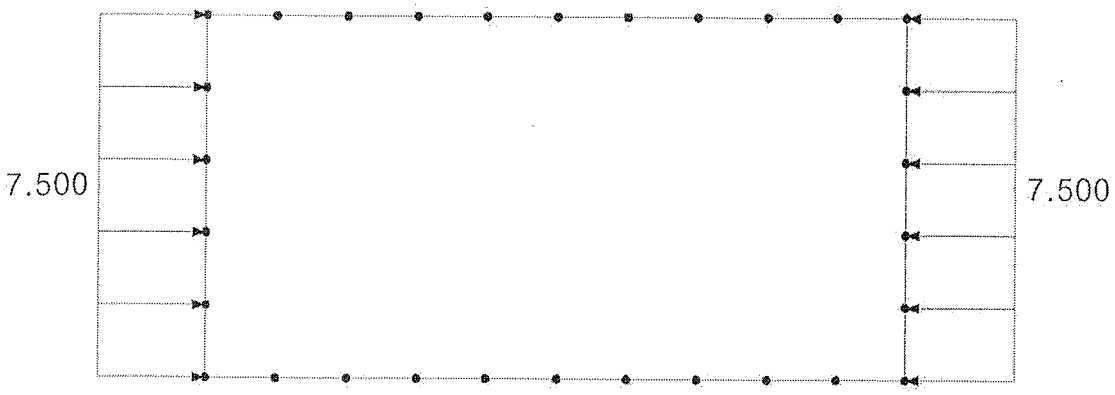
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



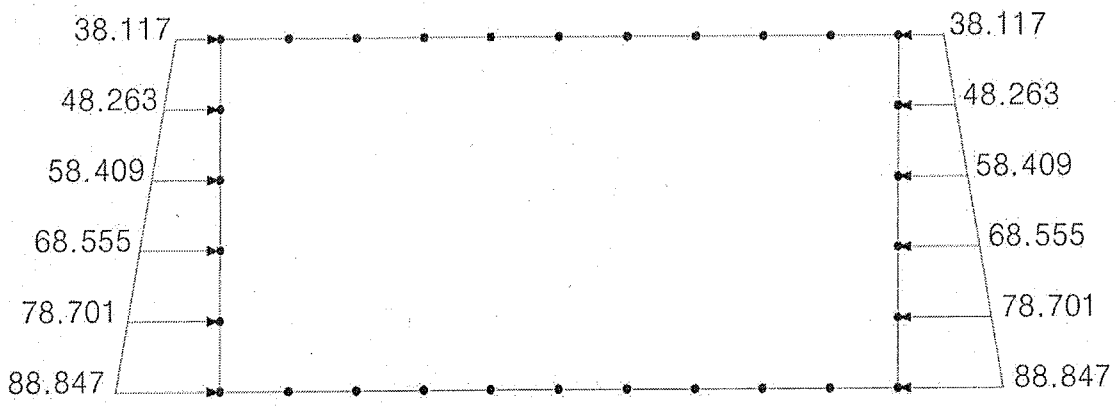
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



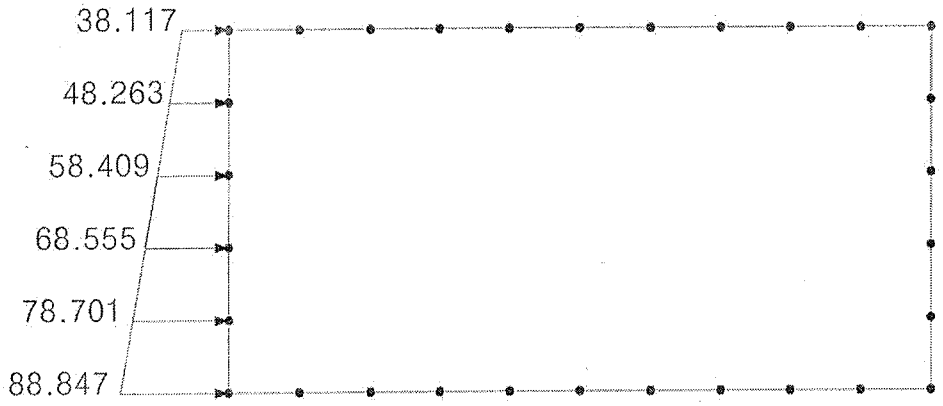
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



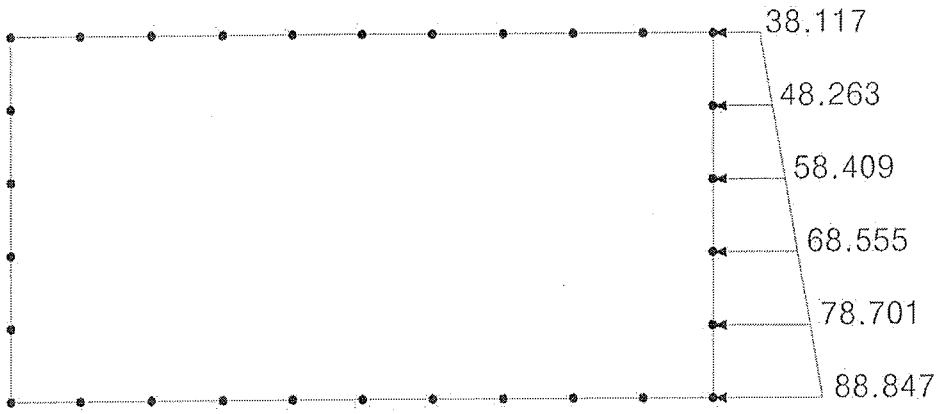
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



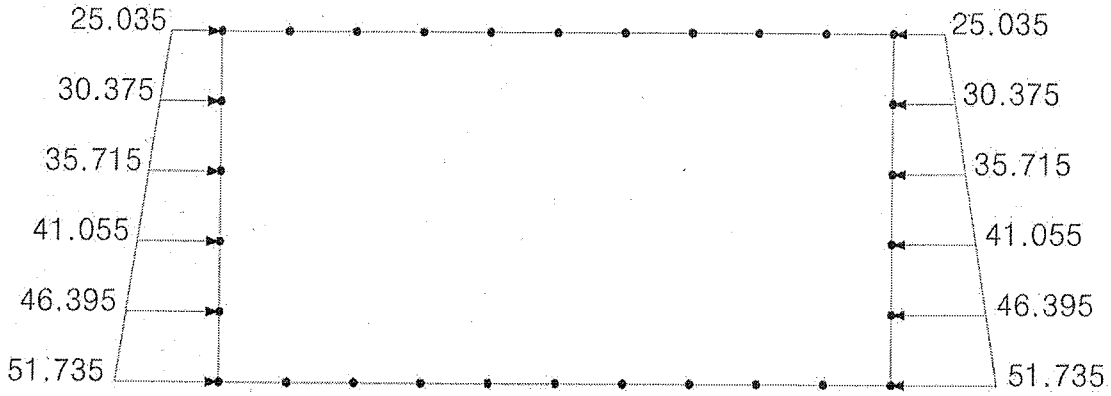
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



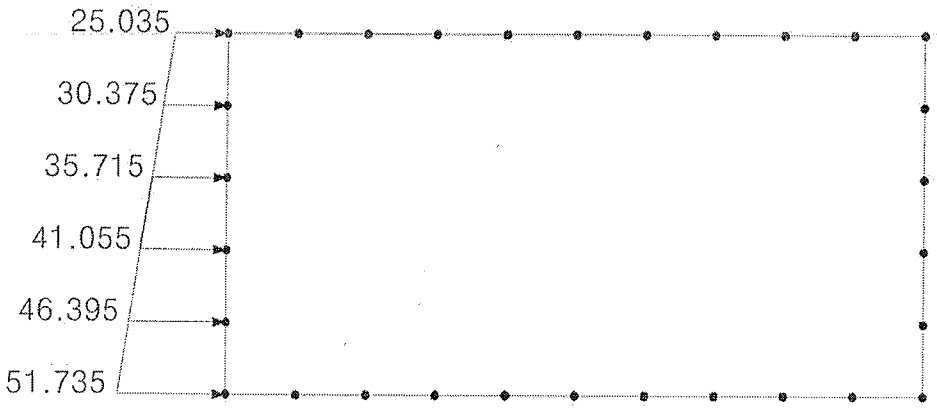
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



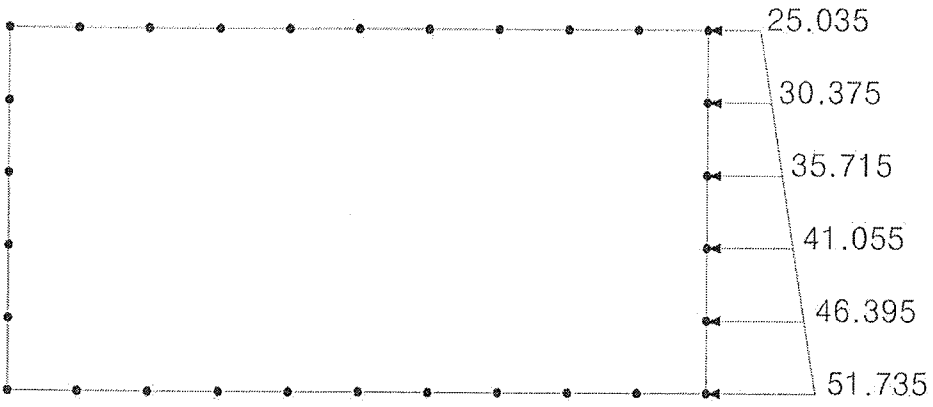
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



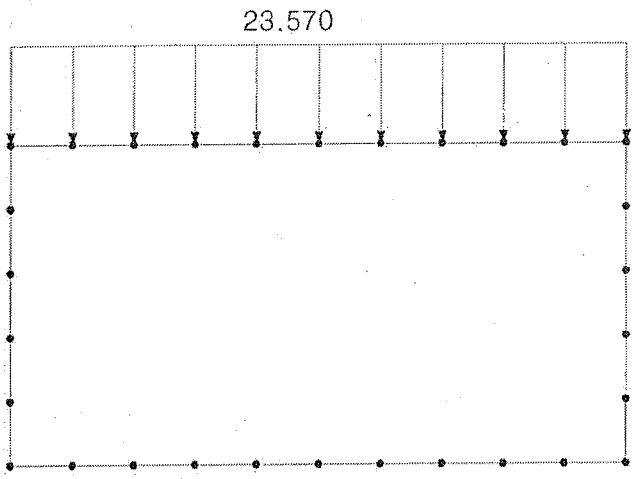
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



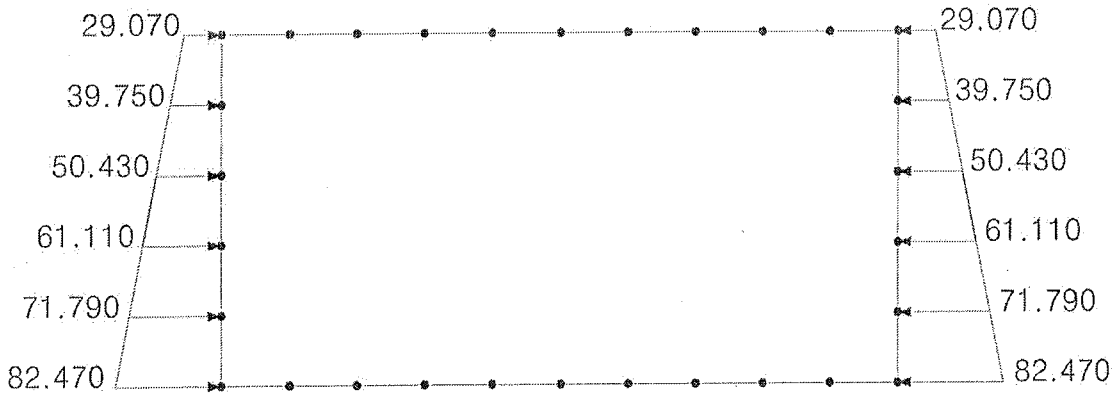
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



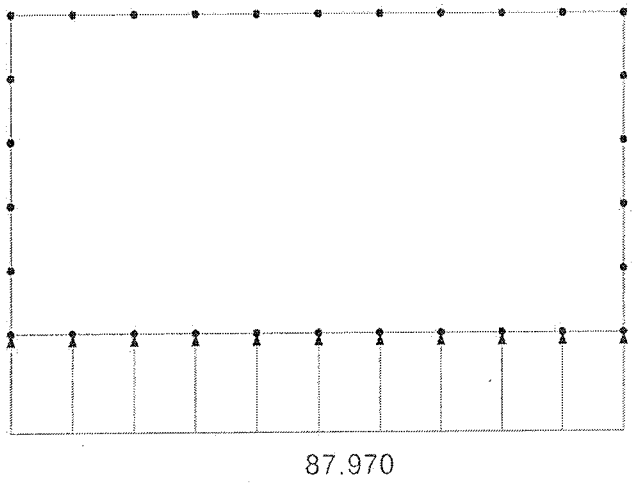
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



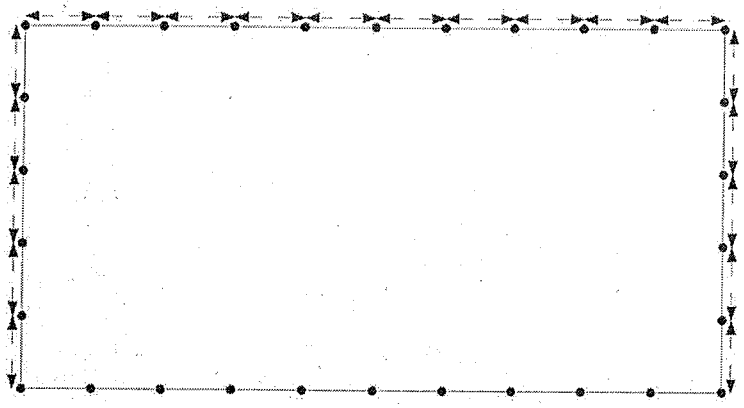
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



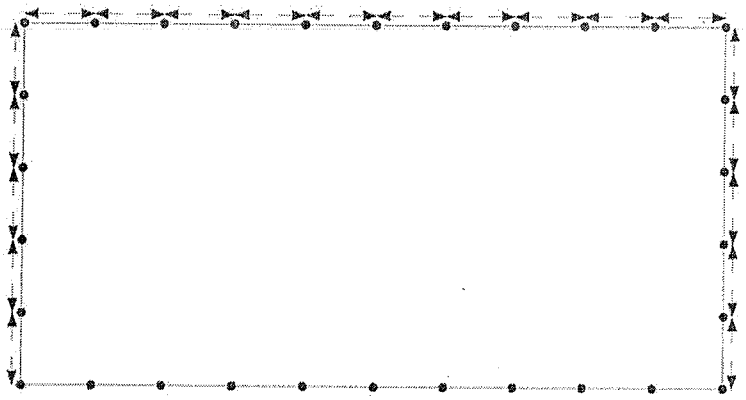
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



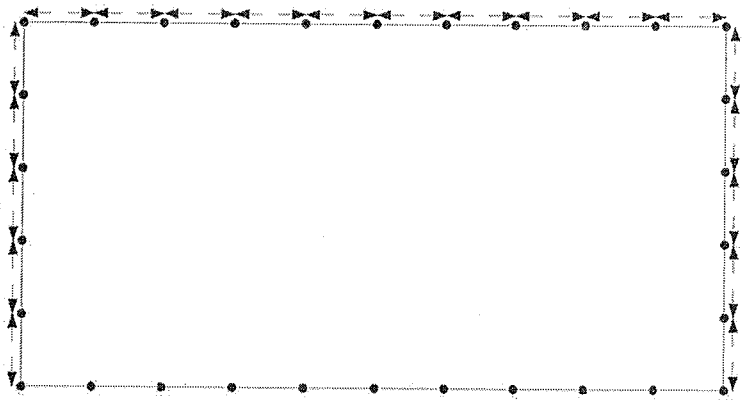
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

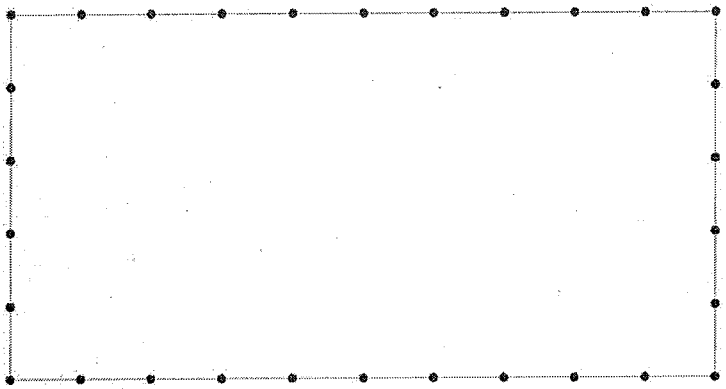


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

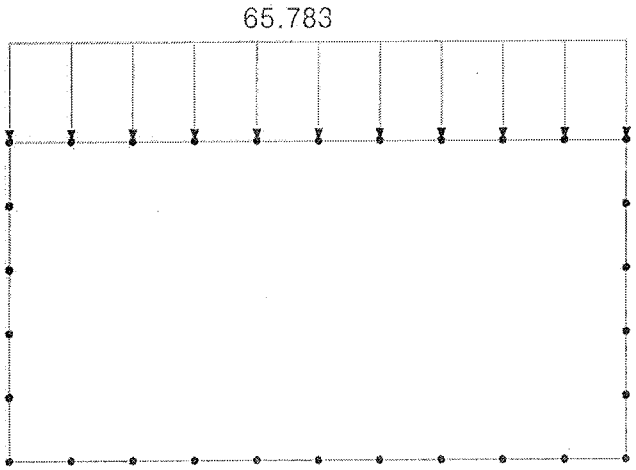


11. 하중 재하 (기능수행)

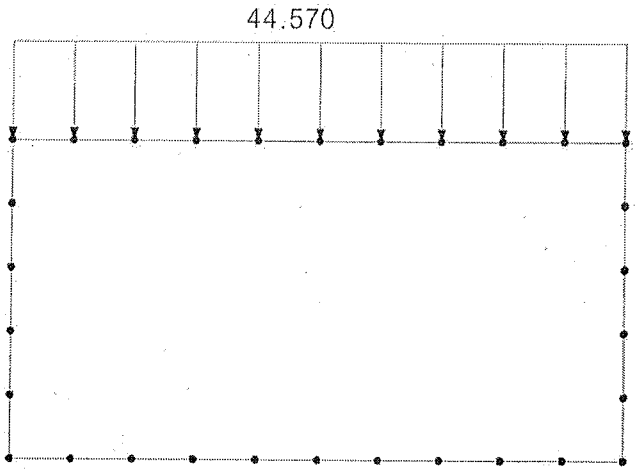
1) CASE1 - 구체자중(SW)



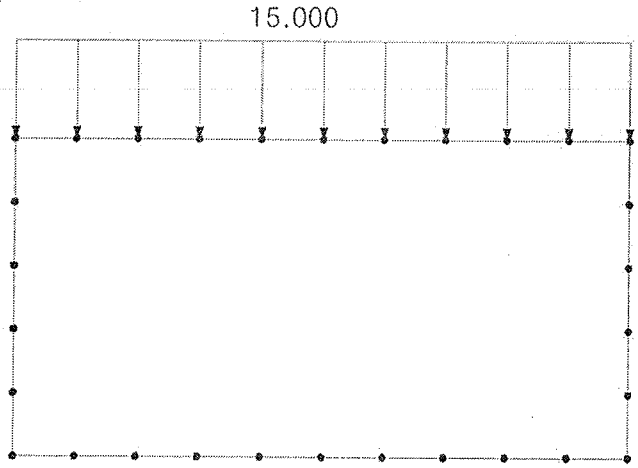
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



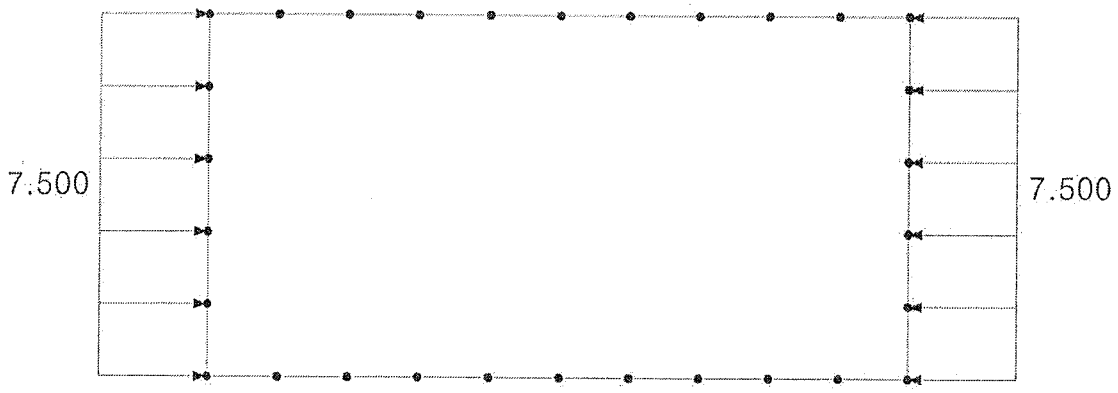
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



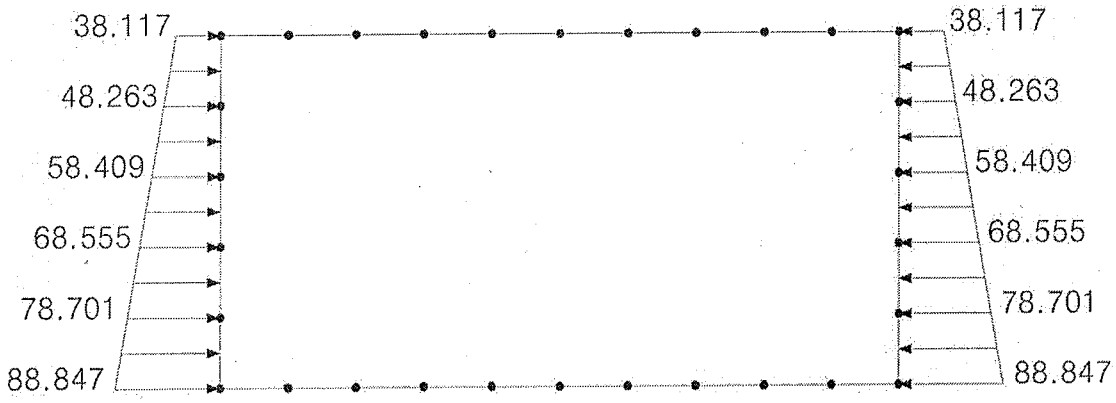
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



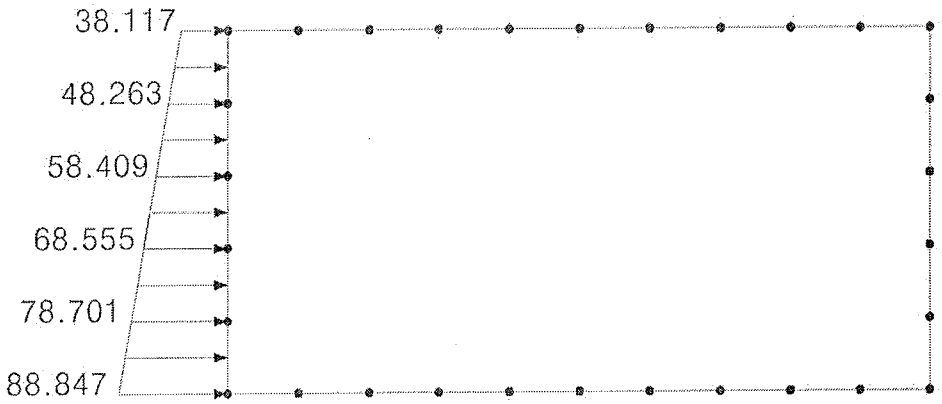
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



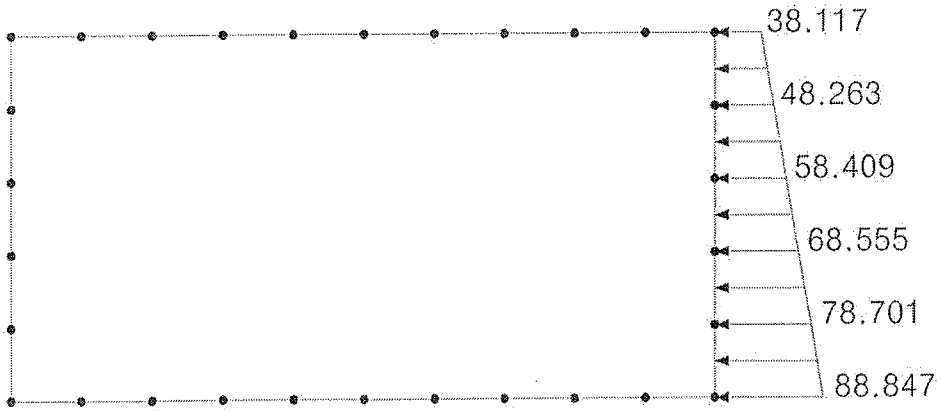
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



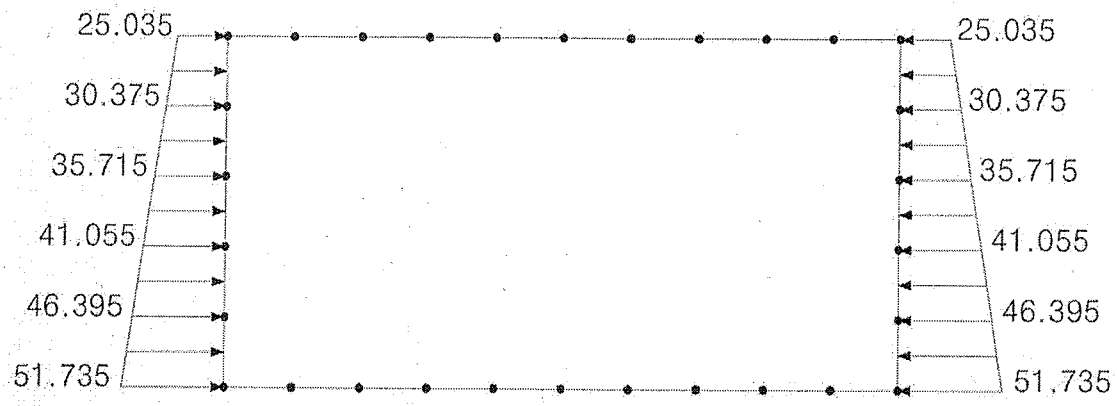
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



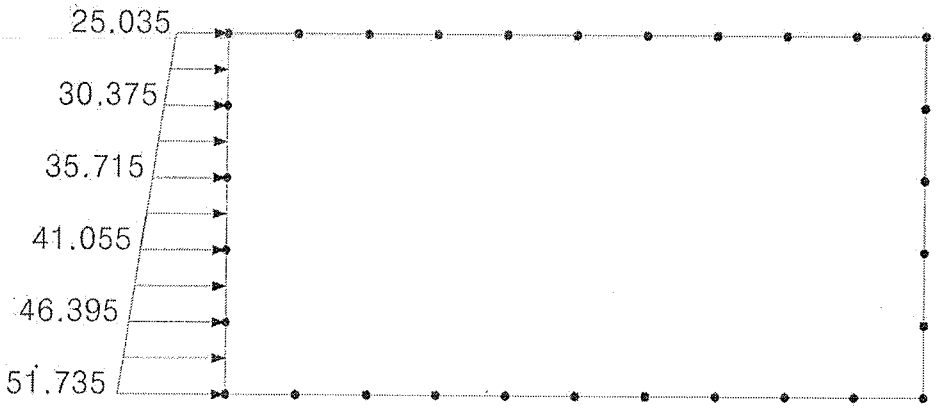
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



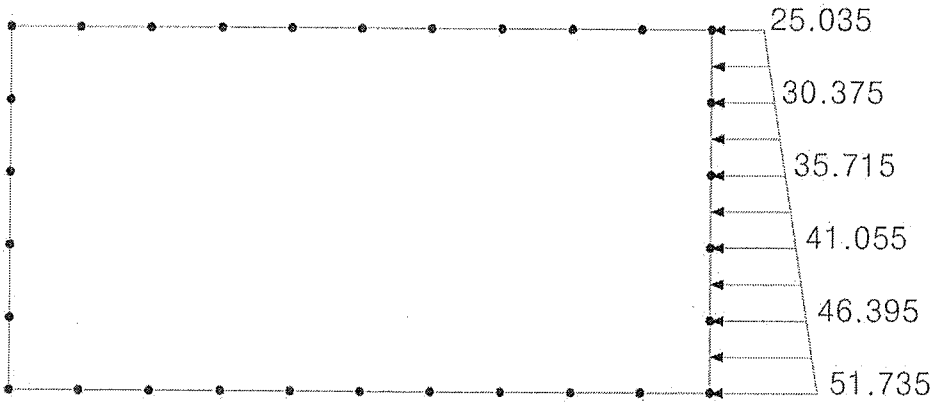
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



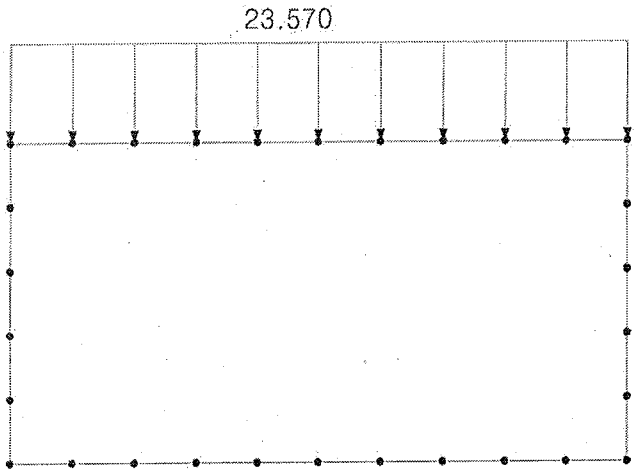
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



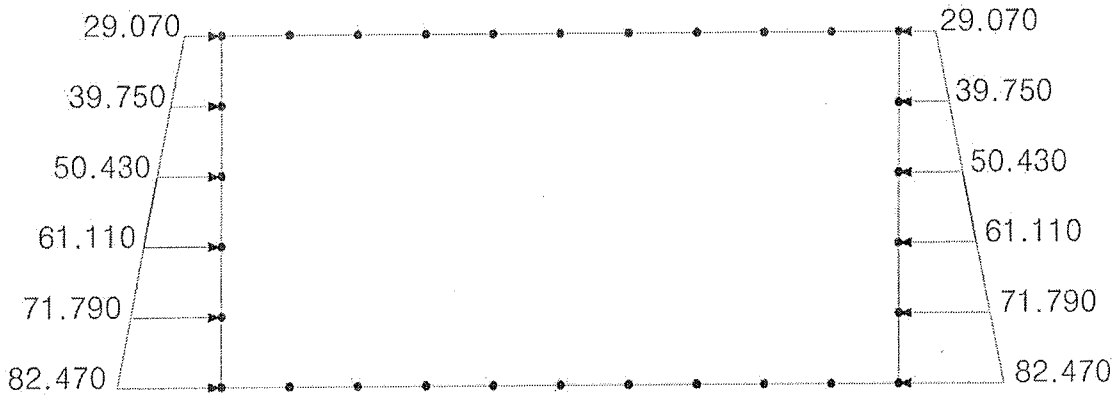
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



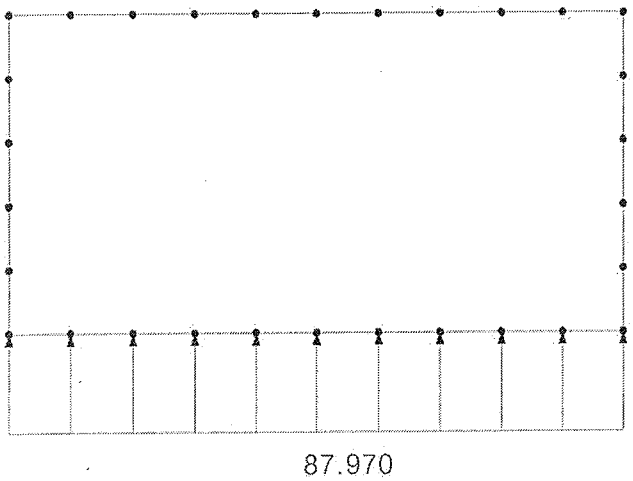
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

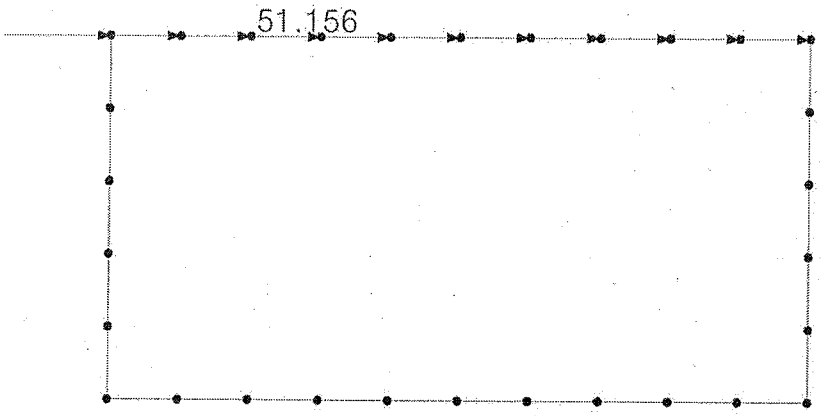


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

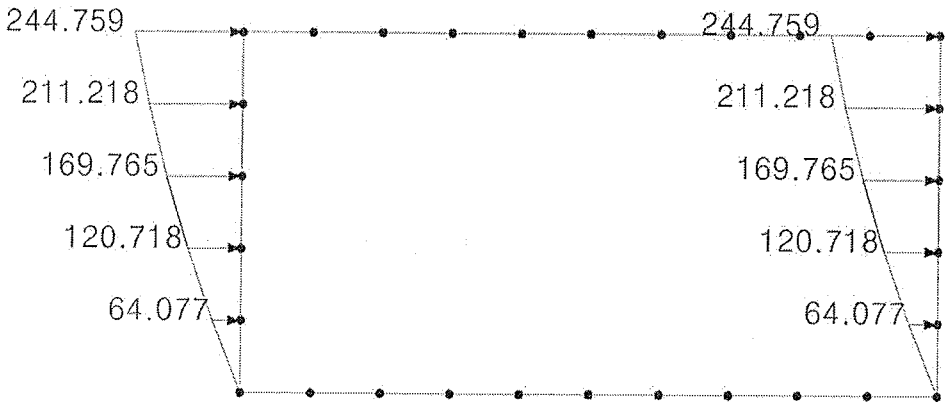


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

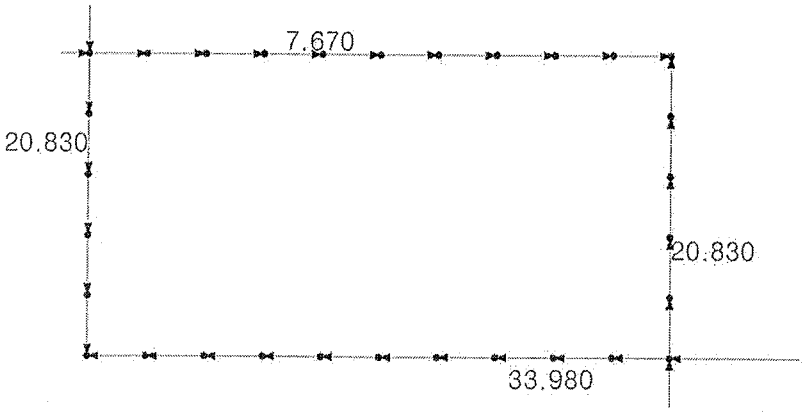
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



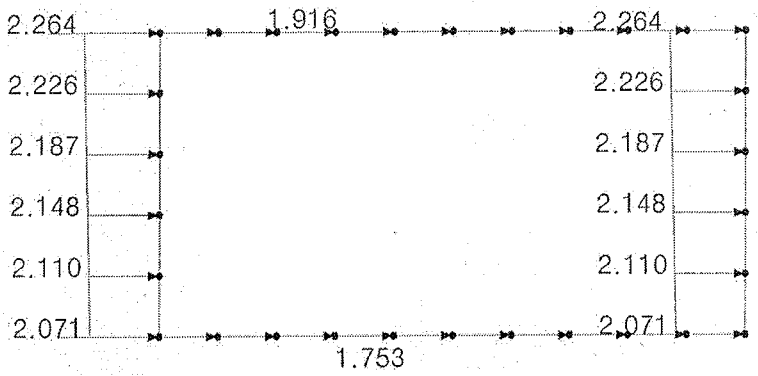
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

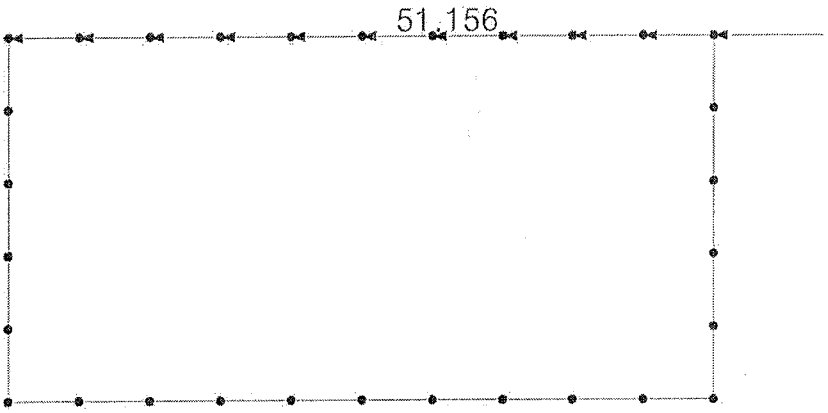


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

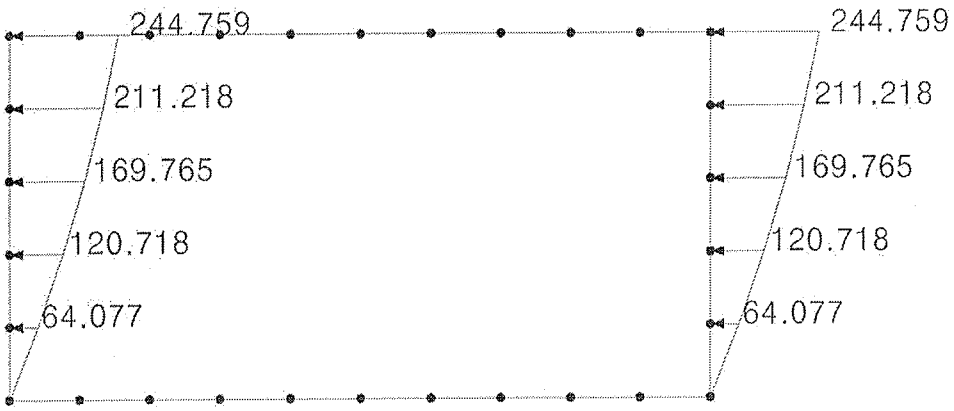


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

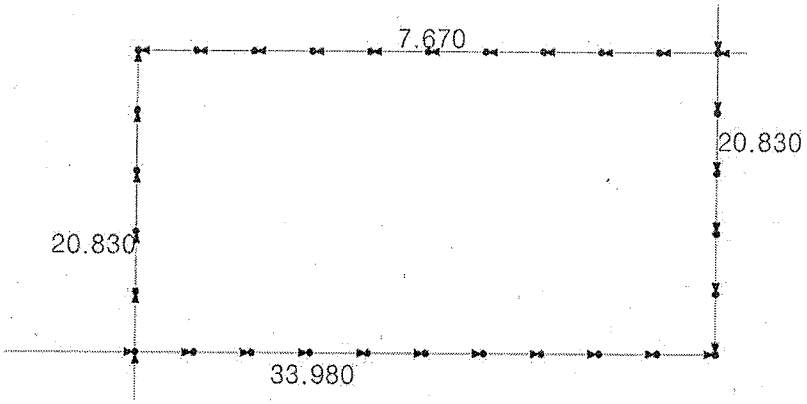
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



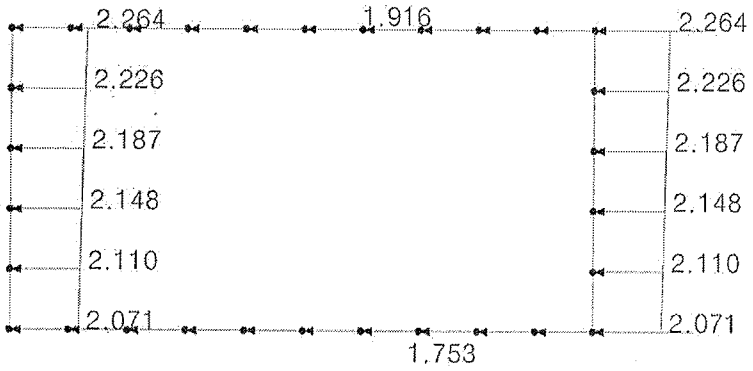
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

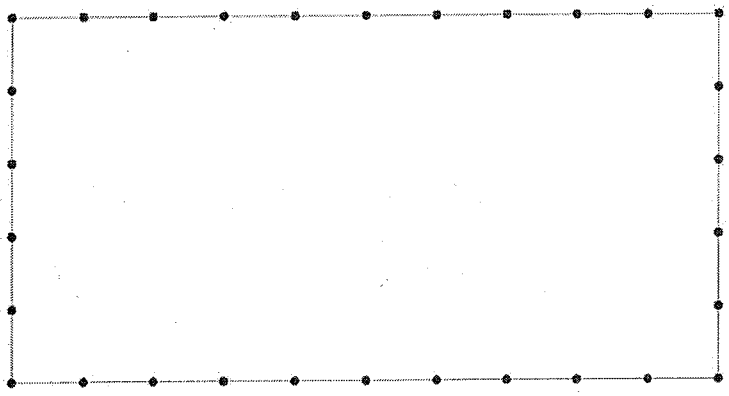


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

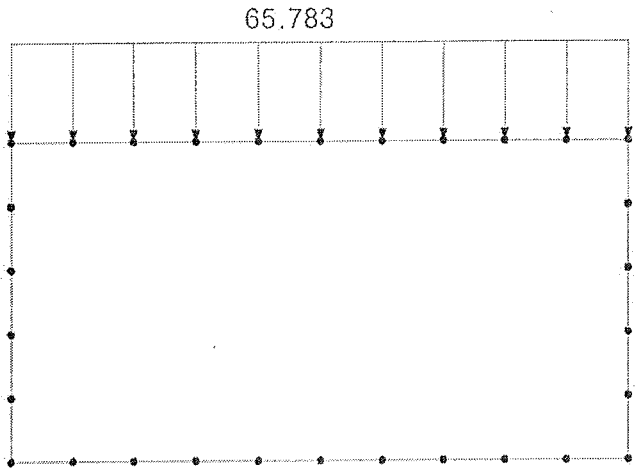


12. 하중 재하 (붕괴방지)

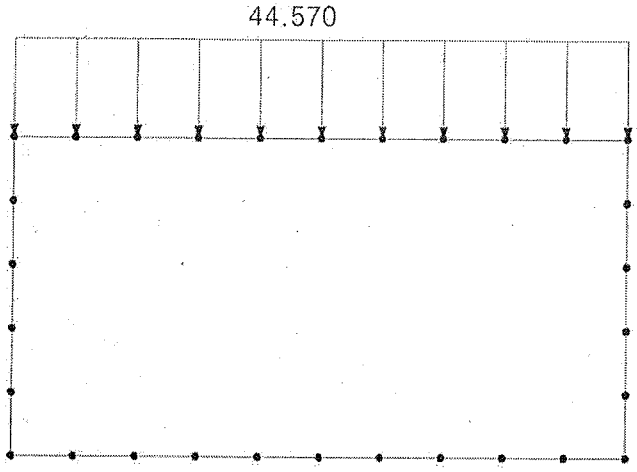
1) CASE1 - 구체자중(SW)



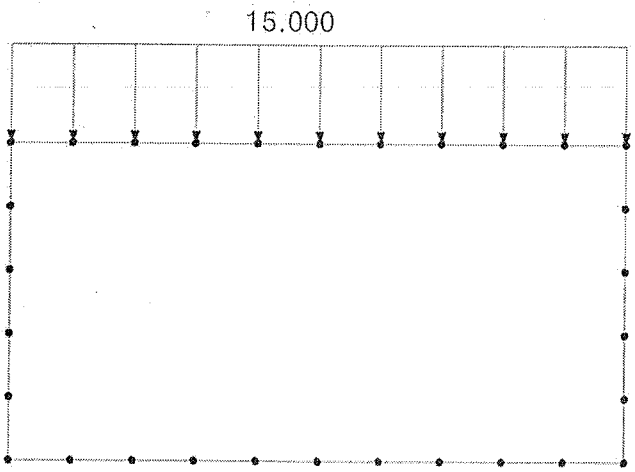
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



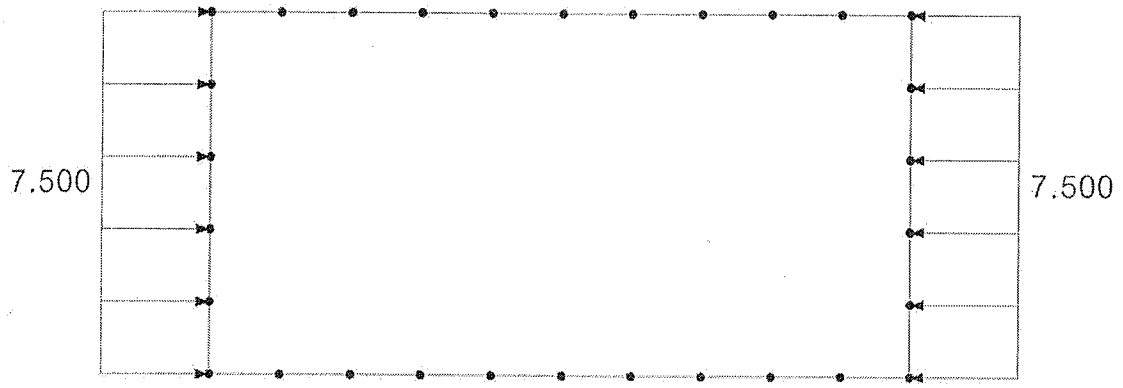
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



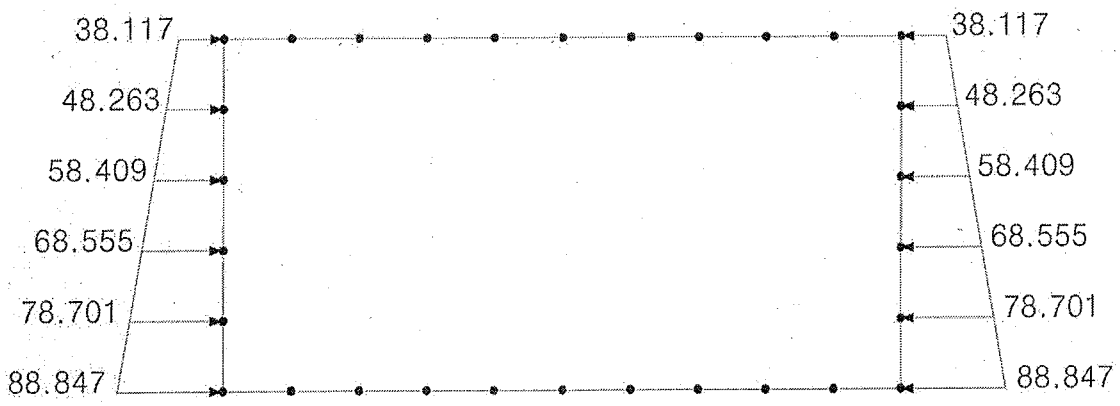
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



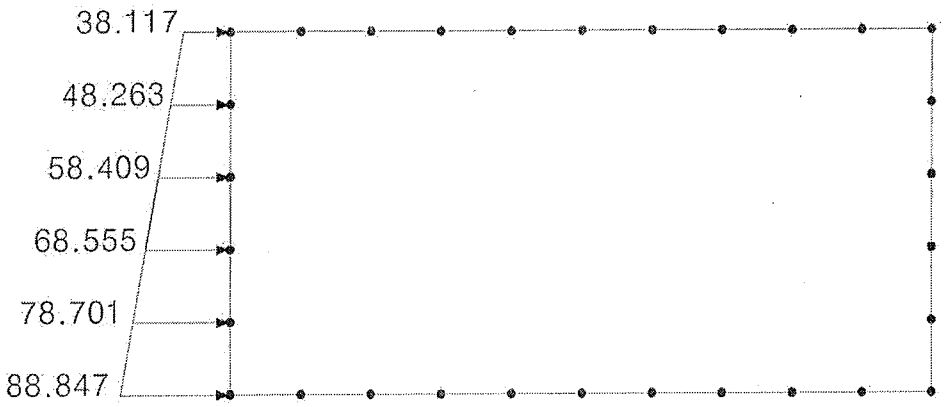
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



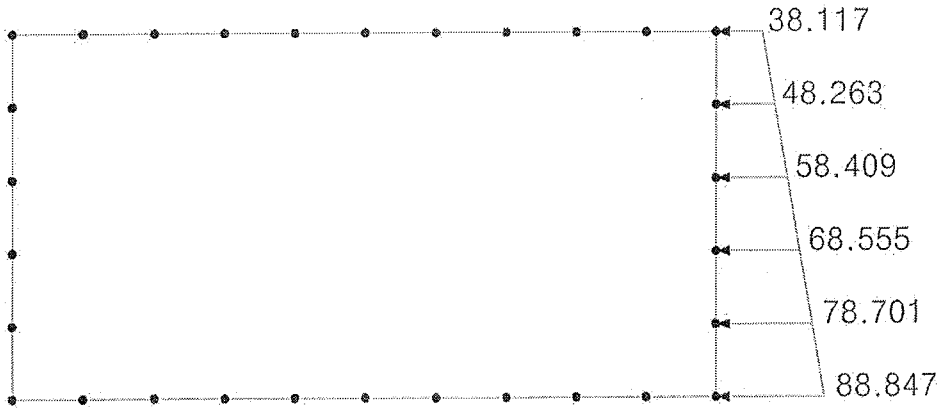
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



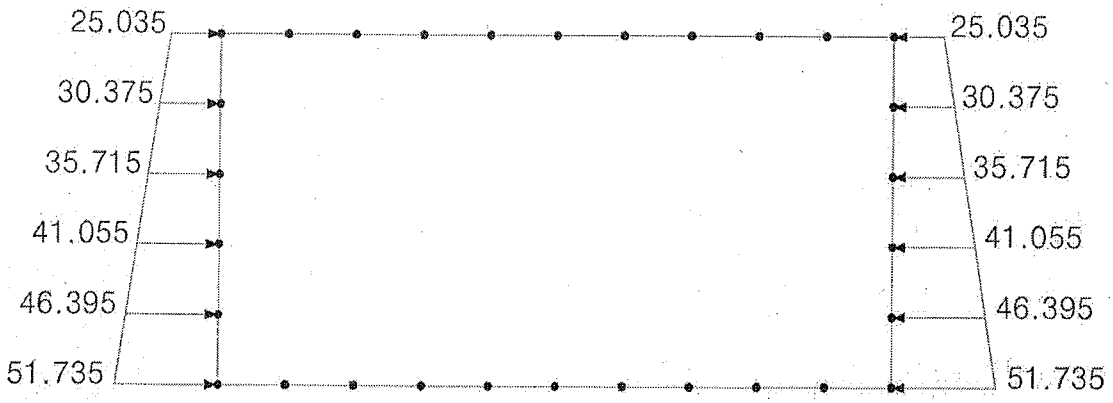
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



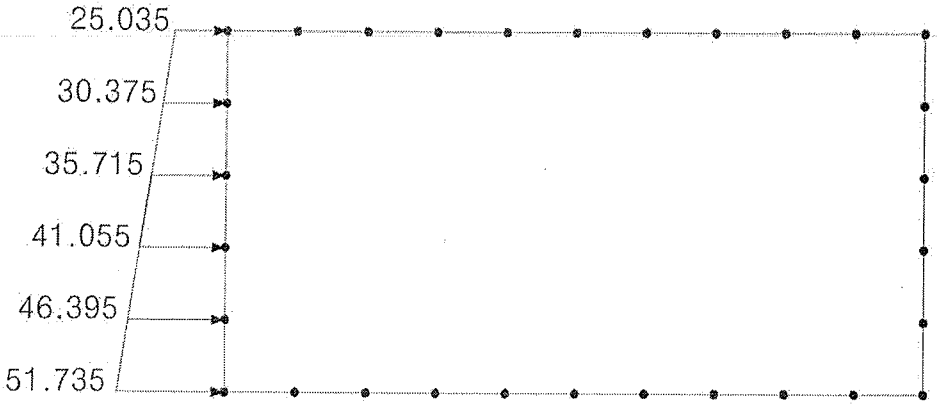
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



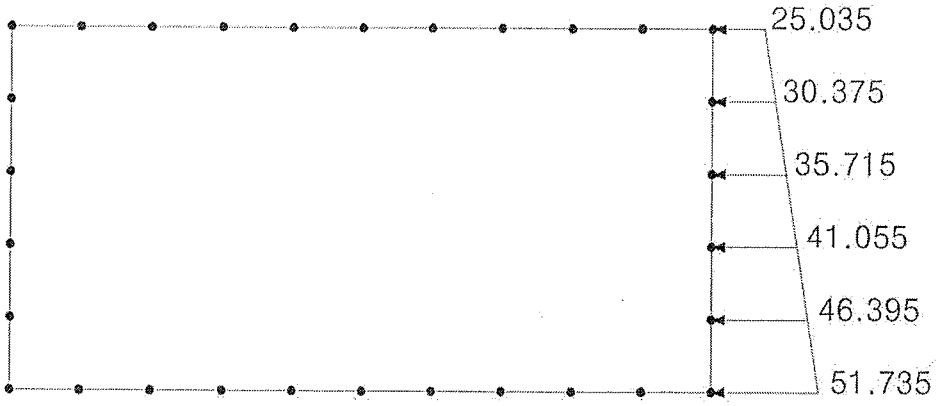
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



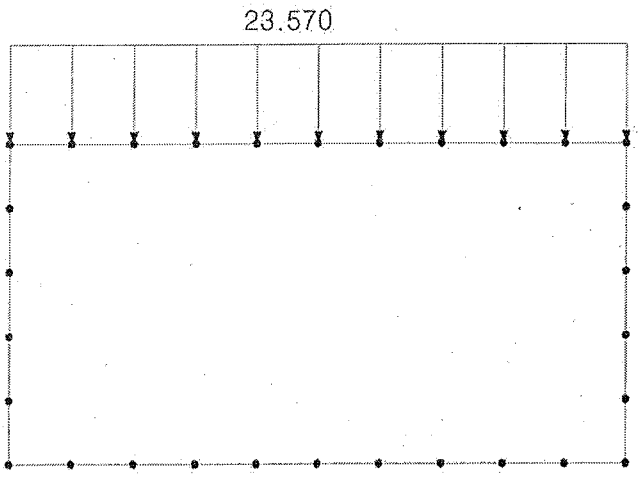
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



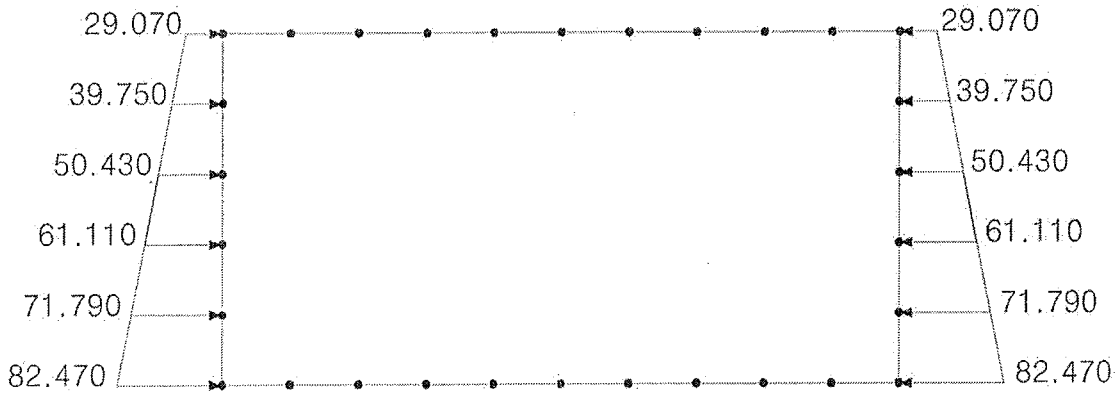
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



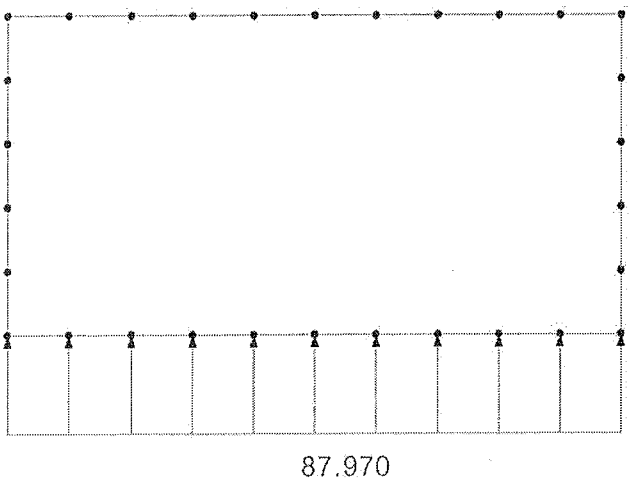
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

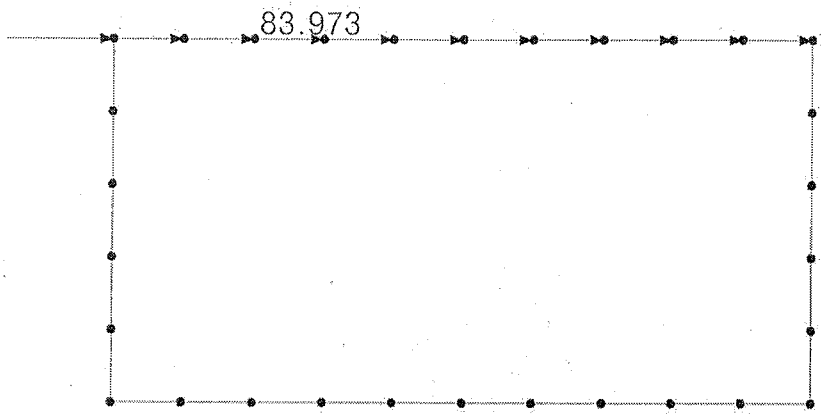


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

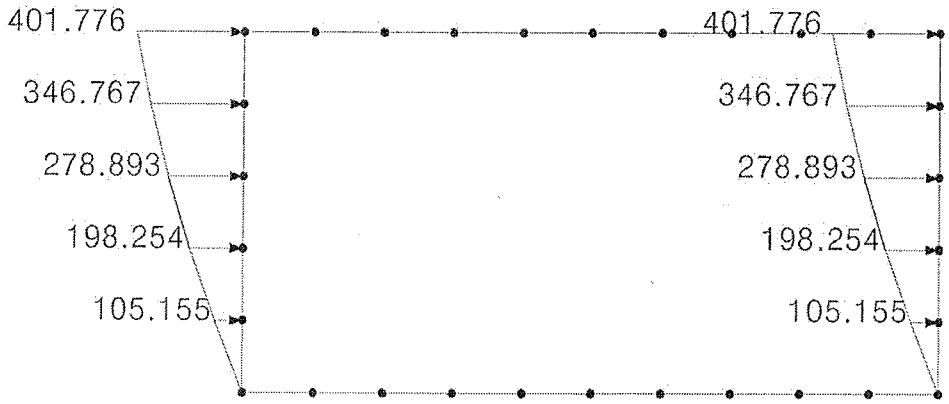


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

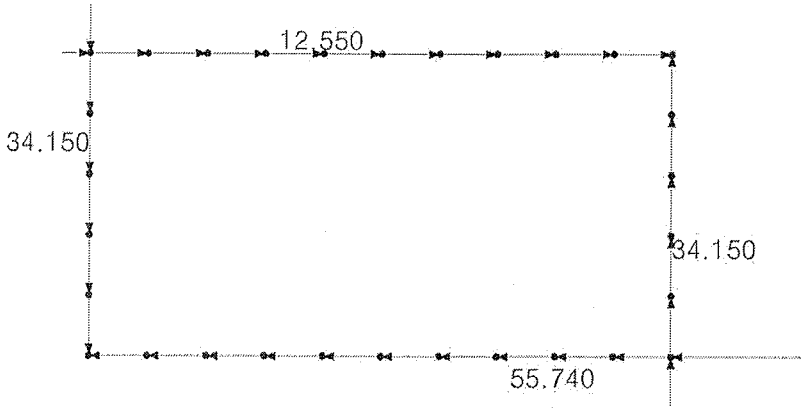
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



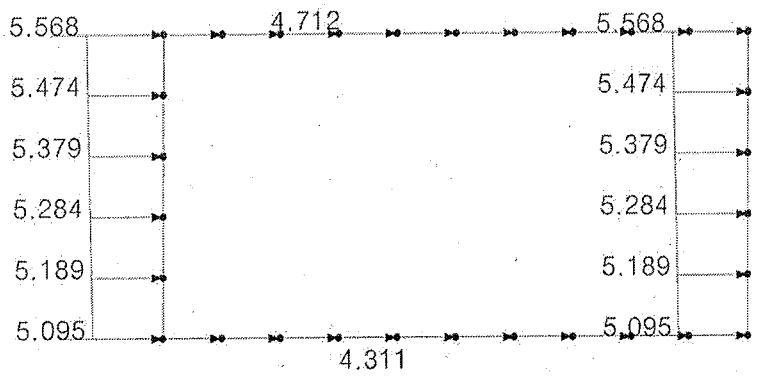
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

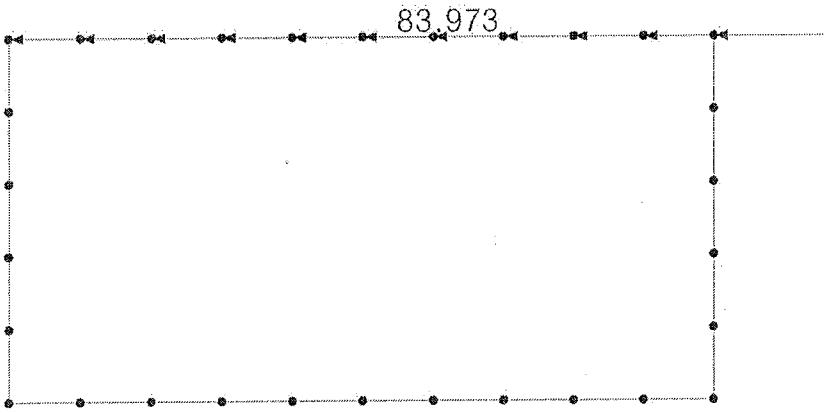


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

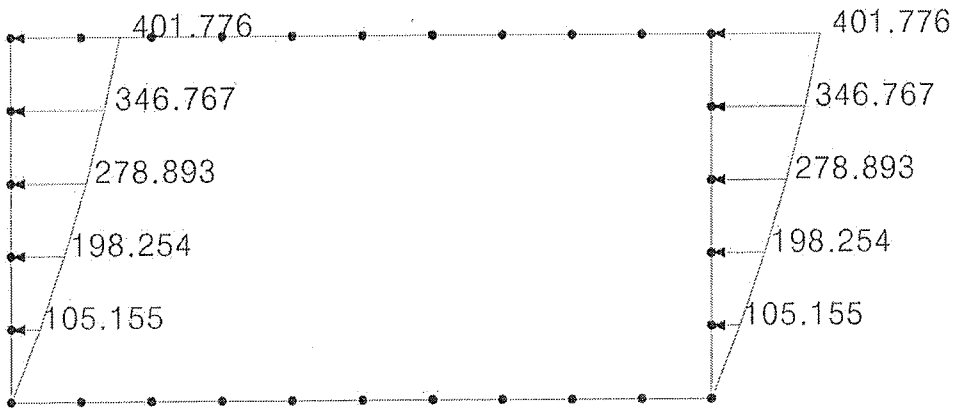


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

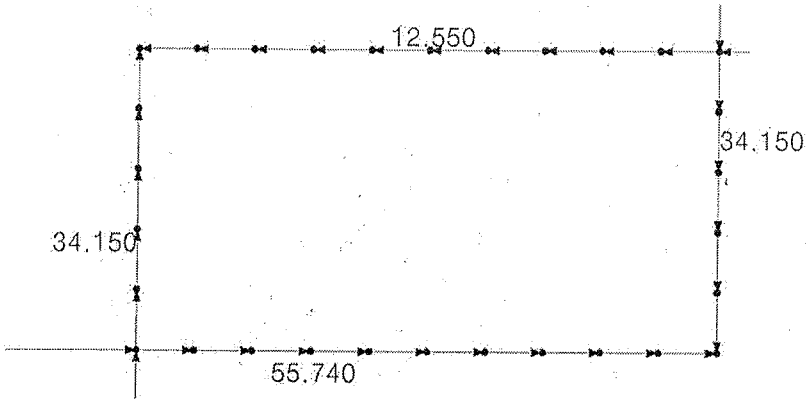
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



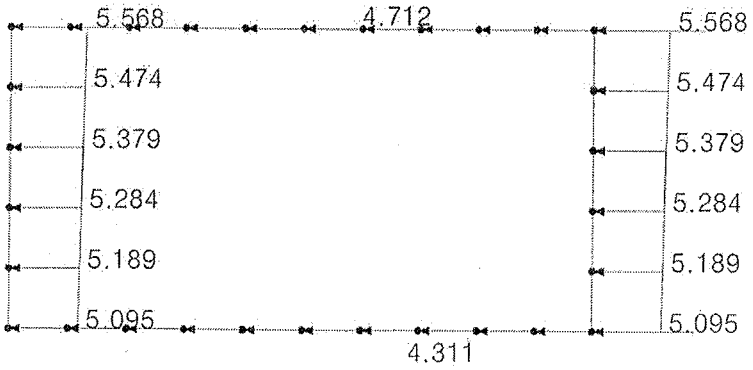
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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) = 0.966, h = 3.357 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	●

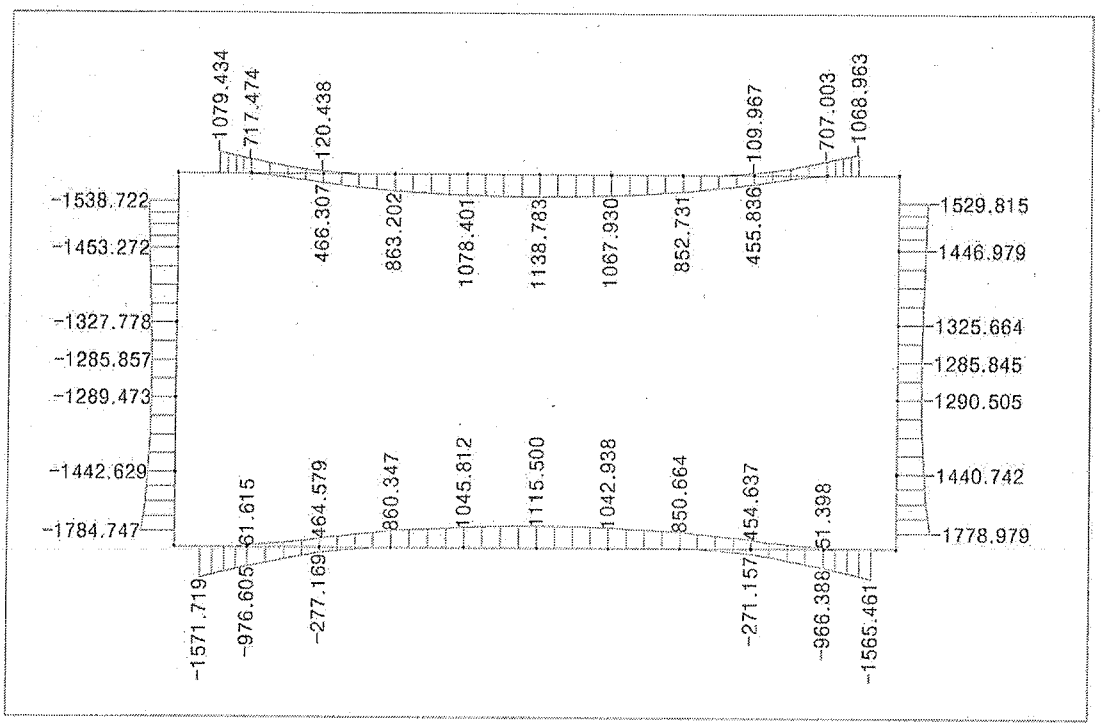
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

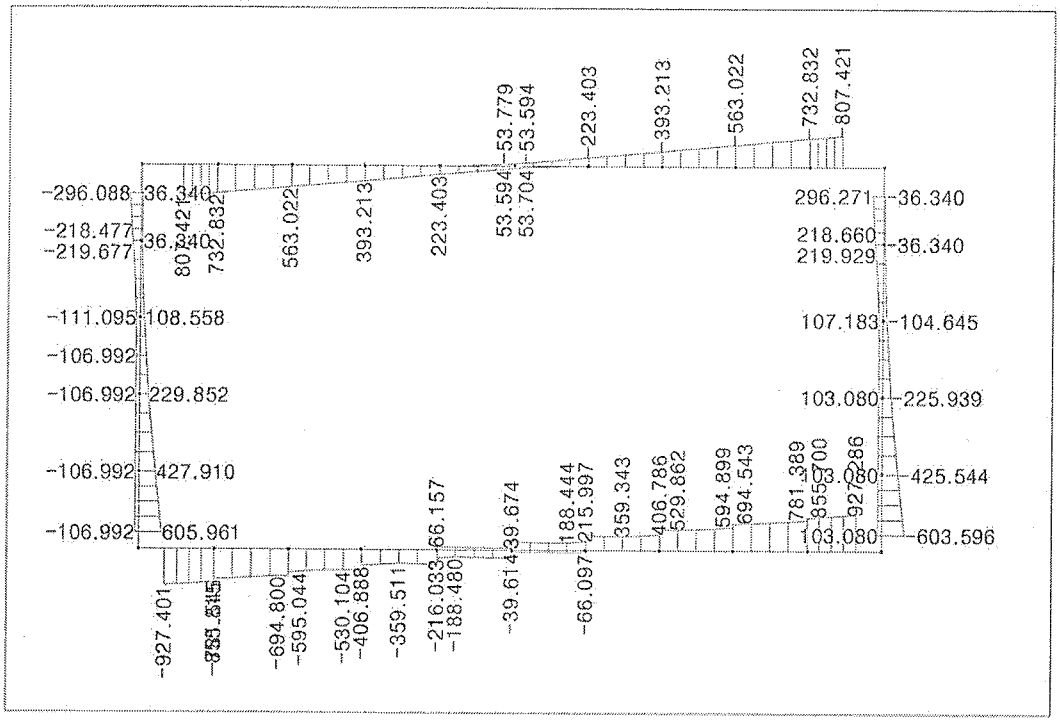
14. 단면력정리

14.1 상시

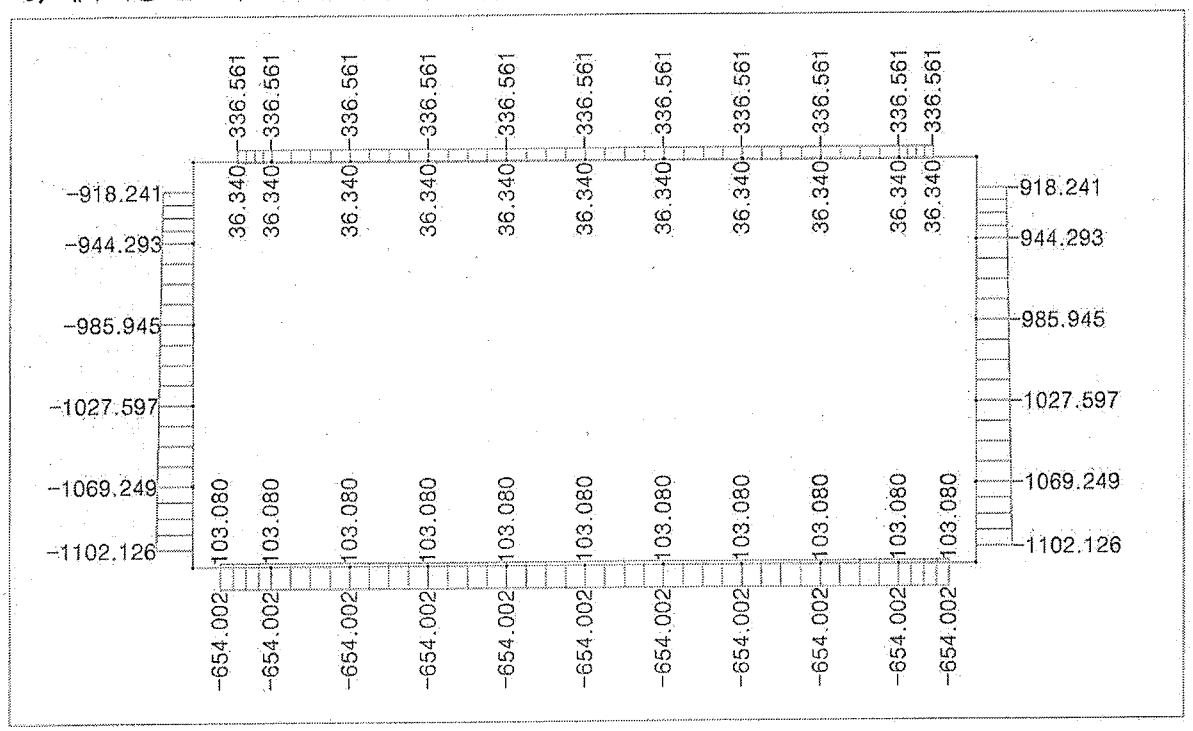
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



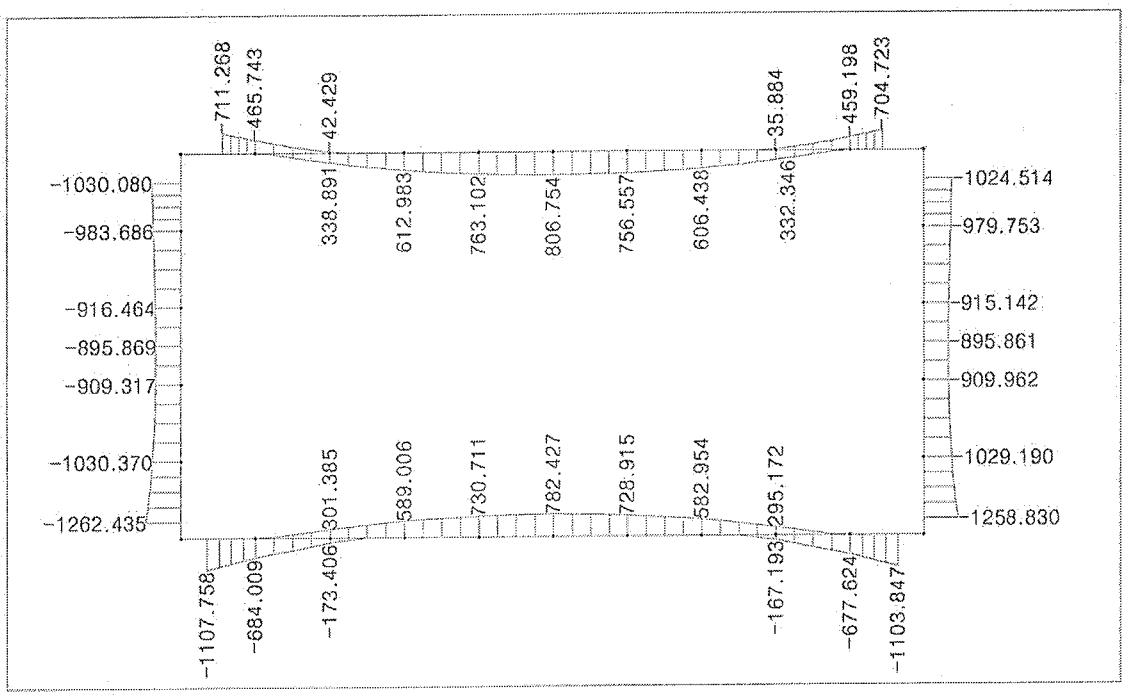
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

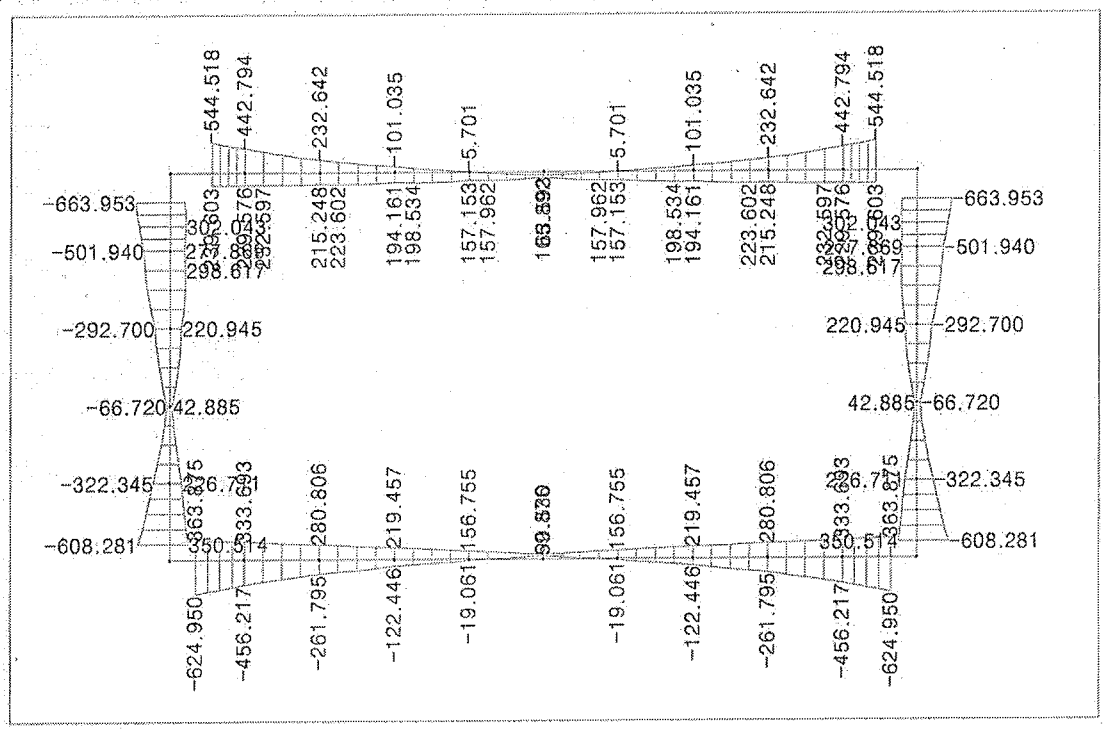


5) 단면력 정리

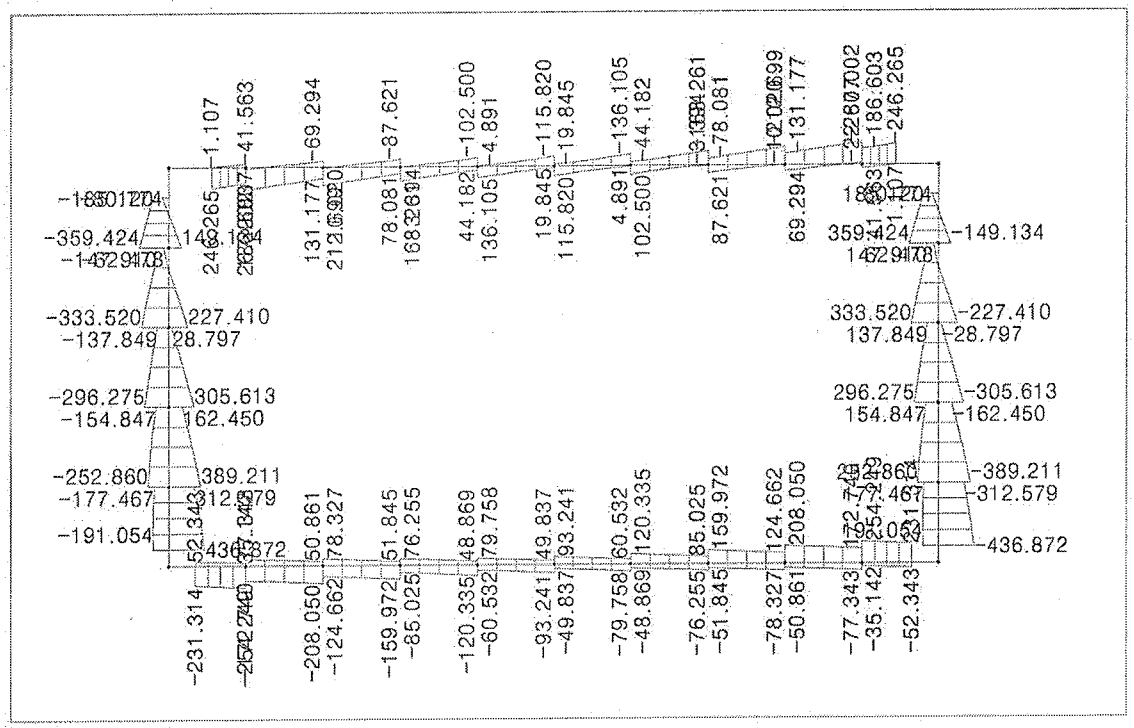
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	1079.43	640.79	336.56	711.27	1000.00	1266.67	
		중앙부	2	1138.78	53.78	336.56	806.75	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	3	1068.96	640.79	336.56	704.72	1000.00	1266.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (하면)	4	1571.72	721.80	654.00	1107.76	1000.00	1100.00	
		중앙부	5	1115.50	208.74	654.00	782.43	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	6	1565.46	721.65	654.00	1103.85	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	7	1538.72	129.30	918.24	1030.08	1000.00	1466.67	
		중앙부 (외측)	8	1289.47	185.66	1027.60	909.32	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	9	1784.75	407.53	1102.13	1262.44	1000.00	1300.00	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	10	1529.82	125.39	918.24	1024.51	1000.00	1466.67	
		중앙부 (외측)	11	1290.51	185.91	1027.60	909.96	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	12	1778.98	405.16	1102.13	1258.83	1000.00	1300.00	

14.2 지진시(기능수행)

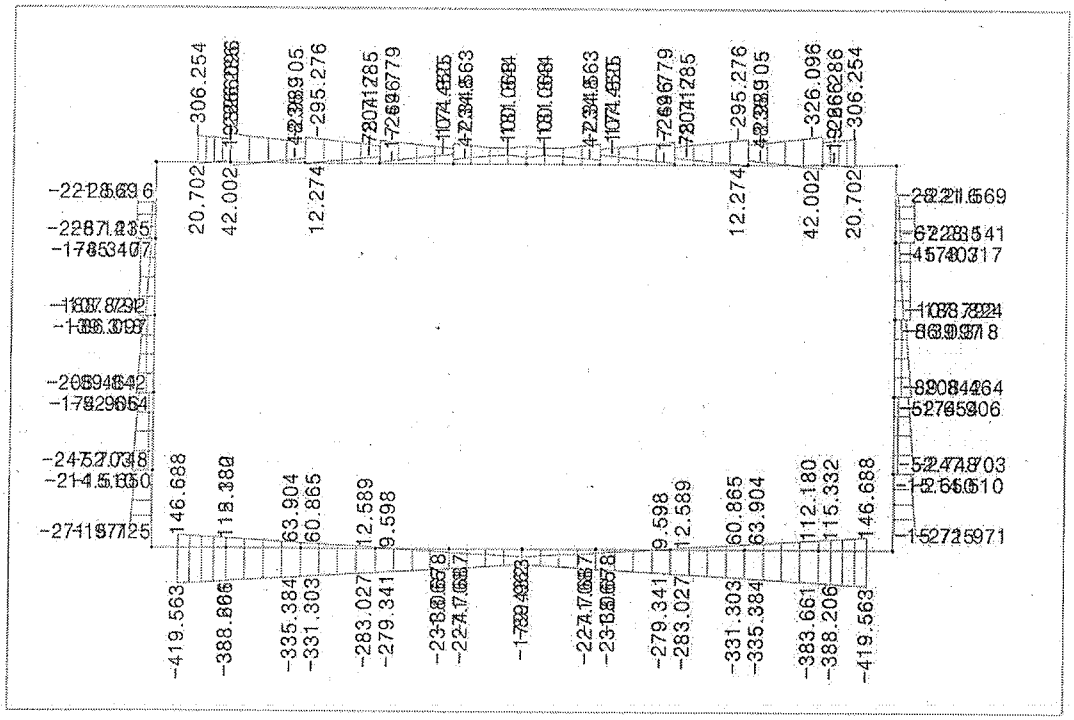
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



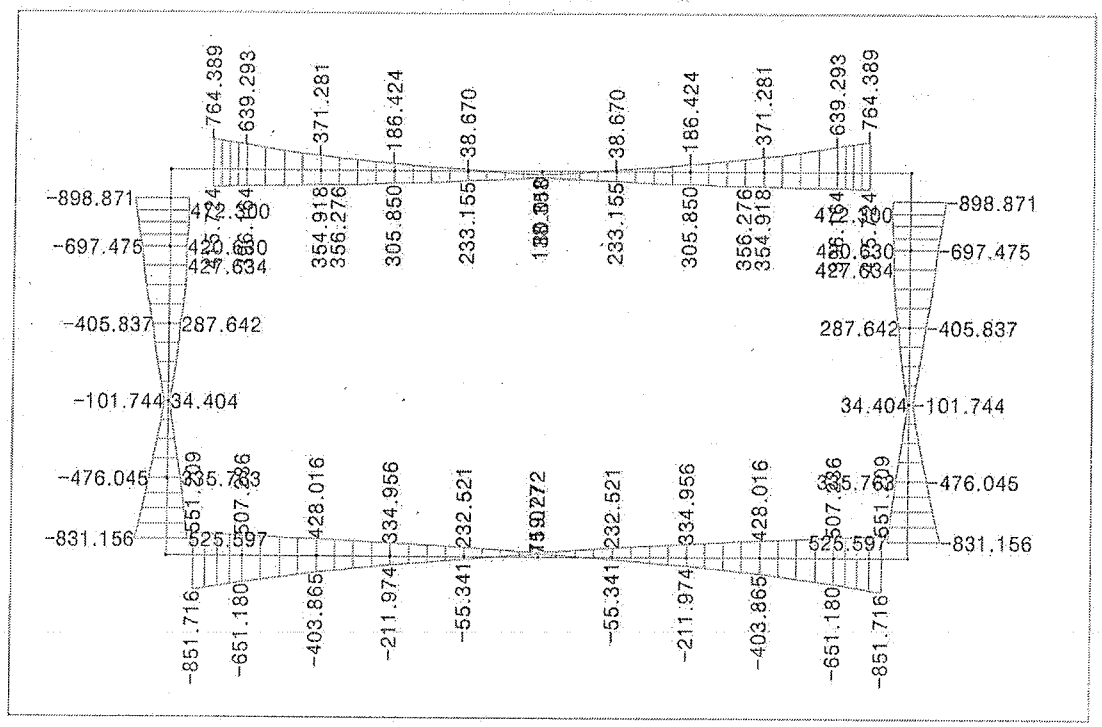
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	544.52	193.38	306.25	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	2	239.60	193.38	306.25	1000.00	1100.00	
		중앙부	3	105.89	115.82	204.59	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	4	544.52	193.38	306.25	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	5	239.60	193.38	306.25	1000.00	1100.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	363.88	191.88	419.56	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	624.95	191.88	419.56	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	90.53	93.24	179.43	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	363.88	191.88	419.56	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	624.95	191.88	419.56	1000.00	1100.00	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	663.95	169.69	221.57	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	12	286.65	169.69	221.57	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	13	66.72	172.99	208.46	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	14	42.89	172.99	208.46	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	15	608.28	369.90	271.97	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	16	350.51	369.90	271.97	1000.00	1300.00	

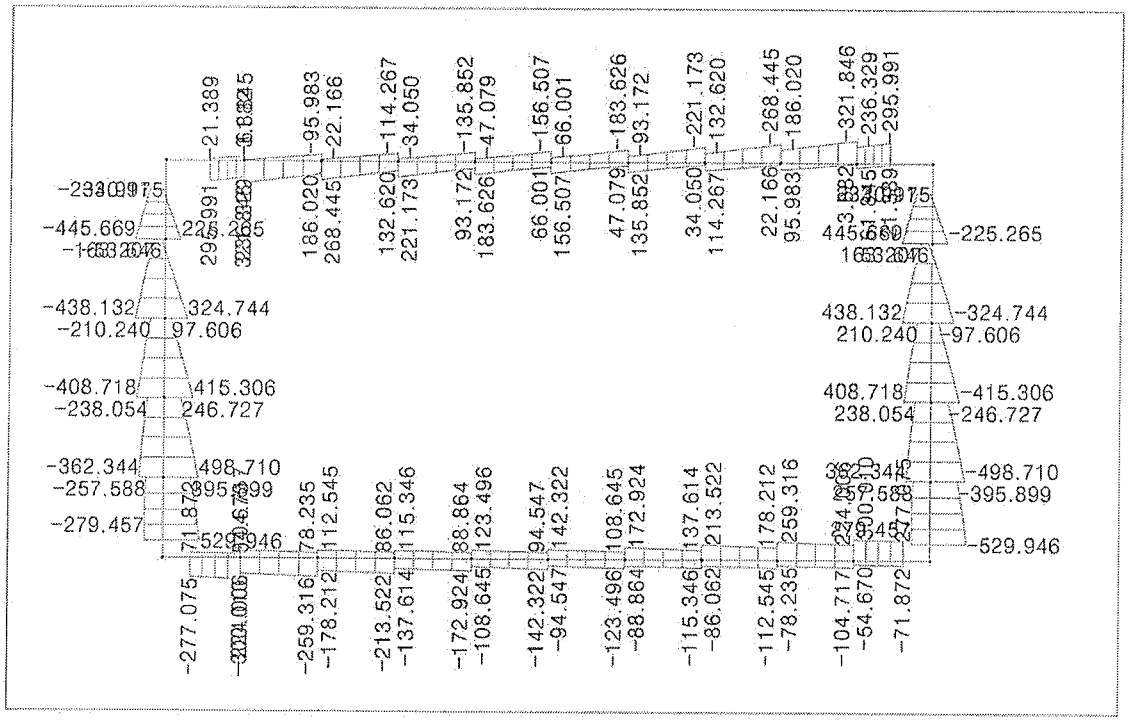
우측 벽체	1층	상부 (외측)	17	663.95	169.69	221.57	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	18	286.65	169.69	221.57	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	19	66.72	172.99	208.46	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	20	42.89	172.99	208.46	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	21	608.28	369.90	271.97	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	22	350.51	369.90	271.97	1000.00	1300.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

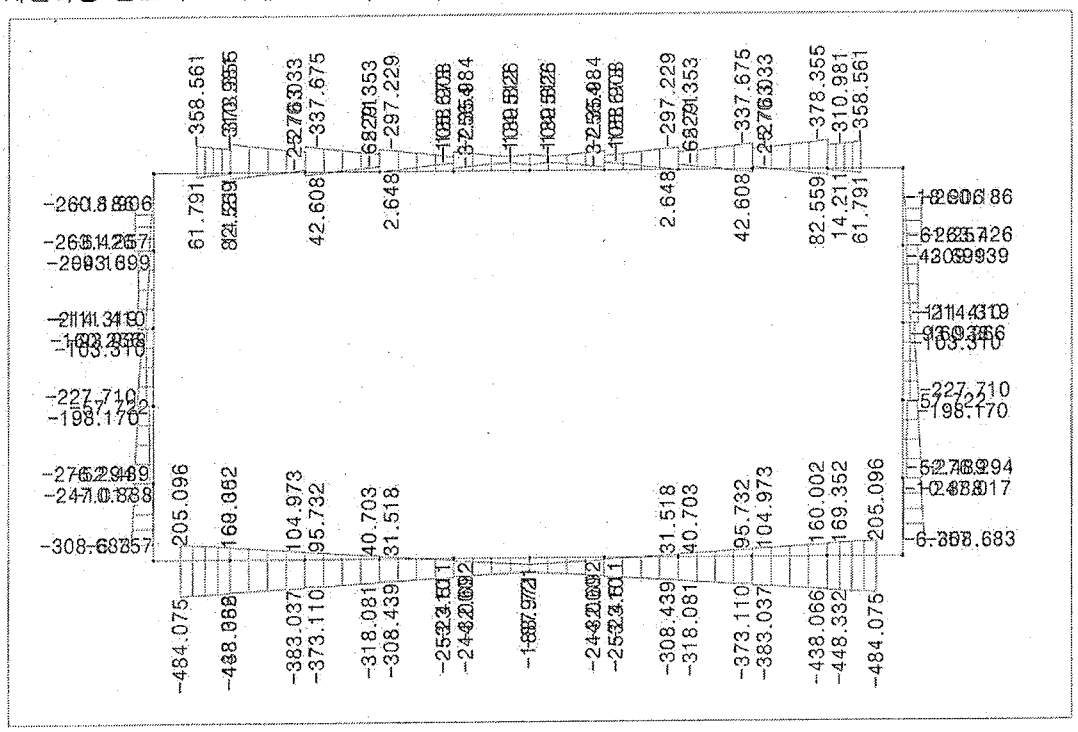
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	764.39	248.22	358.56	1000.00	1266.67	
		좌측 (하면)	2	415.72	248.22	358.56	1000.00	1100.00	
		중앙부	3	138.36	156.51	216.91	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	4	764.39	248.22	358.56	1000.00	1266.67	
		우측 (하면)	5	415.72	248.22	358.56	1000.00	1100.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	551.21	243.15	484.08	1000.00	1100.00	
		좌측 (하면)	7	851.72	243.15	484.08	1000.00	1100.00	
		중앙부	8	119.27	142.32	188.97	1000.00	1100.00	
		우측 (상면)	9	551.21	243.15	484.08	1000.00	1100.00	
		우측 (하면)	10	851.72	243.15	484.08	1000.00	1100.00	

좌측 벽체	1층	상부 (외측)	11	898.87	250.19	260.19	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	12	466.27	250.19	260.19	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	13	101.74	239.76	227.71	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	14	34.40	239.76	227.71	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	15	831.16	477.40	308.68	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	16	525.60	477.40	308.68	1000.00	1300.00	
우측 벽체	1층	상부 (외측)	17	898.87	250.19	260.19	1000.00	1466.67	
		상부 (내측)	18	466.27	250.19	260.19	1000.00	1300.00	
		중앙부 (외측)	19	101.74	239.76	227.71	1000.00	1300.00	
		중앙부 (내측)	20	34.40	239.76	227.71	1000.00	1300.00	
		하부 (외측)	21	831.16	477.40	308.68	1000.00	1300.00	
		하부 (내측)	22	525.60	477.40	308.68	1000.00	1300.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	1	-1079.43	-	-764.39	-544.52	-1079.43	
		좌측 (하면)	2	-	-	415.72	239.60	415.72	
		중앙부	3	1138.78	-	138.36	105.89	1138.78	
		우측 (상면)	4	-1068.96	-	-764.39	-544.52	-1068.96	
		우측 (하면)	5	-	-	415.72	239.60	415.72	
하부 슬래브	1 경간	좌측 (상면)	6	-	-	551.21	363.88	551.21	
		좌측 (하면)	7	-1571.72	-	-851.72	-624.95	-1571.72	
		중앙부	8	1115.50	-	119.27	90.53	1115.50	
		우측 (상면)	9	-	-	551.21	363.88	551.21	
		우측 (하면)	10	-1565.46	-	-851.72	-624.95	-1565.46	
좌측 벽체	1 층	상부 (외측)	11	-1538.72	-	-898.87	-663.95	-1538.72	
		상부 (내측)	12	-	-	466.27	286.65	466.27	
		중앙부 (외측)	13	-1289.47	-	-101.74	-66.72	-1289.47	
		중앙부 (내측)	14	-	-	34.40	42.89	42.89	
		하부 (외측)	15	-1784.75	-	-831.16	-608.28	-1784.75	
		하부 (내측)	16	-	-	525.60	350.51	525.60	
우측 벽체	1 층	상부 (외측)	17	-1529.82	-	-898.87	-663.95	-1529.82	
		상부 (내측)	18	-	-	466.27	286.65	466.27	
		중앙부 (외측)	19	-1290.51	-	-101.74	-66.72	-1290.51	
		중앙부 (내측)	20	-	-	34.40	42.89	42.89	
		하부 (외측)	21	-1778.98	-	-831.16	-608.28	-1778.98	
		하부 (내측)	22	-	-	525.60	350.51	525.60	

2) 전단력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	640.79	-	248.22	193.38	640.79	
		중앙부	2	-53.78	-	156.51	115.82	156.51	
		우측	3	-640.79	-	-248.22	-193.38	-640.79	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-721.80	-	-243.15	-191.88	-721.80	
		중앙부	5	-208.74	-	-142.32	-93.24	-208.74	
		우측	6	721.65	-	243.15	191.88	721.65	
좌측 벽체	1 층	상부	7	129.30	-	-250.19	-169.69	-250.19	
		중앙부	8	-185.66	-	-239.76	-172.99	-239.76	
		하부	9	407.53	-	477.40	369.90	477.40	
우측 벽체	1 층	상부	10	-125.39	-	250.19	169.69	250.19	
		중앙부	11	185.91	-	239.76	172.99	239.76	
		하부	12	-405.16	-	-477.40	-369.90	-477.40	

3) 축력

(kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-336.56	-	-358.56	-306.25	-358.56	
		중앙부	2	-336.56	-	-216.91	-204.59	-336.56	
		우측	3	-336.56	-	-358.56	-306.25	-358.56	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-654.00	-	-484.08	-419.56	-654.00	
		중앙부	5	-654.00	-	-188.97	-179.43	-654.00	
		우측	6	-654.00	-	-484.08	-419.56	-654.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-918.24	-	-260.19	-221.57	-918.24	
		중앙부	8	-1027.60	-	-227.71	-208.46	-1027.60	
		하부	9	-1102.13	-	-308.68	-271.97	-1102.13	
우측 벽체	1 층	상부	10	-918.24	-	-260.19	-221.57	-918.24	
		중앙부	11	-1027.60	-	-227.71	-208.46	-1027.60	
		하부	12	-1102.13	-	-308.68	-271.97	-1102.13	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-711.27	-	-	-	-711.27	
		중앙부	2	806.75	-	-	-	806.75	
		우측	3	-704.72	-	-	-	-704.72	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-1107.76	-	-	-	-1107.76	
		중앙부	5	782.43	-	-	-	782.43	
		우측	6	-1103.85	-	-	-	-1103.85	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1030.08	-	-	-	-1030.08	
		중앙부	8	-909.32	-	-	-	-909.32	
		하부	9	-1262.44	-	-	-	-1262.44	
우측 벽체	1 층	상부	10	-1024.51	-	-	-	-1024.51	
		중앙부	11	-909.96	-	-	-	-909.96	
		하부	12	-1258.83	-	-	-	-1258.83	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측(상면)	1	1000	1167	1079.43	1559.24	2778.95	H25 - 8.0EA	4053.60	1.44
		좌측(하면)	1	1000	1020	415.72	690.72	1211.14	H25 - 4.0EA	2026.80	1.66
		중앙부	2	1000	1020	1138.78	1202.01	3381.37	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.06
		우측(상면)	3	1000	1167	1068.96	1559.24	2751.41	H25 - 8.0EA	4053.60	1.46
		우측(하면)	3	1000	1020	415.72	690.72	1211.14	H25 - 4.0EA	2026.80	1.66
하부슬래브	1경간	좌측(상면)	4	1000	1020	551.21	1202.01	1611.61	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.18
		좌측(하면)	4	1000	1000	1571.72	1855.94	4825.64	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.18
		좌측(배수구 단면)	4	1000	858	922.49	1383.12	3740.2	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.50
		중앙부	5	1000	1020	1115.50	1202.01	3310.17	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.08
		우측(상면)	6	1000	1020	551.21	1202.01	1611.61	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	2.18
		우측(하면)	6	1000	1000	1565.46	1855.94	4805.55	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.19
		우측(배수구 단면)	6	1000	822	382.19	1312.79	1587.3	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	3.43
좌측벽체	1층	상부(외측)	7	1000	1367	1538.72	2996.84	-	H25 - 8.0EA	5642.40	1.95
		상부(내측)	7	1000	1220	466.27	4297.50	-	H16 - 8.0EA	5642.40	9.22
		중앙부(외측)	8	1000	1200	1289.47	3212.85	-	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	6185.20	2.49
		중앙부(내측)	8	1000	1220	42.88	841.25	-	H16 - 8.0EA	6185.20	19.62
		하부(외측)	9	1000	1200	1784.75	3401.79	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.91
		하부(내측)	9	1000	1220	525.60	4382.21	-	H16 - 8.0EA	7335.20	8.34
우측벽체	1층	상부(외측)	10	1000	1367	1529.82	3006.97	-	H25 - 8.0EA	5642.40	1.97
		상부(내측)	10	1000	1220	466.27	4297.50	-	H16 - 8.0EA	5642.40	9.22
		중앙부(외측)	11	1000	1200	1290.51	3211.17	-	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	6185.20	2.49
		중앙부(내측)	11	1000	1220	42.88	841.25	-	H16 - 8.0EA	6185.20	19.62
		하부(외측)	12	1000	1200	1778.98	3406.73	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7335.20	1.92
		하부(내측)	12	1000	1220	525.60	4382.21	-	H16 - 8.0EA	7335.20	8.34

(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	649.5	640.8	902.92	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	2	662.5	156.5	920.98	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	649.5	640.8	902.92	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	662.5	721.8	1179.45	2.00	29.07	H13	150	253.40	O.K
		좌측 (배수구단면)	4	492.3	773.4	876.49	2.00	185.40	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	662.5	208.7	920.98	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	6	662.5	721.6	1179.45	2.00	28.99	H13	150	253.40	O.K
		우측 (배수구단면)	6	469.0	697.5	834.86	2.00	158.30	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	818.7	250.2	1122.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	8	823.4	239.8	1127.51	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	9	826.6	477.4	1130.70	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	818.7	250.2	1122.83	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		중앙부	11	823.4	239.8	1127.51	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		하부	12	826.6	477.4	1130.70	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	1266.67	1166.67	100.00	1079.43	640.79

* 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 (1166.67 - 83.119) / 83.119 = 0.03911

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2778.947 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.459]

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 = 0.00347

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) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1166.67 - a/2) = 1559.242 kN.m

≥ Mu (= 1079.434 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.444]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

≥ Vu (= 640.786 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	1100.0	1020.0	80.0	415.720	640.790

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 (1020 - 41.559) / 41.559 = 0.0706

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 1211.135 ㎟

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) = 20.893 ㎜

▪ 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 = 0.002

4/3Preq<Puse → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 2026.8 x 400 x (1,020.0 - a / 2) = 690.723 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 35.325 ㎜

≥ Mu (415.720 kN · m) [안전률 1.662] ∴ - 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 1,020.0 = 662.509 kN

≥ Vu (=640.790kN), 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	1100.00	1020.00	80.00	1138.78	156.51

* 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 (1020.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03874

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3381.374 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.057]

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 = 0.00351

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 (1020.00 - a/2) = 1202.007 kN.m

≥ Mu (= 1138.783 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.056]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 156.507 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 1경간(우측)_상면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1266.67	1166.67	100.00	1068.96	640.79

* 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 (1166.67 - 83.119) / 83.119 = 0.03911

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2751.412 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.473]

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 = 0.00347

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) = 70.651 mm

ΦMn = 0.85 x 4053.600 x 400 x (1166.67 - a/2) = 1559.242 kN.m

≥ Mu (= 1068.963 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.459]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

≥ Vu (= 640.786 kN) , 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	1100.0	1020.0	80.0	551.209	721.804

② 휨검토

▪ 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 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 73.309 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (1020 - 73.309) / 73.309 = 0.0387

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 1611.295 ㎟

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) = 27.702 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H25 @ 250.0mm + H22 @ 250.0mm = 3575.2 ㎟

▪ 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 = 0.0035

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 3575.2 x 400 x (1,020.0 - a / 2) = 1202.007 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 ㎜

≥ Mu (551.209 kN · m) [안전률 2.181] ∴ - 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 1,020.0 = 662.509 kN

< Vu (=721.804 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (721.804 - 662.509) x 150 / (400 x 1020 x Φ) x 1000 = 29.066 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 1,020.00 / 150.00 x 1000 = 689.248 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 1020 x 1000 = 3533.384 kN ≥ 689.248 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 510 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (883.345 + 689.248) = 1179.445 kN ≥ 721.804 kN ∴ - O.K -

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1000.00	100.00	1571.72	721.80

* 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 (1000.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02246

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4825.638 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.191]

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 = 0.00575

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 (1000.00 - a/2) = 1855.936 kN.m

≥ Mu (= 1571.719 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.181]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 721.804 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (721.804-649.519) x 150.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 36.142 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 x 1000 = 675.733 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 675.733 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 675.733) = 1156.319 kN ≥ 721.804 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)-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	858.0	758.0	100.0	922.5	773.4

* 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 (758.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01630

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3740.246 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.536]

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 = 0.00758

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 (758.00 - a/2) = 1383.122 kN.m

≥ Mu (= 922.486 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.499]

* 전단에 대한 검토 (d = 758.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 758.00 = 492.335 kN

< Vu (= 773.380 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (773.380-492.335) x 150.00 / (400x758.00xΦ) x 1000 = 185.386 mm²

Av_use = 253.400 mm² (D13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 758.00 / 150.00 x 1000 = 512.206 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 758.00 x 1000 = 2625.789 kN ≥ 512.206 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 379.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (656.447 + 512.206) = 876.490 kN ≥ 773.380 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1020.00	80.00	1115.50	208.74

* 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 (1020.00 - 73.309) / 73.309 = 0.03874

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3310.167 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.080]

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 = 0.00351

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 (1020.00 - a/2) = 1202.007 kN.m

≥ Mu (= 1115.500 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.078]

* 전단에 대한 검토 (d = 1020.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1020.00 = 662.509 kN

≥ Vu (= 208.737 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(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	1100.0	1020.0	80.0	551.209	721.648

② 휨검토

▪ 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 27.0 x a x 1000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 62.313 mm, c = 62.313 / β1 = 73.309 mm,

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 x (dt - c) / c = 0.0030 x (1020 - 73.309) / 73.309 = 0.0387

εt ≥ 0.0050 이므로 인장지배단면 φ = 0.850 를 적용한다.

▪ 필요철근량 산정

Req As = Mu / (0.85 x fy x (d - a / 2)) = 1611.295 ㎟

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) = 27.702 ㎜

▪ 사용철근량

Use As = H25 @ 250.0mm + H22 @ 250.0mm = 3575.2 ㎟

▪ 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 = 0.0035

∴ Pmax ≥ Puse ≥ Pmin → 철근비 만족, ∴ - O.K -

▪ 휨에 대한 검토

φMn = 0.85 x 3575.2 x 400 x (1,020.0 - a / 2) = 1202.007 kN · m

; a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 62.313 ㎜

≥ Mu (551.209 kN · m) [안전률 2.181] ∴ - 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 1,020.0 = 662.509 kN

< Vu (=721.648 kN), 전단보강 필요.

Av_req = (721.648 - 662.509) x 150 / (400 x 1020 x Φ) x 1000 = 28.99 kN

Av_use = 253.400 ㎟ (H13 - 2 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.40 x 400.00 x 1,020.00 / 150.00 x 1000 = 689.248 kN

Vs_Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000 x 1020 x 1000 = 3533.384 kN ≥ 689.248 kN ∴ - O.K -

S = 150.00 < 510 (d/2, 60cm 콘.설 7.4.2) ∴ - O.K -

φVn = 0.75 x (883.345 + 689.248) = 1179.445 kN ≥ 721.648 kN ∴ - O.K -

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)_하면

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1100.00	1000.00	100.00	1565.46	721.65

* 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 (1000.00 - 117.830) / 117.830 = 0.02246

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4805.546 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.196]

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 = 0.00575

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 (1000.00 - a/2) = 1855.936 kN.m

≥ Mu (= 1565.461 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.186]

* 전단에 대한 검토 (d = 1000.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1000.00 = 649.519 kN

< Vu (= 721.648 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (721.648-649.519) x 150.00 / (400x1000.00xΦ) x 1000 = 36.065 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1000.00 / 150.00 x 1000 = 675.733 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1000.00 / 1000 = 3464.102 kN ≥ 675.733 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (866.025 + 675.733) = 1156.319 kN ≥ 721.648 kN ∴ O.K

▣ 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	822.0	722.0	100.0	382.2	697.5

* 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 (722.00 - 117.830) / 117.830 = 0.01538

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1587.299 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 3.620]

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 = 0.00796

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 (722.00 - a/2) = 1312.786 kN.m

≥ Mu (= 382.185 kN.m) ∴ O.K [안전률 3.435]

* 전단에 대한 검토 (d = 722.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 722.00 = 468.953 kN

< Vu (= 697.536 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (697.536-468.953) x 150.00 / (400x722.00xΦ) x 1000 = 158.299 mm²

Av_use = 253.400 mm² (D13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 722.00 / 150.00 x 1000 = 487.879 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 722.00 x 1000 = 2501.081 kN ≥ 487.879 kN ∴ O.K

s = 150.000 ≤ 361.000 (d/2, 600 mm) 콘.설 7.4.2 ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (625.270 + 487.879) = 834.862 kN ≥ 697.536 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,467	100	1,367	918.241	1538.722	1675.7

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 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 (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1466.7 x 1000.0 = 33660000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (33660000.0 x 733.33 + 1621440.0 x 100.000 + 635520.0 x 1386.667) / 35916960.0

= 716.302 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 820.00 mm, ab = k1 x cb = 697.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 697000.000 = 15996.150 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 15996.150 + 599.057 - 1621.440 = 14973.767 kN

Mb = Cc x 401.864 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7829.168 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 522.859 mm, e = Mu/Pu = 1675.727 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 167.34 mm, a = k1 x c = 142.24 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 142237.075 = 3264.341 kN

∑Csi = 461.078 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3264.341 + 461.078 - 1621.440 = 2103.979 kN

Mn = Cc x 645.184 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3525.677 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1675.719) | = 0.0077 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 mm

c = 167.338 mm, a = k1 x c = 142.237 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1366.67-167.34) / 167.34 = 0.02150

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} = 28629.974 kN ≥ Pn = 2103.979 kN

ΦPn = 0.85 x 2103.979 = 1788.382 kN ≥ Pu = 918.241 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.676 = 2996.839 kN.m ≥ Mu = 1538.722 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 818.747 kN

≥ Vu (= 250.192 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	918.241	466.27	507.8

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0043) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 1621440.0 x 1200.000) / 32091960.0

= 666.501 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 1528.410 - 635.520 = 15172.380 kN

Mb = Cc x 322.399 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5791.833 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 381.735 mm, e = Mu/Pu = 507.785 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 480.31 mm, a = k1 x c = 408.26 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 408262.577 = 9369.626 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 9369.626 + 1528.410 - 635.520 = 10262.516 kN

Mn = Cc x 462.370 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5211.154 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=507.785) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 480.309 mm, a = k1 x c = 408.263 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-480.31) / 480.31 = 0.00462

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.825

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25569.974 kN ≥ Pn = 10262.516 kN

ΦPn = 0.82 x 10262.516 = 8463.221 kN ≥ Pu = 918.241 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.508 = 4297.499 kN.m ≥ Mu = 466.270 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 832.393 kN

≥ Vu (= 250.192 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1027.597	1289.473	1254.8

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H29- 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 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1838560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1220.000) / 32309080.0

= 629.914 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 14045.400 + 599.057 - 1838.560 = 12805.897 kN

Mb = Cc x 364.086 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6441.508 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.011 mm, e = Mu/Pu = 1254.843 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 219.47 mm, a = k1 x c = 186.55 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 186553.574 = 4281.405 kN

∑Csi = 569.340 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 4281.405 + 569.340 - 1838.560 = 3012.185 kN

Mn = Cc x 536.637 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3779.792 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1254.834)| = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 219.475 mm, a = k1 x c = 186.554 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-219.47) / 219.47 = 0.01340

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} = 25733.704 kN ≥ Pn = 3012.185 kN

ΦPn = 0.85 x 3012.185 = 2560.357 kN ≥ Pu = 1027.597 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.255 = 3212.846 kN.m ≥ Mu = 1289.473 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 823.430 kN

≥ Vu (= 239.760 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1027.597	42.885	41.7

㉯ 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 : H25- 4.0EA + H29- 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 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1200.000) / 32309080.0

= 670.086 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 1733.073 - 635.520 = 15377.043 kN

Mb = Cc x 318.814 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5845.892 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 380.170 mm, e = Mu/Pu = 41.733 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1448.40 mm, a = k1 x c = 1231.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1231136.856 = 28254.591 kN

∑Csi = 1846.932 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 28254.591 + 1846.932 - 0.000 = 30101.522 kN

Mn = Cc x 54.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1256.520 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=41.743) | = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1448.396 mm, a = k1 x c = 1231.137 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1448.40) / 1448.40 = -0.00047

→ 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} = 25733.704 kN < Pn = 30101.522 kN

ΦPn = 0.78 x 25733.704 = 20158.068 kN ≥ Pu = 1027.597 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.042 = 841.253 kN.m ≥ Mu = 42.885 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 837.154 kN

≥ Vu (= 239.760 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1102.126	1784.747	1619.4

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 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 (= 0.0056) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1220.000) / 32769080.0

= 622.475 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 14045.400 + 599.057 - 2298.560 = 12345.897 kN

Mb = Cc x 371.525 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6777.106 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 548.936 mm, e = Mu/Pu = 1619.367 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 215.65 mm, a = k1 x c = 183.30 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 183302.164 = 4206.785 kN

∑Csi = 563.177 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4206.785 + 563.177 - 2298.560 = 2471.401 kN

Mn = Cc x 530.824 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4002.097 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1619.364) | = 0.0040 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 215.650 mm, a = k1 x c = 183.302 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-215.65) / 215.65 = 0.01369

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} = 26080.590 kN ≥ Pn = 2471.401 kN

ΦPn = 0.85 x 2471.401 = 2100.691 kN ≥ Pu = 1102.126 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.619 = 3401.791 kN.m ≥ Mu = 1784.747 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 826.622 kN

≥ Vu (= 477.396 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1102.126	525.597	476.9

㉯ 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 (= 0.0056) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1200.000) / 32769080.0

= 677.525 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 2166.680 - 635.520 = 15810.650 kN

Mb = Cc x 311.375 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5958.055 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 376.838 mm, e = Mu/Pu = 476.894 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 522.85 mm, a = k1 x c = 444.42 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 444418.964 = 10199.415 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 10199.415 + 2166.680 - 635.520 = 11730.575 kN

Mn = Cc x 455.315 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5594.252 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=476.895) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 522.846 mm, a = k1 x c = 444.419 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-522.85) / 522.85 = 0.00400

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} = 26080.590 kN ≥ Pn = 11730.575 kN

ΦPn = 0.78 x 11730.575 = 9189.069 kN ≥ Pu = 1102.126 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.477 = 4382.214 kN.m ≥ Mu = 525.597 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 840.399 kN

≥ Vu (= 477.396 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,467	100	1,367	918.241	1529.815	1666

㉯ 철근비 검토

As = 4053.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 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 (= 0.0038) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1466.7 x 1000.0 = 33660000.0 N

Cs = As x fy = 1621440.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (33660000.0 x 733.33 + 1621440.0 x 100.000 + 635520.0 x 1386.667) / 35916960.0

= 716.302 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 820.00 mm, ab = k1 x cb = 697.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 697000.000 = 15996.150 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pb = 15996.150 + 599.057 - 1621.440 = 14973.767 kN

Mb = Cc x 401.864 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7829.168 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 522.859 mm, e = Mu/Pu = 1666.027 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 168.21 mm, a = k1 x c = 142.98 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 142979.336 = 3281.376 kN

∑Csi = 463.444 kN, ∑Tsi = 1621.440 kN

Pn = 3281.376 + 463.444 - 1621.440 = 2123.379 kN

Mn = Cc x 644.813 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3537.616 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1666.031)| = 0.0044 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1466.67 - 100.00 = 1366.667 mm

c = 168.211 mm, a = k1 x c = 142.979 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1366.67-168.21) / 168.21 = 0.02137

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} = 28629.974 kN ≥ Pn = 2123.379 kN

ΦPn = 0.85 x 2123.379 = 1804.872 kN ≥ Pu = 918.241 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.666 = 3006.966 kN.m ≥ Mu = 1529.815 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 818.747 kN

≥ Vu (= 250.192 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 상부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	918.241	466.27	507.8

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 ㎟ (인장중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 ㎜

Asf = 4053.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 ㎜), 1단 : H25- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0043) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1621440.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 1621440.0 x 1200.000) / 32091960.0

= 666.501 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 ㎜, ab = k1 x cb = 622.20 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 1528.410 - 635.520 = 15172.380 kN

Mb = Cc x 322.399 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5791.833 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 381.735 ㎜, e = Mu/Pu = 507.785 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 480.31 ㎜, a = k1 x c = 408.26 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 408262.577 = 9369.626 kN

∑Csi = 1528.410 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 9369.626 + 1528.410 - 635.520 = 10262.516 kN

Mn = Cc x 462.370 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5211.154 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=507.785) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 ㎜

c = 480.309 ㎜, a = k1 x c = 408.263 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-480.31) / 480.31 = 0.00462

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.825

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25569.974 kN ≥ Pn = 10262.516 kN

ΦPn = 0.82 x 10262.516 = 8463.221 kN ≥ Pu = 918.241 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.508 = 4297.499 kN.m ≥ Mu = 466.270 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 832.393 kN

≥ Vu (= 250.192 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1027.597	1290.505	1255.8

㉯ 철근비 검토

As = 4596.400 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 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 (= 0.0048) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 1838560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 1838560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1220.000) / 32309080.0

= 629.914 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pb = 14045.400 + 599.057 - 1838.560 = 12805.897 kN

Mb = Cc x 364.086 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6441.508 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 503.011 mm, e = Mu/Pu = 1255.847 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 219.29 mm, a = k1 x c = 186.39 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 186393.070 = 4277.721 kN

∑Csi = 569.041 kN, ∑Tsi = 1838.560 kN

Pn = 4277.721 + 569.041 - 1838.560 = 3008.202 kN

Mn = Cc x 536.717 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3777.834 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1255.845) | = 0.0028 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 219.286 mm, a = k1 x c = 186.393 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-219.29) / 219.29 = 0.01342

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} = 25733.704 kN ≥ Pn = 3008.202 kN

ΦPn = 0.85 x 3008.202 = 2556.972 kN ≥ Pu = 1027.597 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.256 = 3211.166 kN.m ≥ Mu = 1290.505 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 823.430 kN

≥ Vu (= 239.760 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 중앙부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1027.597	42.885	41.7

㉯ 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 : H25- 4.0EA + H29- 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 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1838560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 1838560.0 x 1200.000) / 32309080.0

= 670.086 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 1733.073 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 1733.073 - 635.520 = 15377.043 kN

Mb = Cc x 318.814 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5845.892 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 380.170 mm, e = Mu/Pu = 41.733 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1448.40 mm, a = k1 x c = 1231.14 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1231136.856 = 28254.591 kN

∑Csi = 1846.932 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 28254.591 + 1846.932 - 0.000 = 30101.522 kN

Mn = Cc x 54.518 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1256.520 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=41.743) | = 0.0099 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 1448.396 mm, a = k1 x c = 1231.137 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-1448.40) / 1448.40 = -0.00047

→ 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} = 25733.704 kN < Pn = 30101.522 kN

ΦPn = 0.78 x 25733.704 = 20158.068 kN ≥ Pu = 1027.597 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.042 = 841.253 kN.m ≥ Mu = 42.885 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 837.154 kN

≥ Vu (= 239.760 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_외측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	100	1,200	1102.126	1778.979	1614.1

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 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 (= 0.0056) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 635520.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 2298560.0 x 100.000 + 635520.0 x 1220.000) / 32769080.0

= 622.475 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 720.00 mm, ab = k1 x cb = 612.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 612000.000 = 14045.400 kN, ∑Csi = 599.057 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 14045.400 + 599.057 - 2298.560 = 12345.897 kN

Mb = Cc x 371.525 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6777.106 kN.m

eb < e ⟶ 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 548.936 mm, e = Mu/Pu = 1614.134 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 216.20 mm, a = k1 x c = 183.77 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 183769.083 = 4217.500 kN

∑Csi = 564.075 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4217.500 + 564.075 - 2298.560 = 2483.016 kN

Mn = Cc x 530.591 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4007.928 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1614.137) | = 0.0031 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 100.00 = 1200.000 mm

c = 216.199 mm, a = k1 x c = 183.769 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1200.00-216.20) / 216.20 = 0.01365

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} = 26080.590 kN ≥ Pn = 2483.016 kN

ΦPn = 0.85 x 2483.016 = 2110.563 kN ≥ Pu = 1102.126 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.614 = 3406.732 kN.m ≥ Mu = 1778.979 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1200.00 = 826.622 kN

≥ Vu (= 477.396 kN) . 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 우측벽체 하부_내측

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,300	80	1,220	1102.126	525.597	476.9

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0056) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1300.0 x 1000.0 = 29835000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (29835000.0 x 650.00 + 635520.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1200.000) / 32769080.0

= 677.525 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 732.00 mm, ab = k1 x cb = 622.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 622200.000 = 14279.490 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 14279.490 + 2166.680 - 635.520 = 15810.650 kN

Mb = Cc x 311.375 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5958.055 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 376.838 mm, e = Mu/Pu = 476.894 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 522.85 mm, a = k1 x c = 444.42 mm 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 444418.964 = 10199.415 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pn = 10199.415 + 2166.680 - 635.520 = 11730.575 kN

Mn = Cc x 455.315 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5594.252 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=476.895) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1300.00 - 80.00 = 1220.000 mm

c = 522.846 mm, a = k1 x c = 444.419 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1220.00-522.85) / 522.85 = 0.00400

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} = 26080.590 kN ≥ Pn = 11730.575 kN

ΦPn = 0.78 x 11730.575 = 9189.069 kN ≥ Pu = 1102.126 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.477 = 4382.214 kN.m ≥ Mu = 525.597 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1220.00 = 840.399 kN

≥ Vu (= 477.396 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 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 858 × 0.0020 = 1716.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1716.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 858 × 1000 = 1287.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1287.00 ㎟ ≤ 2647.338 ㎟ ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 중앙부

① Req'd As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1100 × 0.0020 = 2200.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1100 x 1000 = 1650.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1650.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 822 × 0.0020 = 1644.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1644.00 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 × 822 × 1000 = 1233.00 ㎟ (≤1800)
∴ 1233.00 ㎟ ≤ 2647.338 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

13) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

14) 우측벽체 : 하부

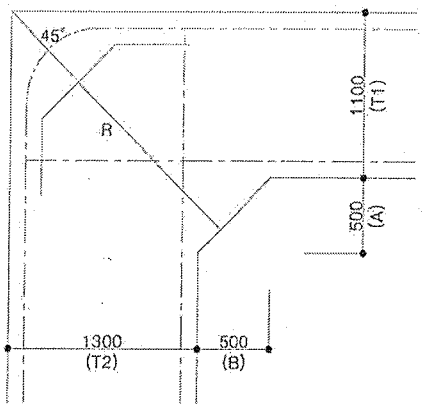
① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1030.080 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1030.080 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2050.610 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1030.08 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.225 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1030.08 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 5581.430 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5581.430 mm² - 2026.800 mm²

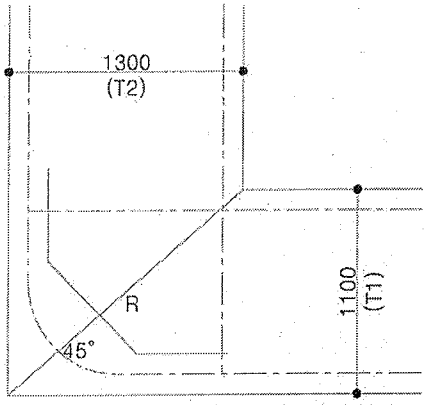
= 3554.630 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3554.630 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1262.435 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1262.435 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1262.43 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.177 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1262.43 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 8236.971 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 8236.971 mm² - 2569.600 mm²

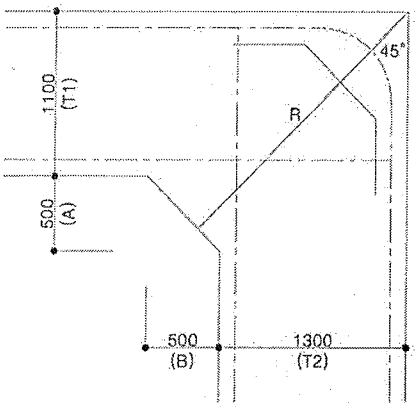
= 5667.371 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA

∴ Total As = 6353.600 mm² > Req'd As (= 5667.371 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1024.514 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1024.514 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$= 2050.610$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1024.51 \times 10^6}{2050.610^2 \times 1000} = 1.218 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1024.51 \times 10^6}{2050.610 \times 180} = 5551.271 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5551.271 mm² - 2026.800 mm²

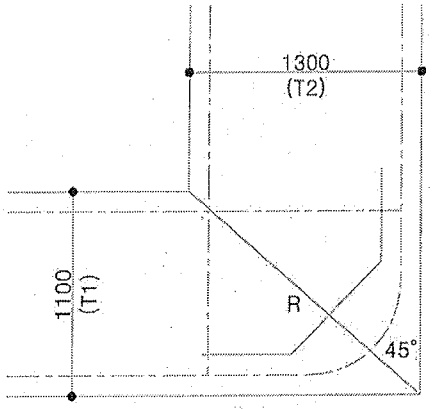
= 3524.471 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H25 - 8EA

∴ Total As = 4053.600 mm² > Req'd As (= 3524.471 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1258.830 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1258.830 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1702.939$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1258.83 \times 10^6}{1702.939^2 \times 1000} = 2.170 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1258.83 \times 10^6}{1702.939 \times 180} = 8213.449 \text{ mm}^2$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb
= 8213.449 mm² - 2569.600 mm²
= 5643.849 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H32 - 8EA

∴ Total As = 6353.600 mm² > Req'd As (= 5643.849 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
상부슬래브	1경간	좌측	1	1167	H25 - 8.0EA	125	270.374	O.K	2.163
		중앙부	2	1020	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	163.683	O.K	1.309
		우측	3	1167	H25 - 8.0EA	125	274.916	O.K	2.199
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	164.977	O.K	1.320
		좌측(배수구 단면)	4	858	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	271.200	O.K	2.17
		중앙부	5	1020	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	174.019	O.K	1.392
		우측	6	1000	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	166.306	O.K	1.330
		우측(배수구 단면)	6	822	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	909.000	O.K	7.27
좌측벽체	1층	상부	7	1367	H25 - 8.0EA	125	178.793	O.K	1.430
		중앙부	8	1200	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	231.078	O.K	1.849
		하부	9	1200	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	187.520	O.K	1.500
우측벽체	1층	상부	10	1367	H25 - 8.0EA	125	180.953	O.K	1.448
		중앙부	11	1200	H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	230.763	O.K	1.846
		하부	12	1200	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	188.658	O.K	1.509

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 711.268 x 1000000 / [4053.600 x (1166.667 - 230.495/3)]
= 161.002 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 / 161.00) - 2.5 x 87.50 = 270.37 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 161.00) = 391.30 mm
Sa는 작은 값인 270.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 270.37 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 806.754 x 1000000 / [3575.200 x (1020.000 - 202.306/3)]
= 236.890 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x3575.200)]
= 202.306 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 / 236.89) - 2.5 x 67.50 = 163.68 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 236.89) = 265.95 mm
Sa는 작은 값인 163.68 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 163.68 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 704.723 x 1000000 / [4053.600 x (1166.667 - 230.495/3)]
= 159.521 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 / 159.52) - 2.5 x 87.50 = 274.92 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 159.52) = 394.93 mm
Sa는 작은 값인 274.92 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 274.92 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1107.758 x 1000000 / [5746.400 x (1000.000 - 246.250/3)]
= 210.013 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 / 210.01) - 2.5 x 84.00 = 164.98 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 210.01) = 299.98 mm
Sa는 작은 값인 164.98 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 164.98 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 782.427 x 1000000 / [3575.200 x (1020.000 - 202.306/3)]
= 229.747 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1020.0/(7x3575.200)]
= 202.306 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 / 229.75) - 2.5 x 67.50 = 174.02 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 229.75) = 274.22 mm
Sa는 작은 값인 174.02 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 174.02 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1103.847 x 1000000 / [5746.400 x (1000.000 - 246.250/3)]
= 209.271 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 / 209.27) - 2.5 x 84.00 = 166.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.27) = 301.04 mm
Sa는 작은 값인 166.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 166.31 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1030.080 x 1000000 / [4053.600 x (1366.667 - 251.561/3)]
= 198.092 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x4053.600)]
= 251.561 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 / 198.09) - 2.5 x 87.50 = 178.79 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 198.09) = 318.03 mm
Sa는 작은 값인 178.79 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 178.79 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 909.317 x 1000000 / [4596.400 x (1200.000 - 247.566/3)]
= 177.035 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x4596.400)]
= 247.566 mm

사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 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 / 177.03) - 2.5 x 85.50 = 231.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 177.03) = 355.86 mm
Sa는 작은 값인 231.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 231.08 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부_외측

① 응력 산정 .

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1262.435 x 1000000 / [5746.400 x (1200.000 - 273.076/3)]
= 198.103 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x5746.400)]
= 273.076 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 / 198.10) - 2.5 x 84.00 = 187.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 198.10) = 318.02 mm
Sa는 작은 값인 187.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 187.52 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1024.514 x 1000000 / [4053.600 x (1366.667 - 251.561/3)]
= 197.021 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4053.600/1000.0 + 7x4053.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x4053.600)]
= 251.561 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 / 197.02) - 2.5 x 87.50 = 180.95 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 197.02) = 319.76 mm
Sa는 작은 값인 180.95 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 180.95 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 909.962 x 1000000 / [4596.400 x (1200.000 - 247.566/3)]
= 177.160 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x4596.400)]
= 247.566 mm

사용철근량 = 4596.4 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 4596.4 ㎟)

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 / 177.16) - 2.5 x 85.50 = 230.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 177.16) = 355.61 mm
Sa는 작은 값인 230.76 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 230.76 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부_외측

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1258.830 x 1000000 / [5746.400 x (1200.000 - 273.076/3)]
= 197.538 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1200.0/(7x5746.400)]
= 273.076 mm

사용철근량 = 5746.4 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H29 - 4.0 EA (= 5746.4 ㎟)

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 / 197.54) - 2.5 x 84.00 = 188.66 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 197.54) = 318.93 mm
Sa는 작은 값인 188.66 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 188.66 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 10.700 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.10 m

▣ 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 (fy = 400 MPa 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이 (mm)			
	단 순 지 지	일 단 연 속	양 단 연 속	캔 틸 레 버
1방향 슬래브	l / 20	l / 24	l / 28	l / 10
1보	l / 16	l / 18.5	l / 21	l / 8

Tmin = L / 28

T = 10.700 / 28

T = 0.382 m < 1.100 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

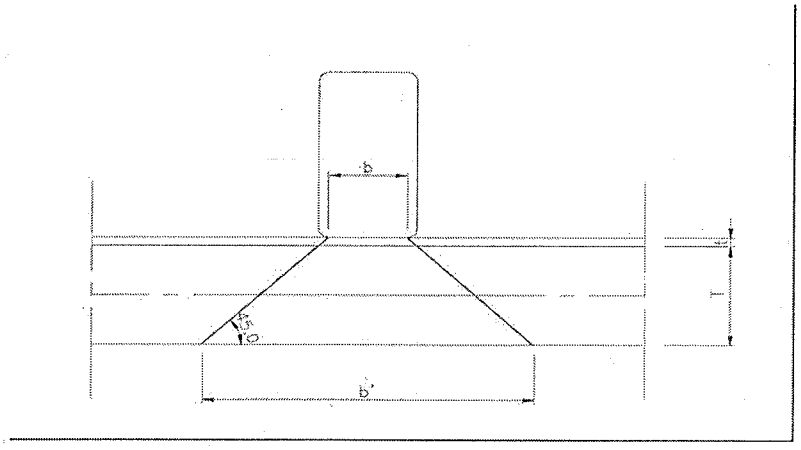
1) 고정하중

- 구체자중 = 941.850 / 12.000 = 78.487 kN/m²
- 상부연직하중 = 65.783 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

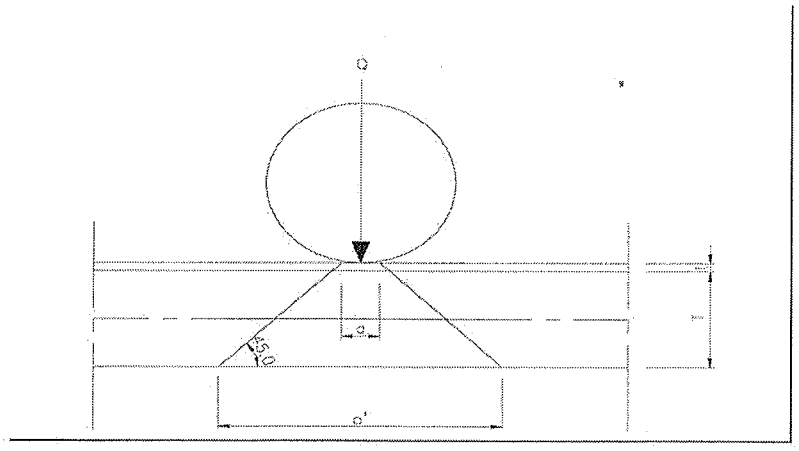
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중



t = 40 mm (암거내부 포장두께)
T = 1100 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (1.100 + 0.040) × cot 45°
= 2.780 m



a' = 0.200 + 2 × (1.100 + 0.040) × cot 45°
= 2.480 m

Qz = 96.0 / (2.780 × 2.480)= 13.924 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 78.49 + 65.78 + 15.00 + 0.92 + 13.92

= 174.115 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 700.12 kN/m² ≥ Qmax = 174.115 kN/m² ..... O.K

19.1 부력검토

1. 완공후 부력검토

1.1 극한상황 수위 적용 : GL. -1.0 m

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	25.000		=	330.000	kN/m
- 하부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	25.000		=	330.000	kN/m
- 벽체	:	1.300	×	2.120	×	25.000	× 2	=	137.800	kN/m
	:	1.300	×	2.120	×	25.000	× 2	=	137.800	kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000		=	6.250	kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000		=	7.176	kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.000	×	1.000	×	19.000		=	228.000	kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.000	×	6.199	×	10.000		=	743.880	kN/m
- 수직수압	:	12.000	×	6.199	×	10.000		=	743.880	kN/m
							∴ Σ	=	2664.786	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

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 1.000 \times 6.199 \times 19.000 + 6.199^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 112.801$ kN/m

∴ $\Sigma = 3.458 + 112.801 = 116.259$ kN/m

(3) 저항력

$R = 2664.786 + 116.259 = 2781.045$ kN/m

2) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=지하수위 심도)

$= 12.000 \times 12.639 \times 10.000$

$= 1516.680$ kN/m

3) 안정검토

$Fs = R / U$

$= 2781.045 / 1516.680$

$= 1.834 > 1.05$ ∴ OK → 부력안전성 확보

1.2 실제조사 수위 적용 : GL. -15.8 m (보링주상도 NBB-5 참고)

1) 저항력

(1) 구체자중 및 전단키하중

- 상부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	25.000			=	330.000 kN/m
- 하부슬래브	:	12.000	×	1.100	×	25.000			=	330.000 kN/m
- 벽체	:	1.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	137.800 kN/m
	:	1.300	×	2.120	×	25.000	×	2	=	137.800 kN/m
- 헌치	:	0.125	×	2	×	25.000			=	6.250 kN/m
- 포장	:	7.800	×	0.040	×	23.000			=	7.176 kN/m
- 토사(수위 이상)	:	12.000	×	15.800	×	19.000			=	3602.400 kN/m
- 토사(수위 이하)	:	12.000	×	-8.601	×	10.000			=	-1032.120 kN/m
- 수직수압	:	12.000	×	-8.601	×	10.000			=	-1032.120 kN/m
								∴ Σ	=	2487.186 kN/m

(2) 측면마찰력

$F = 2 \times C \times D + Ku \times \gamma \times D^2 \times \tan\delta$

※ 파괴면이 비교적 구조물 벽면에 인접하여 있으므로 구조물과 지반의 상대마찰각으로 생각하여 $\delta = 2/3 \times \Phi$로 적용

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. 단, 부력방지 키를 설치한 경우와 구체상면은 측면 마찰력을 고려한다.[공동구 설계기준 2010]

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.500 \times 19.000 \times 15.800^2 \times \tan(30 \times 2/3)$

$= 863.185$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.500 \times (2 \times 15.800 \times -8.601 \times 19.000 + -8.601^2 \times 10.000) \times \tan(30 \times 2/3)$

$= -805.151$ kN/m

∴ Σ = 863.185 + -805.151 = 58.034 kN/m

(3) 저항력

R = 2487.186 + 58.034 = 2545.220 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 대비하여 시공시 구조물 자중만으로 부력에 저항할 수 있는 수위를 계산 표기함

- 1단계 : 하부슬래브 타설시

$$H = \frac{330.000}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 2.500 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 2.500 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{467.800}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 3.544 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.544 m 이하유지

- 3단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{474.050}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 3.591 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.591 m 이하유지

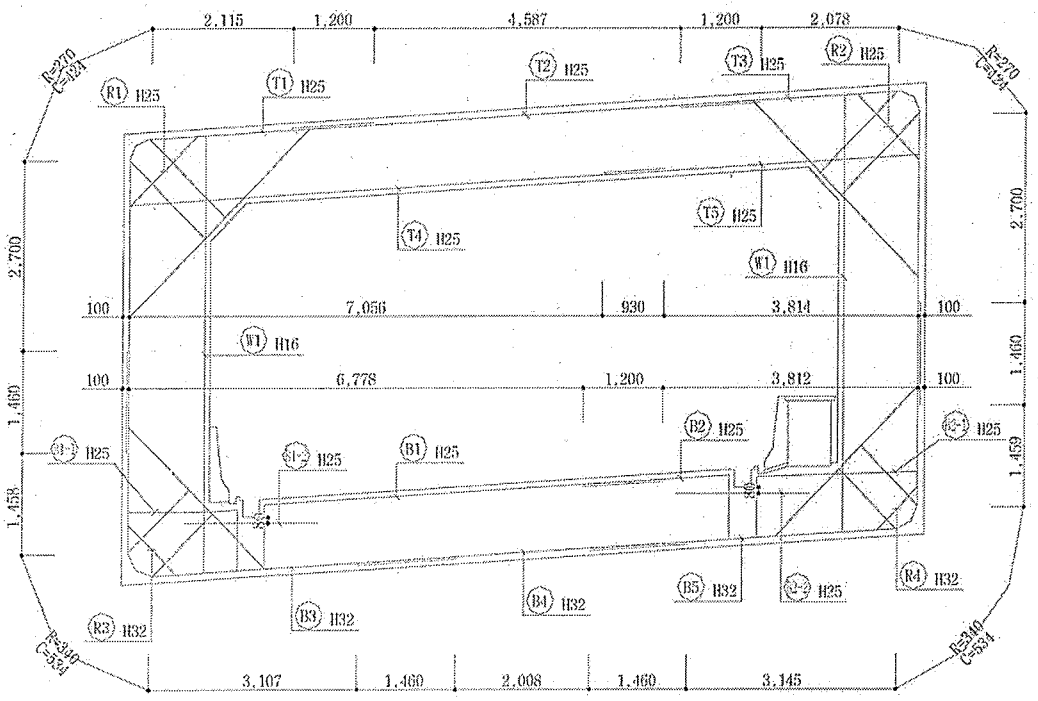
- 4단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{941.850}{12.000 \times 10.000 \times 1.100} = 7.135 \text{ m}$$

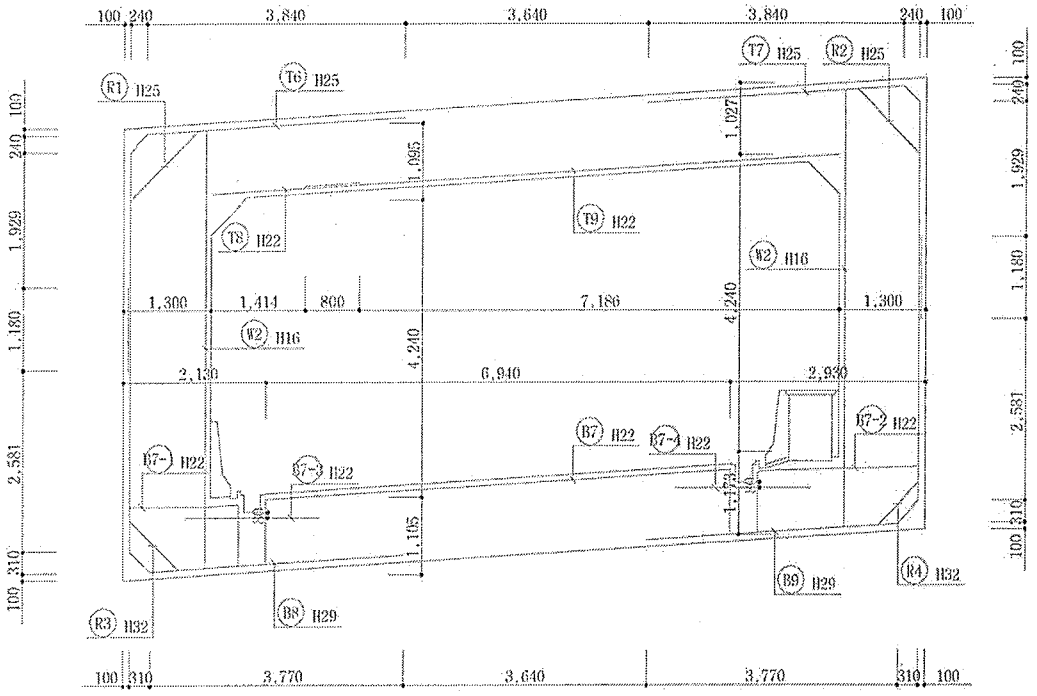
∴ 구조물 저면으로 부터 7.135 m 이하유지

20. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)

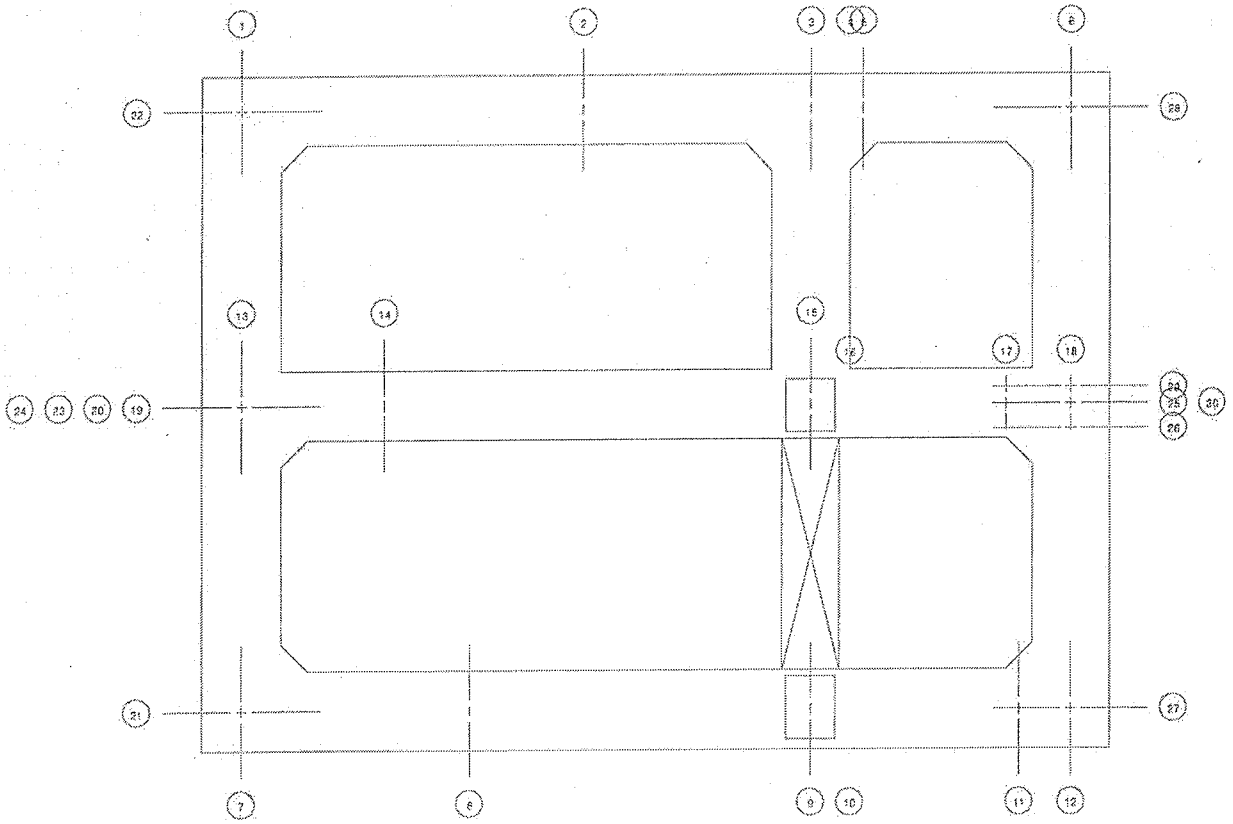


3.3 집수정 본체

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,기둥검토,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	1	1000	1331	2320.45	3090.28	5313.22	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7166.00	1.33
		중앙부	2	1000	1220	1269.20	1843.99	3129.76	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.45
		우측	3	1000	1367	2057.84	2309.76	4561.31	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
	2경간	좌측	4	1000	1367	562.77	2309.76	1220.62	H29 - 8.0EA	5139.20	4.10
		중앙부	5	1000	1220	405.17	935.16	983.71	H19 - 8.0EA	2292.00	2.31
		우측	6	1000	1367	825.77	1410.56	1797.73	H22 - 8.0EA	3096.80	1.71
하부슬래브	1경간	좌측	7	1000	1517	4262.10	6074.24	8700.14	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.43
		중앙부	8	1000	1389	2930.24	3722.69	6466.61	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.27
		우측	9	1000	1367	3017.63	3405.95	6787.99	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.13
	2경간	좌측	10	1000	1367	1857.13	3405.95	4104.10	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.83
		중앙부	11	1000	1420	1787.39	2676.52	3790.31	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	5746.40	1.50
		우측	12	1000	1517	3496.90	4987.20	7068.39	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.43
중간슬래브	1경간	좌측	13	1000	1353	1932.21	3371.00	4319.37	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.74
		좌측(배수구단면)	13	1000	1058	1015.26	1434.54	3210.80	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.41
		중앙부	14	1000	1220	875.47	1657.90	2143.41	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4118.00	1.89
		우측	15	1000	1220	1314.93	2053.48	3245.26	H29 - 8.0EA	5139.20	1.56
		우측(배수구단면)	15	1000	1037	952.87	1401.72	3079.20	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.47
	2경간	좌측	16	1000	1220	864.52	2053.48	2116.17	H29 - 8.0EA	5139.20	2.38
		중앙부	17	1000	1220	937.92	1843.99	2298.89	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.97
		우측	18	1000	1387	1985.48	2611.40	4329.05	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.32

좌측벽체	1층	상부	19	1000	1567	1766.34	8272.70	-	H29 - 8.0EA	10885.60	4.68
		중앙부	20	1000	1420	2581.61	5430.65	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10885.60	2.10
		하부	21	1000	1517	3939.26	9339.78	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15276.80	2.37
	2층	상부	22	1000	1531	2746.45	5562.97	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9735.60	2.03
		중앙부	23	1000	1420	1751.92	5732.78	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9864.40	3.27
		하부	24	1000	1567	101.78	1700.64	-	H29 - 8.0EA	10885.60	16.71
우측벽체	1층	상부	25	1000	1567	2051.03	5556.29	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	11492.80	2.71
		중앙부	26	1000	1420	2381.76	4312.33	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	11492.80	1.81
		하부	27	1000	1517	2970.23	7594.63	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12848.00	2.56
	2층	상부	28	1000	1567	969.35	3611.59	-	H22 - 8.0EA	5123.60	3.73
		중앙부	29	1000	1420	1392.74	4954.68	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10471.60	3.56
		하부	30	1000	1567	355.41	7081.77	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	10471.60	19.93
하부거더		지점부		1100	1365	772.03	1178.77	-	H19 - 9.0EA	2578.50	1.53
		중앙부		1100	1420	551.45	1226.99	-	H19 - 9.0EA	2578.50	2.23
중간거더		지점부		1100	1170	592.55	1007.82	-	H19 - 9.0EA	2578.50	1.70
		중앙부		1100	1220	423.25	1051.65	-	H19 - 9.0EA	2578.50	2.49

구분	부재 위치		b	d	Pu	ΦPn	Mu	ΦMn	BAR	use'd As	S.F
			mm	mm	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m		mm^2	
기둥	1층	축력최대	1100	1020	7773.18	16856.86	847.66	1838.23	H22 - 32EA	12387.20	2.17
		모멘트최대	1100	1020	2727.96	6403.48	1700.75	3992.25	H22 - 32EA	12387.20	2.35
내측벽체	2층	축력최대	1000	1420	2055.95	4744.00	1741.35	4018.06	H19- 8.0EA	2292.00	2.31
		모멘트최대	1000	1420	794.70	1415.15	1152.35	2052.02	H19- 8.0EA	2292.00	1.78

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1800.0	3972.0	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	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	5296.7	O.K	1800.0	5296.7	O.K
		우측	9	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
	2 경간	좌측	10	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		중앙부	11	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
		우측	12	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1800.0	3972.0	O.K	-	-	-
		좌측 (배수구단면)	13	1800.0	3972.0	O.K	-	-	-
		중앙부	14	1800.0	3972.0	O.K	-	-	-
		우측	15	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측 (배수구단면)	18	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
	2 경간	좌측	16	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		중앙부	17	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
		우측	18	1800.0	2647.3	O.K	-	-	-
좌측 벽체	1 층	1층(상부)	19	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(중앙부)	20	1800.0	2851.9	O.K	1800.0	2851.9	O.K
		1층(하부)	21	1800.0	5296.7	O.K	1800.0	5296.7	O.K
	2 층	2층(상부)	22	1800.0	5296.7	O.K	1800.0	5296.7	O.K
		2층(중앙부)	23	1800.0	2851.9	O.K	1800.0	2851.9	O.K
		2층(하부)	24	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
우측 벽체	1 층	1층(상부)	25	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		1층(중앙부)	26	1800.0	2851.9	O.K	1800.0	2851.9	O.K
		1층(하부)	27	1800.0	3972.0	O.K	1800.0	3972.0	O.K
	2 층	2층(상부)	28	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K
		2층(중앙부)	29	1800.0	2851.9	O.K	1800.0	2851.9	O.K
		2층(하부)	30	1800.0	2647.3	O.K	1800.0	2647.3	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	756.1	943.4	1346.12	2.00	80.43	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	792.4	369.0	1101.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	779.4	857.5	1387.58	2.00	32.52	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	4	779.4	396.5	1387.58	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	792.4	373.6	1410.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		우측	6	779.4	358.6	1387.58	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	7	876.9	1282.9	1561.03	2.00	150.40	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	902.2	891.5	1254.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	887.7	1449.4	1580.30	2.00	205.50	H13	150	253.40	O.K
	2경간	좌측	10	887.7	741.7	1580.30	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	922.3	1028.6	1641.97	2.00	37.41	H13	150	253.40	O.K
		우측	12	876.9	766.7	1561.03	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
중간슬래브	1경간	좌측	13	770.8	630.7	1713.45	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		좌측 (배수구단면)	13	622.2	451.7	1383.27	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	14	792.4	587.8	1761.58	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		우측	15	792.4	566.4	1761.58	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		우측 (배수구단면)	18	608.6	381.8	1352.95	2.00	135.08	H16	150	397.20	O.K
	2경간	좌측	16	792.4	1080.7	1761.58	2.00	118.14	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	792.4	1136.7	1761.58	2.00	141.09	H16	150	397.20	O.K
		우측	18	792.4	1122.0	1761.58	2.00	135.08	H16	150	397.20	O.K
좌측벽체	1층	상부	19	1000.8	1150.6	2112.92	2.00	53.51	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	1017.0	1301.0	2145.04	2.00	99.99	H16	150	397.20	O.K
		하부	21	974.1	1599.6	2046.55	2.00	231.66	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	22	943.8	870.1	2027.50	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	23	992.1	828.2	2120.13	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		하부	24	978.1	826.2	2090.27	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	25	967.0	1149.4	2079.17	2.00	65.15	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	26	984.8	1356.8	2112.84	2.00	130.98	H16	150	397.20	O.K
		하부	27	941.6	1512.2	2014.01	2.00	211.36	H16	150	397.20	O.K
	2층	상부	28	940.7	653.3	2052.83	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	29	967.6	536.8	2095.64	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		하부	30	954.8	385.2	2066.95	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
거더	하부	수직		975.3	1930.1	2466.37	2.00	550.00	H19	200	573.00	O.K
		수평		975.3	1930.1	2466.37	2.00	247.50	H19	150	573.00	O.K
	중간	수직		835.9	1481.4	2108.23	2.00	550.00	H19	200	573.00	O.K
		수평		835.9	1481.4	2108.23	2.00	247.50	H19	150	573.00	O.K
내측벽체	축력최대			1012.6	1420.4	1732.27	2.00	143.58	H13	200	253.40	O.K
	모멘트최대			957.2	1420.4	1676.88	2.00	163.08	H13	200	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	1331	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	214.733	O.K	1.72
		중앙부	2	1220	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	303.380	O.K	2.43
		우측	3	1367	H29 - 8.0EA	125	157.538	O.K	1.26
	2경간	좌측	4	1367	H29 - 8.0EA	125	1062.516	O.K	8.50
		중앙부	5	1220	H19 - 8.0EA	125	532061.968	O.K	4256.50
		우측	6	1367	H22 - 8.0EA	125	302.393	O.K	2.42
하부슬래브	1경간	좌측	7	1517	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	242.456	O.K	1.94
		중앙부	8	1389	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	250.156	O.K	2.00
		우측	9	1367	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	153.253	O.K	1.23
	2경간	좌측	10	1367	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	370.836	O.K	2.97
		중앙부	11	1420	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	926.328	O.K	7.41
		우측	12	1517	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	240.517	O.K	1.92
중간슬래브	1경간	좌측	13	1353	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	477.307	O.K	3.82
		좌측(배수구단면)	13	1058	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	287.600	O.K	2.30
		중앙부	14	1220	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	452.451	O.K	3.62
		우측	15	1220	H29 - 8.0EA	125	397.256	O.K	3.18
		우측(배수구단면)	15	1037	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	329.300	O.K	2.63
	2경간	좌측	16	1220	H29 - 8.0EA	125	1768.405	O.K	14.15
		중앙부	17	1220	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	494.038	O.K	3.95
		우측	18	1387	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	824.372	O.K	6.60

좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1567	H29 - 8.0EA	125	359.942	O.K	2.88
		1층(중앙부)	20	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	162.536	O.K	1.30
		1층(하부)	21	1517	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	269.700	O.K	2.16
	2층	2층(상부)	22	1531	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	207.675	O.K	1.66
		2층(중앙부)	23	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	268.174	O.K	2.15
		2층(하부)	24	1567	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	1층(상부)	25	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	741.470	O.K	5.93
		1층(중앙부)	26	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	185.267	O.K	1.48
		1층(하부)	27	1517	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	310.105	O.K	2.48
	2층	2층(상부)	28	1567	H22 - 8.0EA	125	337.779	O.K	2.70
		2층(중앙부)	29	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	398.353	O.K	3.19
		2층(하부)	30	1567	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	3765.734	O.K	30.13

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 2 련 집수정 (내공 : 2@(9.4M × 9.878M), 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) = 15.000 kN/m² (∵ 토피 : 5.112 m)

8) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0°
- 토압계수 (Ko) = 0.531

9) 설계방법

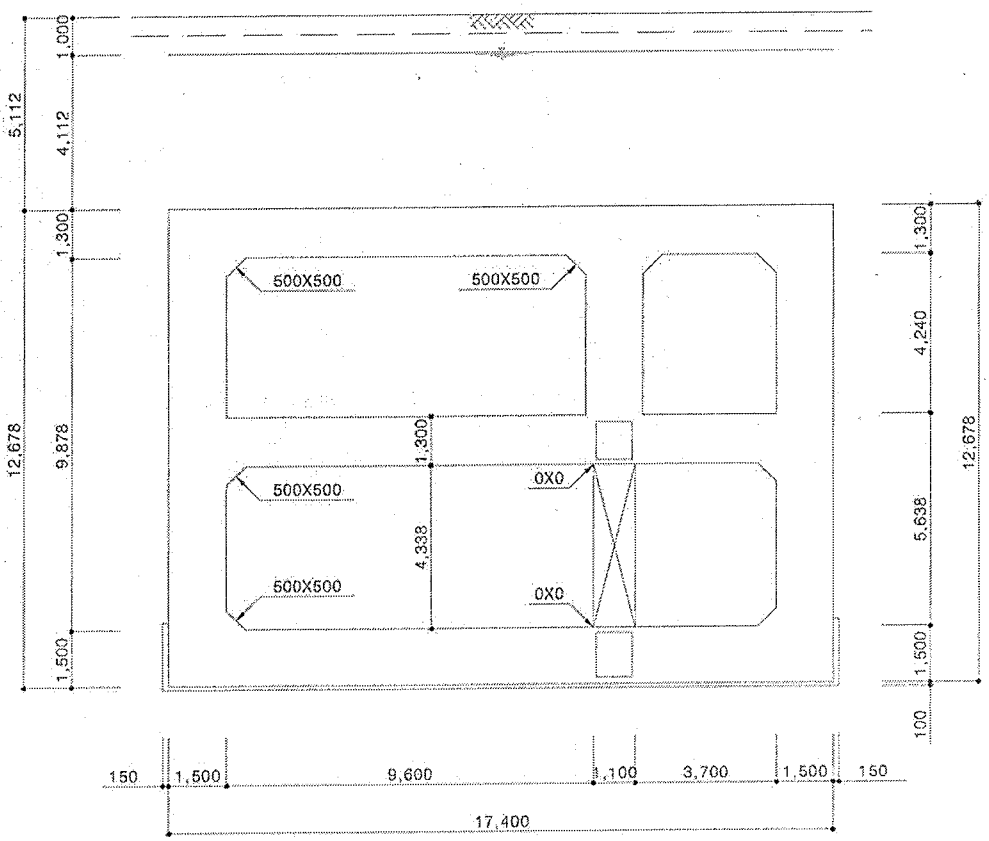
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정


1,000
5,112
4,112
1,300
12,678
9,878
1,500
500X500
500X500
500X500
500X500
1,300
4,338
0X0
0X0
1,300
4,240
5,638
1,500
12,678
100
150
1,500
9,600
1,100
3,700
1,500
150
17,400

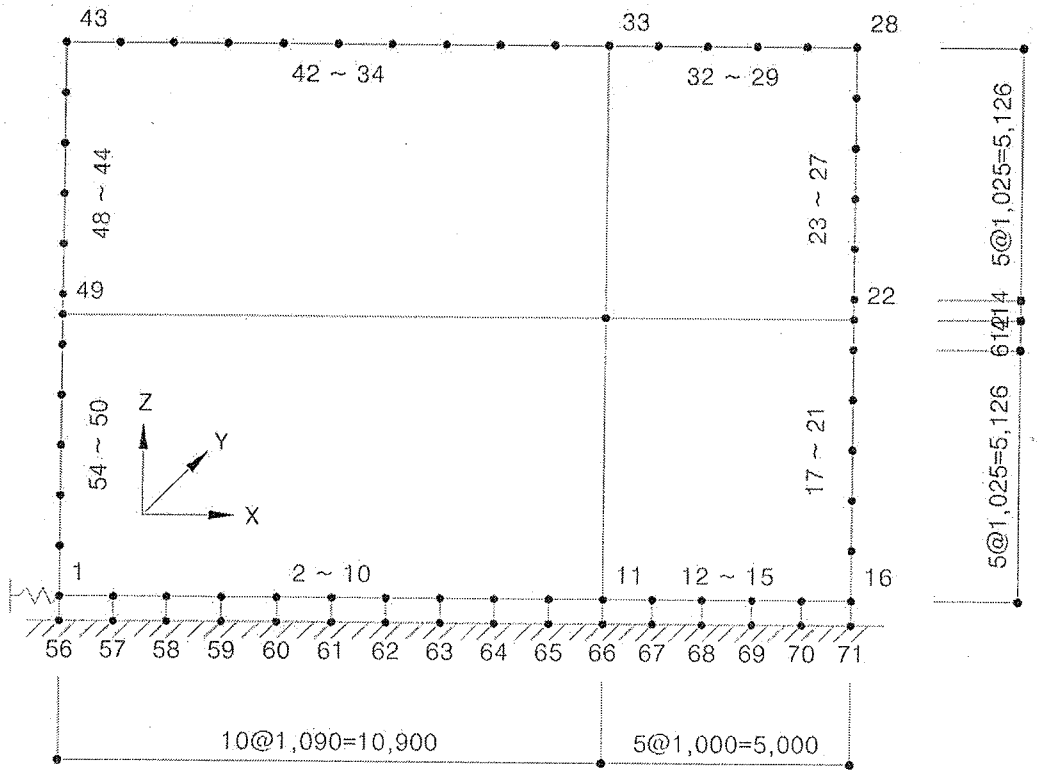
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

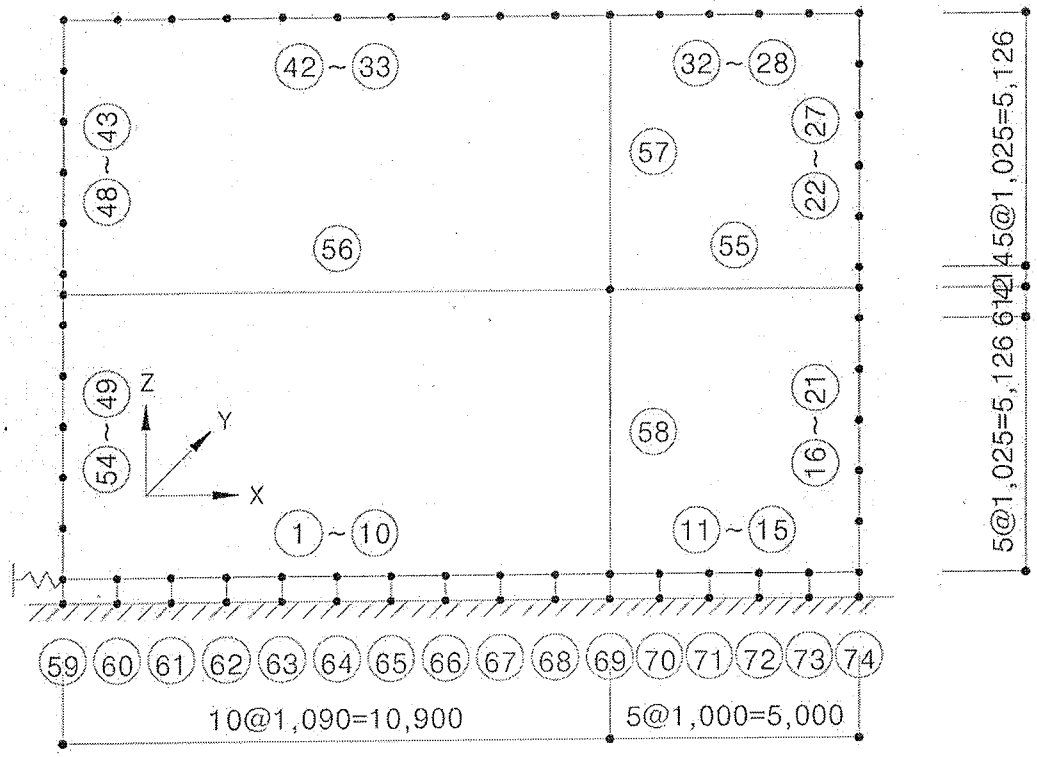
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

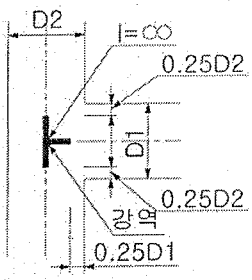
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	1~27,43~54,57
2	1.300 × 1.000	= 1.300	0.18308	28~42,55~56
3	1.100 × 1.100 / 4.300	= 0.281	0.02837	58

3) 단면좌표

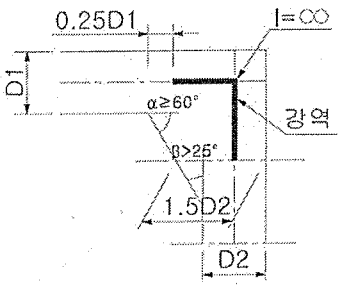
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	37	6.540	11.778
2	1.090	0.500	38	5.450	11.778
3	2.180	0.500	39	4.360	11.778
4	3.270	0.500	40	3.270	11.778
5	4.360	0.500	41	2.180	11.778
6	5.450	0.500	42	1.090	11.778
7	6.540	0.500	43	0.000	11.778
8	7.630	0.500	44	0.000	10.753
9	8.720	0.500	45	0.000	9.727
10	9.810	0.500	46	0.000	8.702
11	10.900	0.500	47	0.000	7.677
12	11.900	0.500	48	0.000	6.652
13	12.900	0.500	49	0.000	6.238
14	13.900	0.500	50	0.000	5.626
15	14.900	0.500	51	0.000	4.601
16	15.900	0.500	52	0.000	3.576
17	15.900	1.525	53	0.000	2.551
18	15.900	2.551	54	0.000	1.525
19	15.900	3.576	55	10.900	6.238
20	15.900	4.601	56	0.000	0.000
21	15.900	5.626	57	1.090	0.000
22	15.900	6.238	58	2.180	0.000
23	15.900	6.652	59	3.270	0.000
24	15.900	7.677	60	4.360	0.000
25	15.900	8.702	61	5.450	0.000
26	15.900	9.727	62	6.540	0.000
27	15.900	10.753	63	7.630	0.000
28	15.900	11.778	64	8.720	0.000
29	14.900	11.778	65	9.810	0.000
30	13.900	11.778	66	10.900	0.000
31	12.900	11.778	67	11.900	0.000
32	11.900	11.778	68	12.900	0.000
33	10.900	11.778	69	13.900	0.000
34	9.810	11.778	70	14.900	0.000
35	8.720	11.778	71	15.900	0.000
36	7.630	11.778			

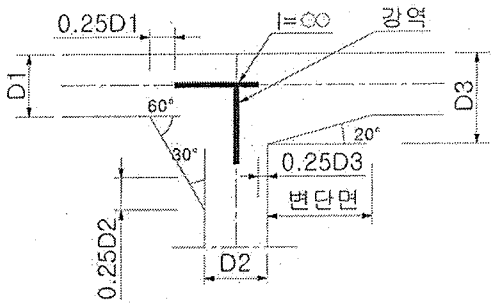
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 43 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 43 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 33 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 33 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(5) 33 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(6) 28 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 28 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 49 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(9) 49 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

(10) 49 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(11) 55 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm

(12) 55 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm

(13) 55 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

(14) 55 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(15) 22 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(16) 22 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

(17) 22 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1500 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(20) 11 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1500 = 175 mm

(21) 11 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1500 = 175 mm

(22) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1500 = 375 mm

(23) 16 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(24) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

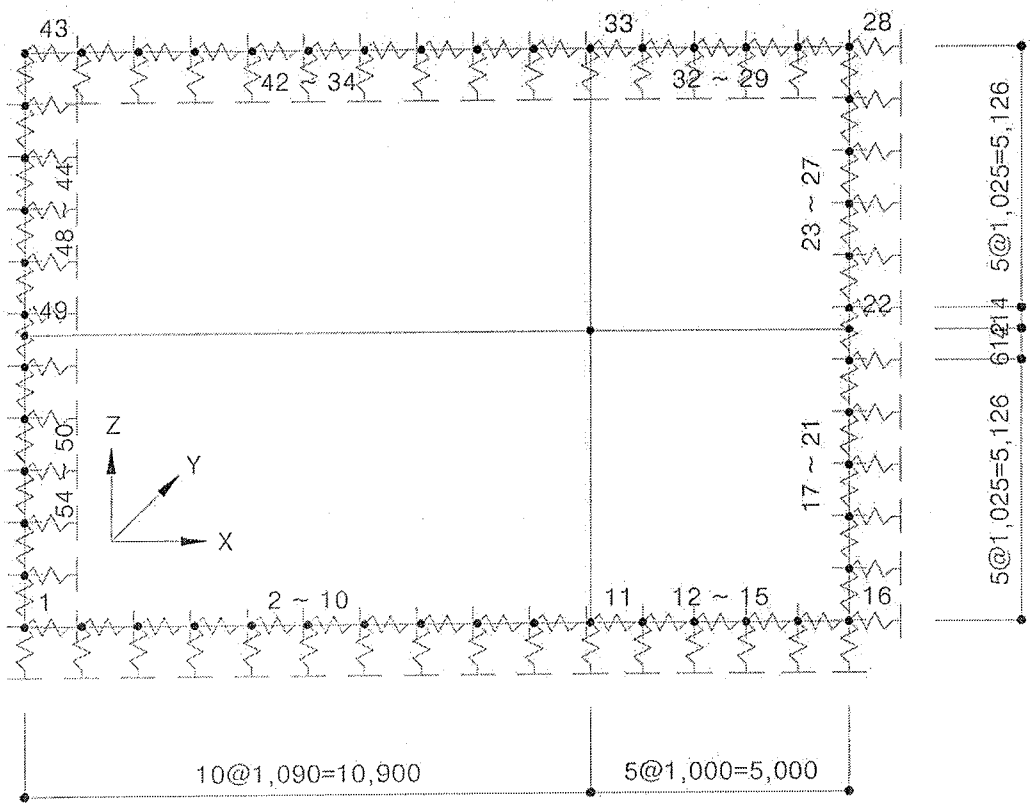
D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1500 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

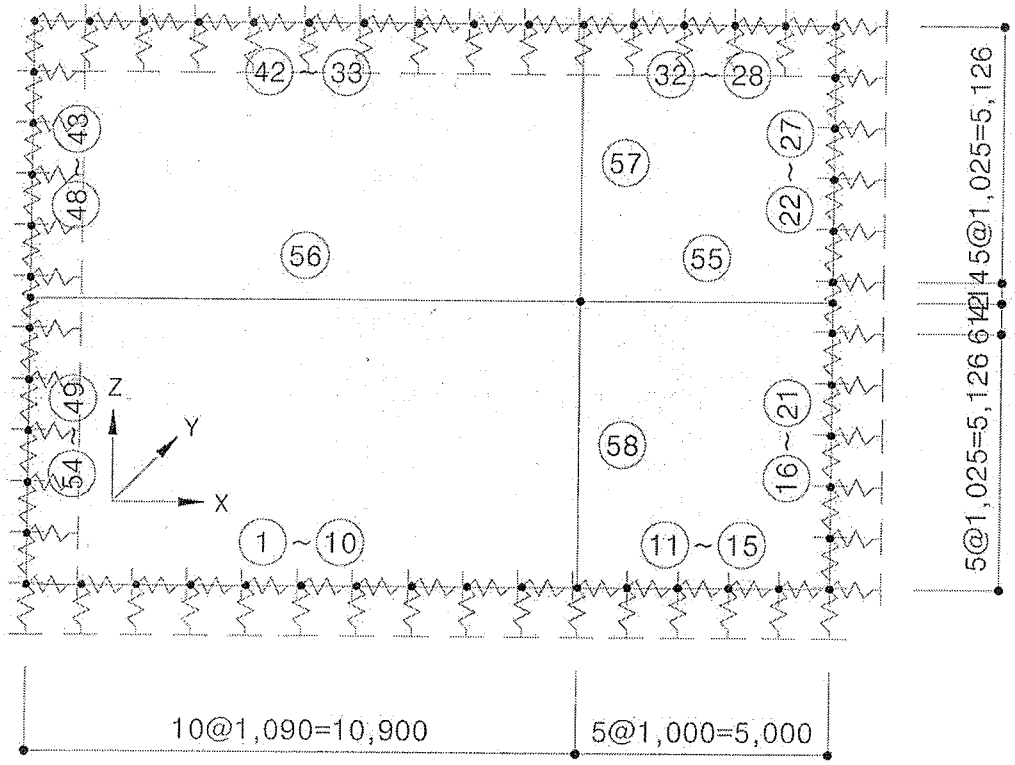
1) Modeling

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

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

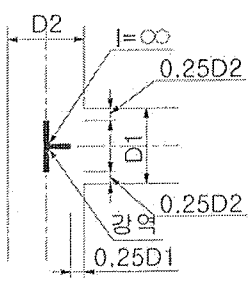
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	1.500 × 1.000 = 1.500	0.28125	1~27,43~54,57
2	1.300 × 1.000 = 1.300	0.18308	28~42,55~56
3	1.100 × 1.100 / 4.300 = 0.281	0.02837	58

3) 단면좌표

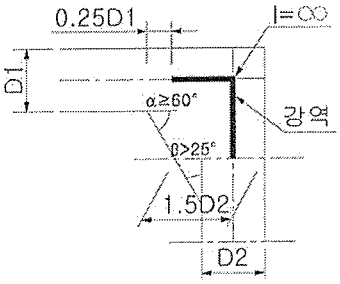
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	29	14.900	11.278
2	1.090	0.000	30	13.900	11.278
3	2.180	0.000	31	12.900	11.278
4	3.270	0.000	32	11.900	11.278
5	4.360	0.000	33	10.900	11.278
6	5.450	0.000	34	9.810	11.278
7	6.540	0.000	35	8.720	11.278
8	7.630	0.000	36	7.630	11.278
9	8.720	0.000	37	6.540	11.278
10	9.810	0.000	38	5.450	11.278
11	10.900	0.000	39	4.360	11.278
12	11.900	0.000	40	3.270	11.278
13	12.900	0.000	41	2.180	11.278
14	13.900	0.000	42	1.090	11.278
15	14.900	0.000	43	0.000	11.278
16	15.900	0.000	44	0.000	10.253
17	15.900	1.025	45	0.000	9.227
18	15.900	2.051	46	0.000	8.202
19	15.900	3.076	47	0.000	7.177
20	15.900	4.101	48	0.000	6.152
21	15.900	5.126	49	0.000	5.738
22	15.900	5.738	50	0.000	5.126
23	15.900	6.152	51	0.000	4.101
24	15.900	7.177	52	0.000	3.076
25	15.900	8.202	53	0.000	2.051
26	15.900	9.227	54	0.000	1.025
27	15.900	10.253	55	10.900	5.738
28	15.900	11.278			

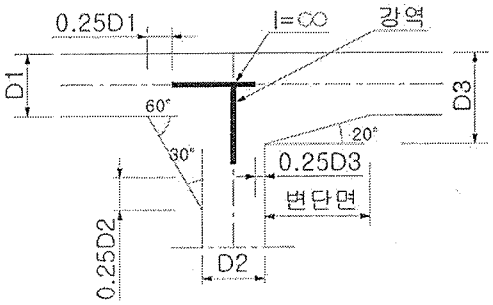
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (㎜), H = 헌치높이 (㎜)

(1) 43 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(2) 43 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(3) 33 지점 - 슬래브 상면 좌측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(4) 33 지점 - 슬래브 상면 우측

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(5) 33 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(6) 28 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(7) 28 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(8) 49 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(9) 49 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

(10) 49 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(11) 55 지점 - 슬래브 중간 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm

(12) 55 지점 - 슬래브 중간 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1300 = 425 mm

(13) 55 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

(14) 55 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1100 = 375 mm

(15) 22 지점 - 슬래브 중간

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1300 × 500) / (2 × 500) = 600 mm

(16) 22 지점 - 슬래브 상부벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1300 / 2 - 0.25 × 1500 = 275 mm

(17) 22 지점 - 슬래브 하부벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1300 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 400 mm

(18) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(19) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1500 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(20) 11 지점 - 슬래브 하면 좌측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1500 = 175 mm

(21) 11 지점 - 슬래브 하면 우측

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1100 / 2 - 0.25 × 1500 = 175 mm

(22) 11 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 1500 = 375 mm

(23) 16 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 1500 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

(24) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 1500 / 2 + 500 - (1500 × 500) / (2 × 500) = 500 mm

6. 지반반력계수 (상시)

< 연직방향 지반반력계수 >

- 사질토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1/2}$

- 사질토와 점성토의 혼합층인 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$

- 점성토층이 우세한 경우 $K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-1}$

α = Eo 의 산정방법에 대한 보정계수

Eo = 지반의 탄성계수

- 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$

여기서, $K_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × L = √(17.400 × 4.300) = 8.65 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 5000C = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (8.650 / 0.3) $^{-3/4}$ = 13394.97 kN/m³

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 17346 kN/m	1
Kv2	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 14601 kN/m	2~10
Kv3	Kv x (1.090/2 + 1.000/2) = 13998 kN/m	11
Kv4	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 13395 kN/m	12~15
Kv5	Kv x (1.000/2 + 1.500/2) = 16744 kN/m	16
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	8

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 모래(SP) (EL. : 14.050 ~ 1.105, N=18)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 209.7 = 209.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18 / 9.810 × 209.7^2 = 80686.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 80686.0 = 213011.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $18^{1/3}$ = 209.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 209.7 = 167.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 18.0 / 9.810 × 167.8^2 = 51664.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 51664.0 = 136393.0 kN/m²

(2) 자갈 (EL. : 1.105 ~ -5.992, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + ν) × Gd (ν : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,모래(SP)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.400 × 4.300) = 8.650 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 213011.0 = 1420073.3 kN/m³

Kv = 1420073.330 × (8.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 114128.75 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 114128.750 = 38042.92 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.400 × 4.300) = 8.650 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.0 kN/m³

Kv = 3116256.000 × (8.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 250447.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 250447.920 = 83482.64 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 모래(SP)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(12.678 × 4.300) = 7.383 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 213011.0 = 1420073.3 kN/m³

Kh = 1420073.330 × (7.383 / 0.3)$^{-3/4}$ = 128515.94 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 128515.940 = 42838.65 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(12.678 × 4.300) = 7.383 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.0 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (7.383 / 0.3)$^{-3/4}$ = 282019.65 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 282019.650 = 94006.55 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 114129 kN/m	29~32
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 38043 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.090/2) = 119265 kN/m	33
Ksb2	Ksb x (1.000/2 + 1.090/2) = 39755 kN/m	
Kv3	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 124400 kN/m	34~42
Ksb3	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 41467 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 289146 kN/m	17~19.52~54
Kss1	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 96382 kN/m	
Kh2	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 131764 kN/m	20~21.23~27.44~48.50.51
Kss2	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 43921 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 272988 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 90996 kN/m	
Kv2	Kv x (1.090/2 + 1.000/2) = 261718 kN/m	11
Ksb2	Ksb x (1.090/2 + 1.000/2) = 87239 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 250448 kN/m	12~15
Ksb3	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 83483 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 324330 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.025/2 + 1.500/2) = 356088 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.500/2) = 313060 kN/m	16
Ksb2	Kh x (1.025/2 + 1.500/2) = 356088 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.500/2) = 142661 kN/m	28
Ksb3	Kh x (1.025/2 + 1.300/2) = 149417 kN/m	
Kv4	Kv x (1.090/2 + 1.500/2) = 147797 kN/m	43
Ksb4	Kh x (1.300/2 + 1.025/2) = 149417 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,모래(SP)

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.400 × 4.300) = 8.650 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 136393.0 = 909286.67 kN/m³

Kv = 909286.670 × (8.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 73077.74 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 73077.740 = 24359.25 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제3토층 , 자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × L) = √(17.400 × 4.300) = 8.650 m (L < B)

Kvo = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.3 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (8.650 / 0.3)$^{-3/4}$ = 160341.28 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 160341.280 = 53447.09 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 모래(SP)

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(12.678 × 4.300) = 7.383 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 136393.0 = 909286.67 kN/m³

Kh = 909286.670 × (7.383 / 0.3)$^{-3/4}$ = 82290.00 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 82290.000 = 27430.00 kN/m³

(4) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bh = √(H × L) = √(12.678 × 4.300) = 7.383 m (L < H)

Kho = 1 / 0.3 × α × I = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.3 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (7.383 / 0.3)$^{-3/4}$ = 180554.07 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 180554.070 = 60184.69 kN/m³

(5) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 73078 kN/m	29~32
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 24359 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.090/2) = 76366 kN/m	33
Ksb2	Ksb x (1.000/2 + 1.090/2) = 25455 kN/m	
Kv3	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 79655 kN/m	34~42
Ksb3	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 26552 kN/m	

- 측벽

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 185117 kN/m	17~19,52~54
Kss1	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 61706 kN/m	
Kh2	Kh x (1.025/2 + 1.025/2) = 84369 kN/m	20~21,23~27,44~48,50,51
Kss2	Kss x (1.025/2 + 1.025/2) = 28123 kN/m	

- 하부슬래브

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.090/2 + 1.090/2) = 174772 kN/m	2~10
Ksb1	Ksb x (1.090/2 + 1.090/2) = 58257 kN/m	
Kv2	Kv x (1.090/2 + 1.000/2) = 167557 kN/m	11
Ksb2	Ksb x (1.090/2 + 1.000/2) = 55852 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 160341 kN/m	12~15
Ksb3	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 53447 kN/m	

- 우각부

지반 반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.500/2 + 1.090/2) = 207642 kN/m	1
Ksb1	Kh x (1.025/2 + 1.500/2) = 227974 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.500/2) = 200427 kN/m	16
Ksb2	Kh x (1.025/2 + 1.500/2) = 227974 kN/m	
Kv3	Kv x (1.000/2 + 1.500/2) = 91347 kN/m	28
Ksb3	Kh x (1.025/2 + 1.300/2) = 95673 kN/m	
Kv4	Kv x (1.090/2 + 1.500/2) = 94636 kN/m	43
Ksb4	Kh x (1.300/2 + 1.025/2) = 95673 kN/m	

4) 지반계수 산정

① 위험도 계수 (I)

- 내진성능 목표

설계지진	성능 / 기준 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

지반분류	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	: 4.612 × 19.00	=	87.628	kN/m²
	∴ Total Wd1	=	99.128	kN/m²

② 고정하중 (지하수가 있을 경우 : GL = -1.000 m)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이상)	: 0.500 × 19.00	=	9.500	kN/m²
- 흙(지하수위 이하)	: 4.112 × 10.00	=	41.120	kN/m²
	∴ Total Wd2	=	62.120	kN/m²

3) 활하중

- 노면 활하중 (DB-24 적용) - Kogler식에 의한 도로면 활하중의 등가 등분포 하중

토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)	토피고(D,m)	도로면의 활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	1.5	39.0
2.0	21.0	2.5	17.0
3.0	15.0	4.0	15.0
5.0	15.0	6.0	15.0
7.0	15.0	8.0	12.0
9.0	11.0	10.0	10.0
	0.0		

주) D / Bo 의 중간값은 Pvl × D 의 상위값을 적용한다.

① 상부 슬래브에 작용하는 하중 (Wl1) - 토피 5.112m

- Wl1 = 15.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 15.000 × 0.53 = 7.965 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 5.262 × 19.000) × 0.531 = 59.195 kN/m²
Wh2 = 59.195 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 69.539 kN/m²
Wh3 = 69.539 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 79.882 kN/m²
Wh4 = 79.882 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 90.227 kN/m²
Wh5 = 90.227 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 100.571 kN/m²
Wh6 = 100.571 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 110.915 kN/m²
Wh7 = 110.915 + 0.414 × 19.000 × 0.531 = 115.088 kN/m²
Wh8 = 115.088 + 0.612 × 19.000 × 0.531 = 121.258 kN/m²
Wh9 = 121.258 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 131.603 kN/m²
Wh10 = 131.603 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 141.947 kN/m²
Wh11 = 141.947 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 152.291 kN/m²
Wh12 = 152.291 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 162.634 kN/m²
Wh13 = 162.634 + 1.025 × 19.000 × 0.531 = 172.979 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 4.762 × = 36.437 kN/m²
Wh2 = 36.437 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 41.881 kN/m²
Wh3 = 41.881 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 47.325 kN/m²
Wh4 = 47.325 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 52.770 kN/m²
Wh5 = 52.770 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 58.214 kN/m²
Wh6 = 58.214 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 63.658 kN/m²
Wh7 = 63.658 + 0.414 × 10.000 × 0.531 = 65.854 kN/m²
Wh8 = 65.854 + 0.612 × 10.000 × 0.531 = 69.102 kN/m²
Wh9 = 69.102 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 74.546 kN/m²
Wh10 = 74.546 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 79.991 kN/m²
Wh11 = 79.991 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 85.435 kN/m²
Wh12 = 85.435 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 90.879 kN/m²
Wh13 = 90.879 + 1.025 × 10.000 × 0.531 = 96.323 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 4.112 × 10.000 = 41.120 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 4.762 × 10.000 = 47.620 kN/m²
Ww3 = 47.620 + 1.025 × 10.000 = 57.873 kN/m²
Ww4 = 57.873 + 1.025 × 10.000 = 68.125 kN/m²
Ww5 = 68.125 + 1.025 × 10.000 = 78.378 kN/m²
Ww6 = 78.378 + 1.025 × 10.000 = 88.631 kN/m²
Ww7 = 88.631 + 1.025 × 10.000 = 98.884 kN/m²
Ww8 = 98.884 + 0.414 × 10.000 = 103.020 kN/m²
Ww9 = 103.020 + 0.612 × 10.000 = 109.136 kN/m²
Ww10 = 109.136 + 1.025 × 10.000 = 119.389 kN/m²
Ww11 = 119.389 + 1.025 × 10.000 = 129.642 kN/m²
Ww12 = 129.642 + 1.025 × 10.000 = 139.895 kN/m²
Ww13 = 139.895 + 1.025 × 10.000 = 150.147 kN/m²
Ww14 = 150.147 + 1.025 × 10.000 = 160.400 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww15 = (5.112 + 12.678 - 1.000) × 10.000 = 167.900 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

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

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
매립토	3.159	145.400	116.300	18.000	0.087	0.109
모래(SP)	9.786	209.700	167.800	18.000	0.187	0.233
자갈	7.097	294.700	235.800	20.000	0.096	0.120
풍화토	3.256	294.700	235.800	20.000	0.044	0.055
풍화암(WR)	2.010	294.700	235.800	20.000	0.027	0.034
연암(SR)	4.692	294.700	235.800	20.000	0.064	0.080
계					0.505	0.631

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.505 = 0.631	1.25 Tg' = 1.25 × 0.631 = 0.789

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

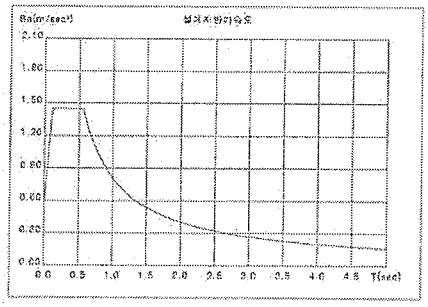
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.276 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.090 m/s²

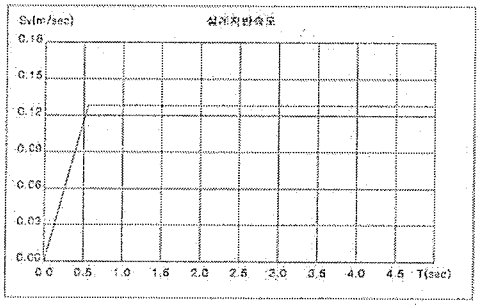
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.631 / 2π × 1.276 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.789 / 2π × 2.090 = 0.262 m/s

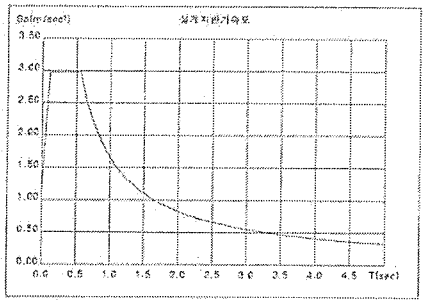
6) 설계응답 응답스펙트럼

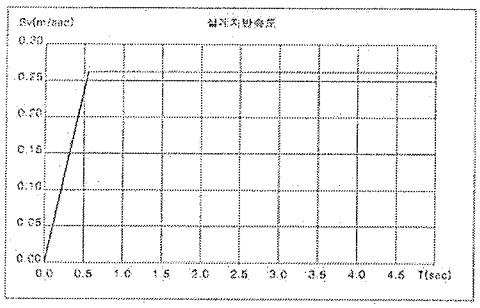
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 5.762 m
- 하부슬래브 EL. = 17.040 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.631 \times \cos(\pi \times 5.762 / (2 \times 30.000)) = 0.015628$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.631 \times \cos(\pi \times 17.040 / (2 \times 30.000)) = 0.010273$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.789 \times \cos(\pi \times 5.762 / (2 \times 30.000)) = 0.039998$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.789 \times \cos(\pi \times 17.040 / (2 \times 30.000)) = 0.026294$

Po = Ksb.top × (U(Zu) - U(Zb))

기능수행수준	붕괴방지수준
Po = 38042.920 × (0.015628 - 0.010273) = 203.720 kN/m²	Po = 24359.250 × (0.039998 - 0.026294) = 333.819 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)
5.762	128515.940	0.015628	0.005355	688.203
6.787	128515.940	0.015344	0.005071	651.704
7.813	128515.940	0.015016	0.004743	609.551
8.838	128515.940	0.014646	0.004373	562.000
9.863	128515.940	0.014233	0.003960	508.923
10.888	128515.940	0.013779	0.003506	450.577
11.302	128515.940	0.013584	0.003311	425.516
11.914	128515.940	0.013284	0.003011	386.961
12.939	128515.940	0.012752	0.002479	318.591
13.964	282019.650	0.012184	0.001911	538.940
14.989	282019.650	0.011580	0.001307	368.600
16.015	282019.650	0.010942	0.000669	188.671
17.040	282019.650	0.010273	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
5.762	82290.000	0.039998	0.013704	1127.702
6.787	82290.000	0.039273	0.012979	1068.042
7.813	82290.000	0.038433	0.012139	998.918
8.838	82290.000	0.037484	0.011190	920.825
9.863	82290.000	0.036427	0.010133	833.845
10.888	82290.000	0.035265	0.008971	738.224
11.302	82290.000	0.034767	0.008473	697.243
11.914	82290.000	0.034000	0.007706	634.127
12.939	82290.000	0.032639	0.006345	522.130
13.964	180554.070	0.031183	0.004889	882.729
14.989	180554.070	0.029638	0.003344	603.773
16.015	180554.070	0.028005	0.001711	308.928
17.040	180554.070	0.026294	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

Vu = Gd × Uh1, Vb = Gd × Uh2, Vs = (Vu + Vb) / 2

Uh1 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zu/(2 × H))

Uh2 = 1 /(π×H) × Sv × Tg × sin(π×Zb/(2 × H))

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	80686.000 × 0.000222 = 17.910	51664.000 × 0.000569 = 29.400
Vb	177060.000 × 0.000645 = 114.200	113357.000 × 0.001652 = 187.270
Vs	(17.910 + 114.200) / 2 = 66.060	(29.400 + 187.270) / 2 = 108.340

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×5.012) = 2.224	fu = 1.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×5.012) = 5.470

② 하부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.500×25.000×0.074×(1 - 0.015×16.290) = 2.097	fb = 1.500×25.000×0.182×(1 - 0.015×16.290) = 5.157

③ 중간슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 1.300×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.678) = 2.248	fb = 1.300×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.678) = 5.528

④ 중간벽체

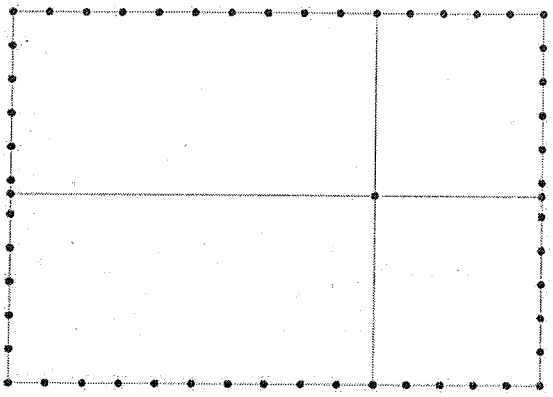
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu1 = (1.500×1.100×25.000×0.074×(1-0.015×5.012))/4.300 = 0.657	fu1 = (1.500×1.100×25.000×0.182×(1-0.015×5.012))/4.300 = 1.615
fb1 = (1.500×1.100×25.000×0.074 ×(1-0.015×16.290))/4.300 = 0.536	fb1 = (1.500×1.100×25.000×0.182 ×(1-0.015×16.290))/4.300 = 1.319
fu1 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×5.012) = 0.657	fu1 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×5.012) = 1.615
fb1 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×16.290) = 0.536	fb1 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×16.290) = 1.319

⑤ 측벽

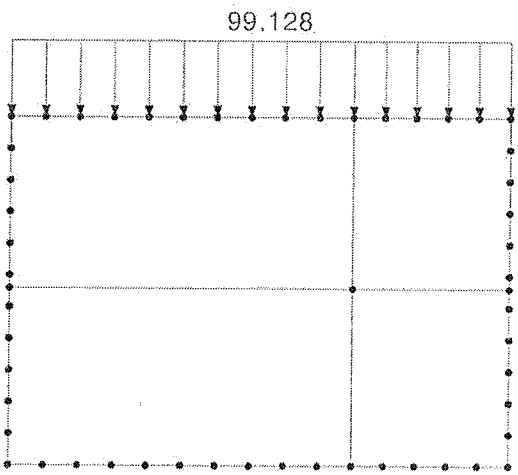
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×5.012) = 2.566	f1 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×5.012) = 6.312
f2 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×6.037) = 2.524	f2 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×6.037) = 6.207
f3 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×7.063) = 2.481	f3 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×7.063) = 6.102
f4 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×8.088) = 2.438	f4 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×8.088) = 5.997
f5 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×9.113) = 2.396	f5 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×9.113) = 5.892
f6 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×10.138) = 2.353	f6 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×10.138) = 5.787
f7 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×10.552) = 2.336	f7 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×10.552) = 5.745
f8 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×11.164) = 2.310	f8 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×11.164) = 5.682
f9 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×12.189) = 2.268	f9 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×12.189) = 5.577
f10 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×13.214) = 2.225	f10 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×13.214) = 5.472
f11 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×14.239) = 2.182	f11 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×14.239) = 5.367
f12 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×15.265) = 2.140	f12 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×15.265) = 5.262
f13 = 1.500×25.000×0.074×(1-0.015×16.290) = 2.097	f13 = 1.500×25.000×0.182×(1-0.015×16.290) = 5.157

10. 하 중 재 하 (상시)

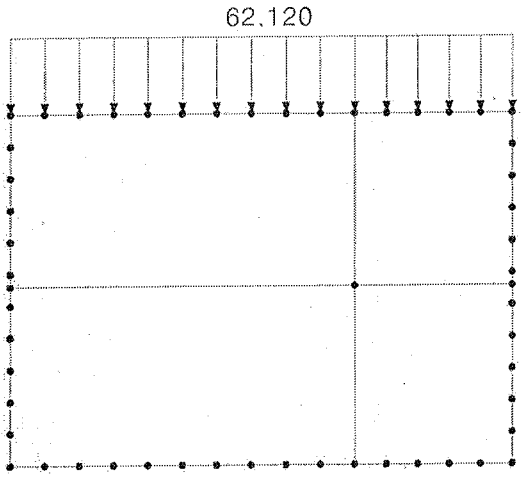
1) CASE1 - 구체자중(SW)



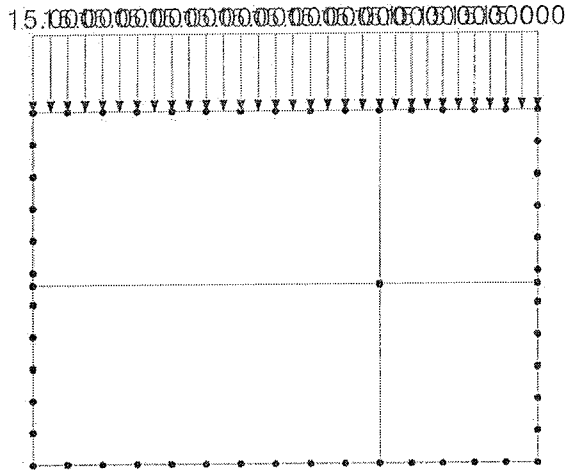
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



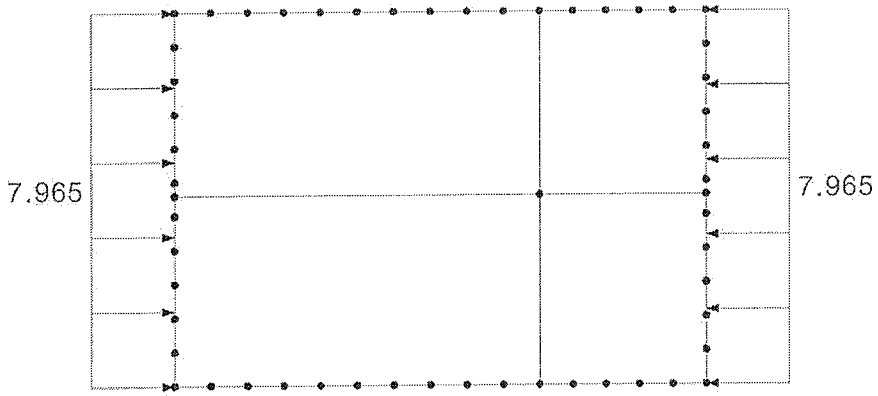
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



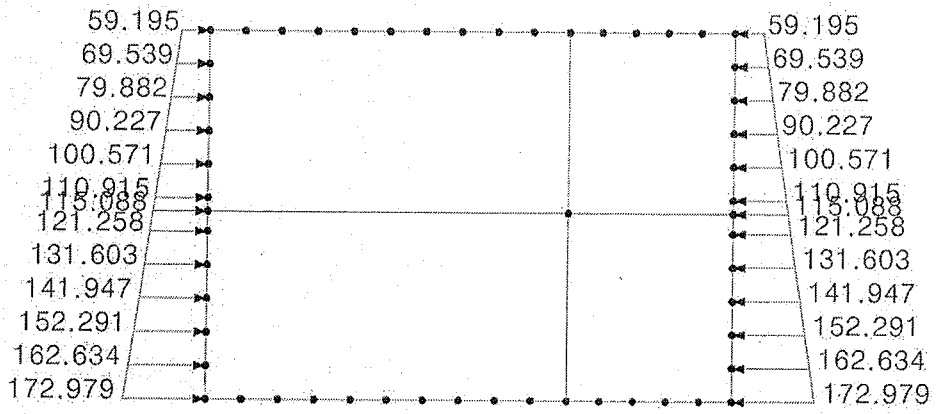
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



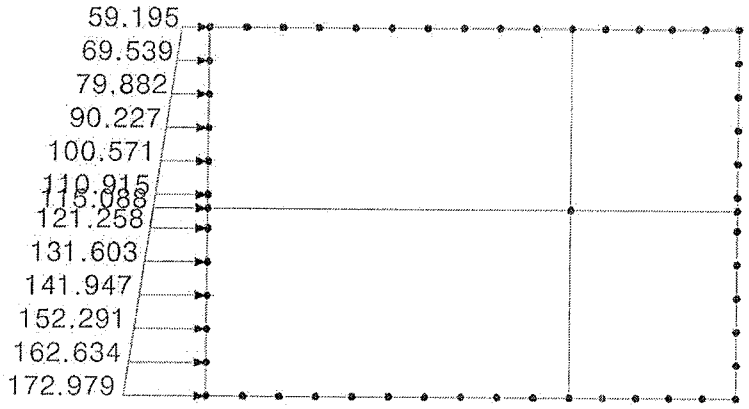
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



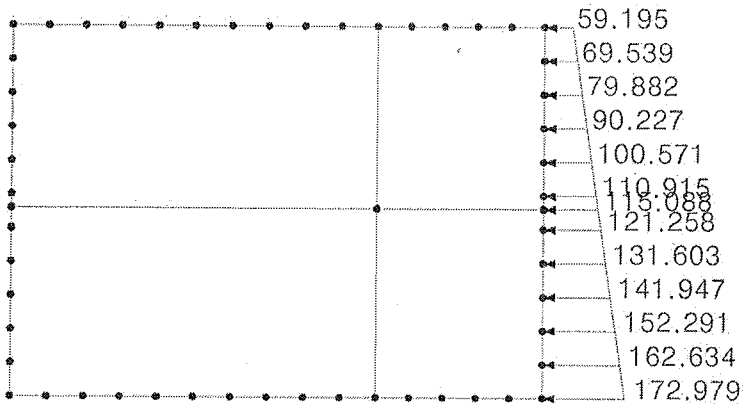
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



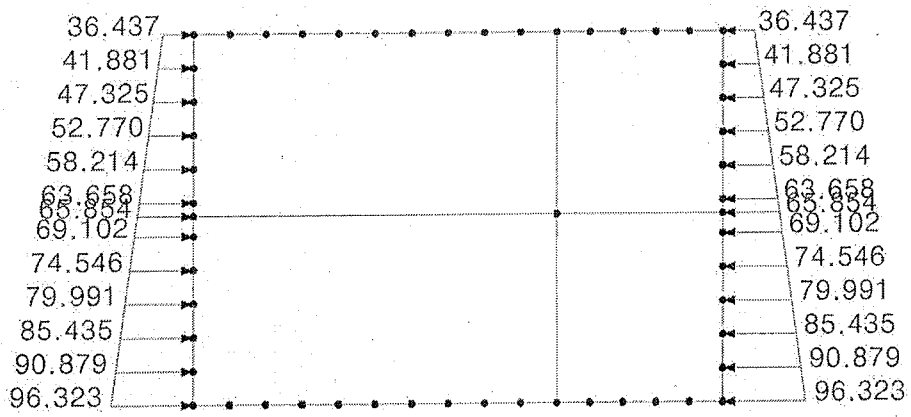
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



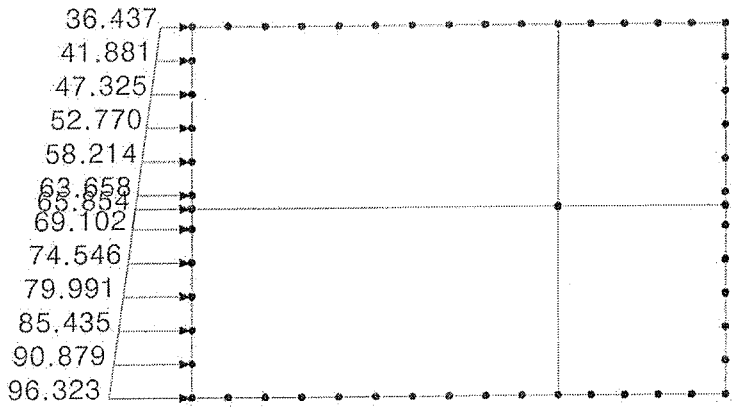
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



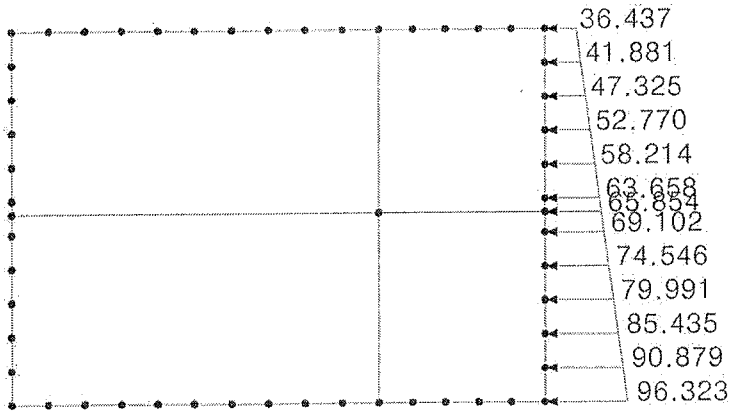
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



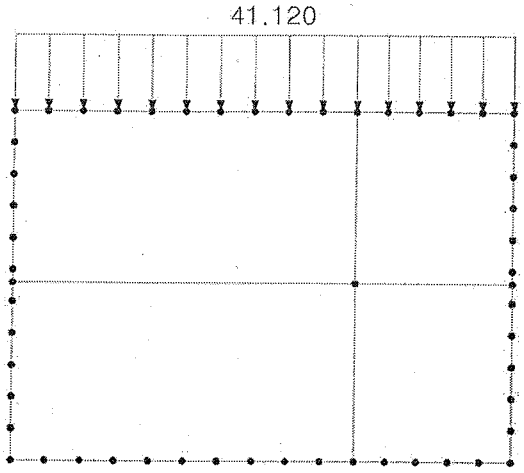
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



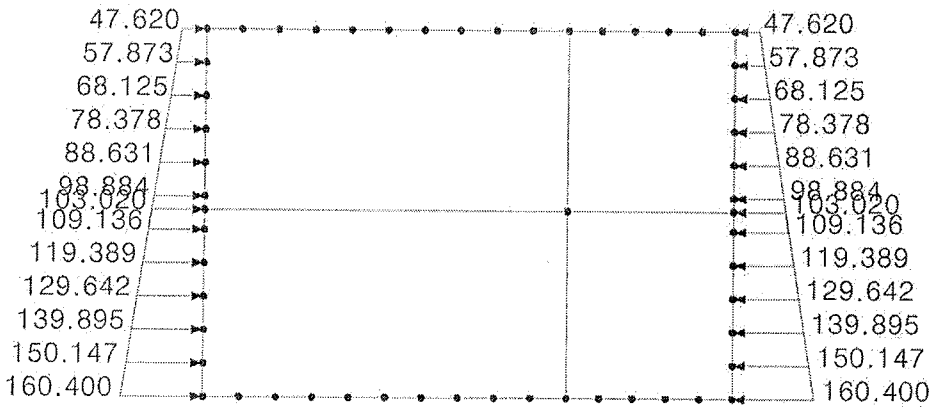
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



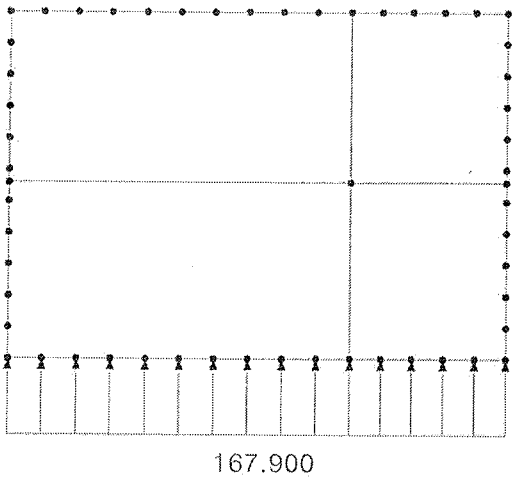
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



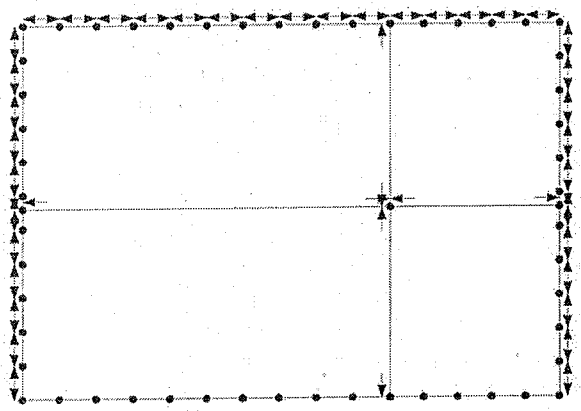
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



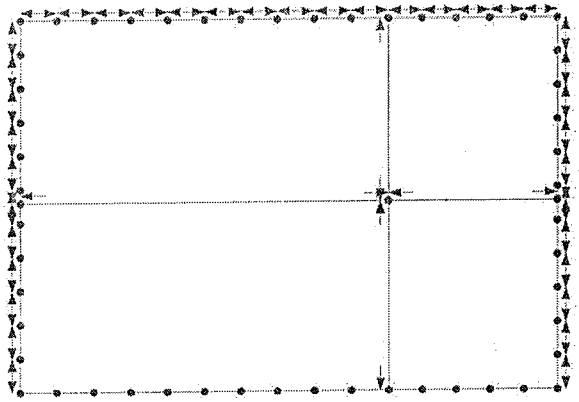
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



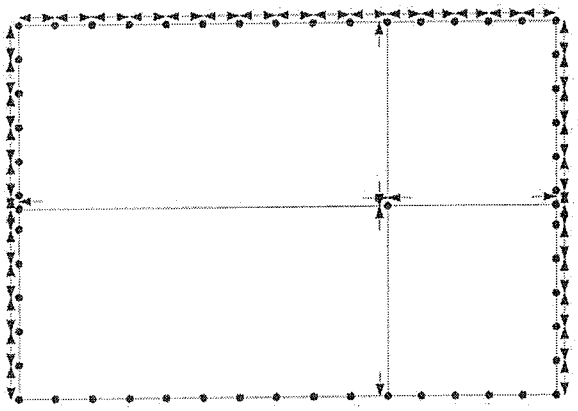
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

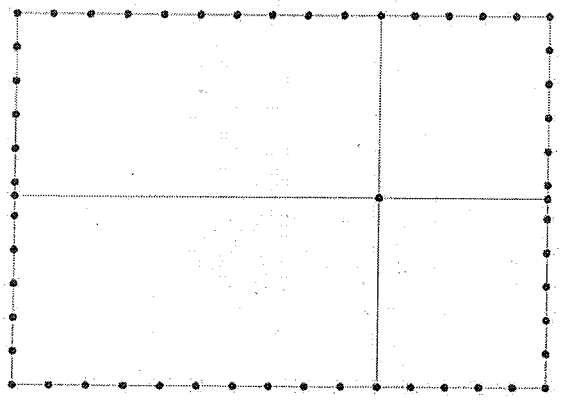


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

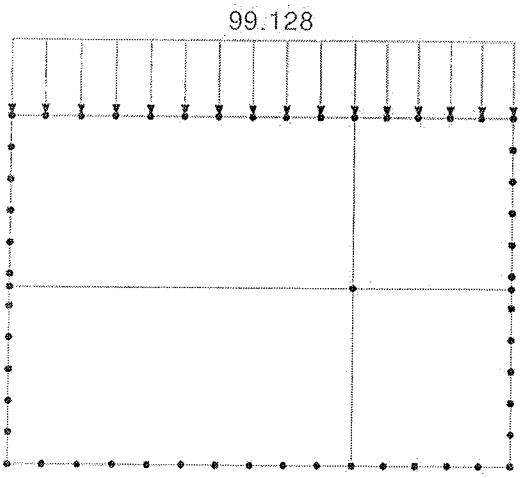


11. 하중 재하 (기능수행)

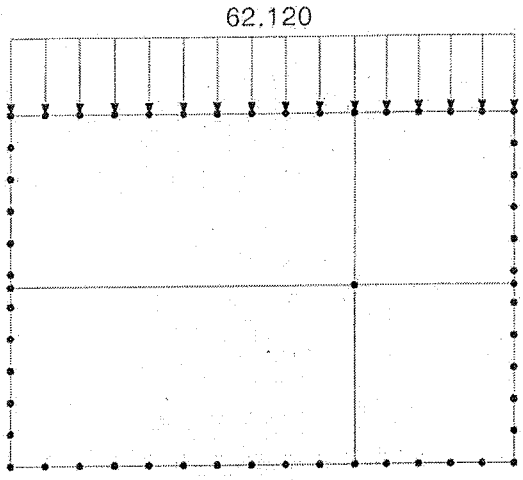
1) CASE1 - 구체자중(SW)



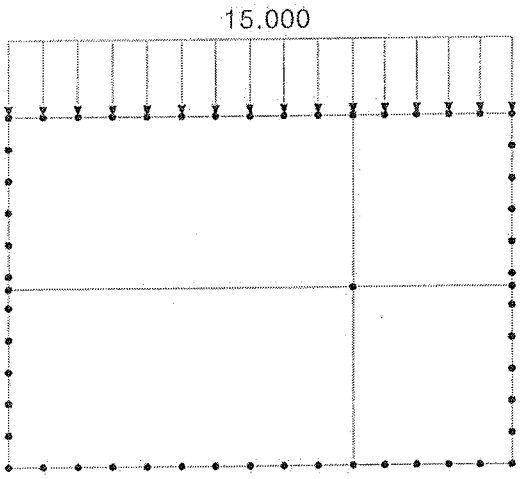
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



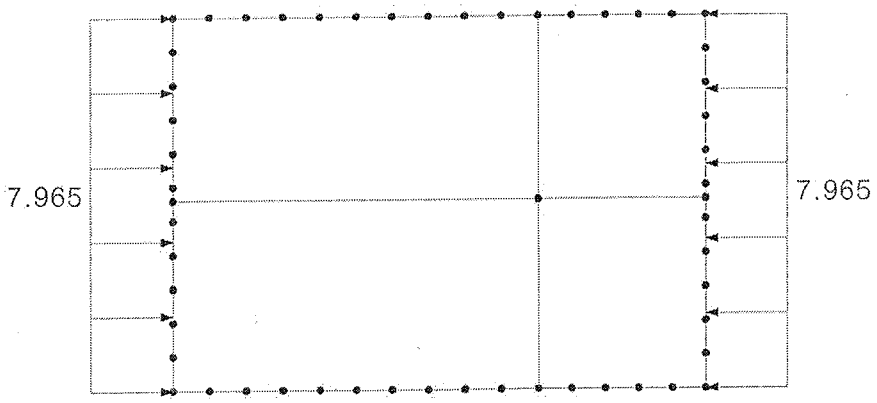
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



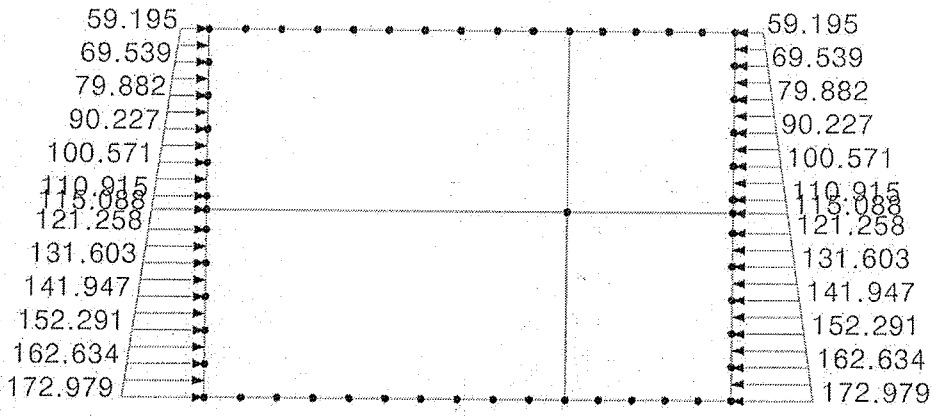
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



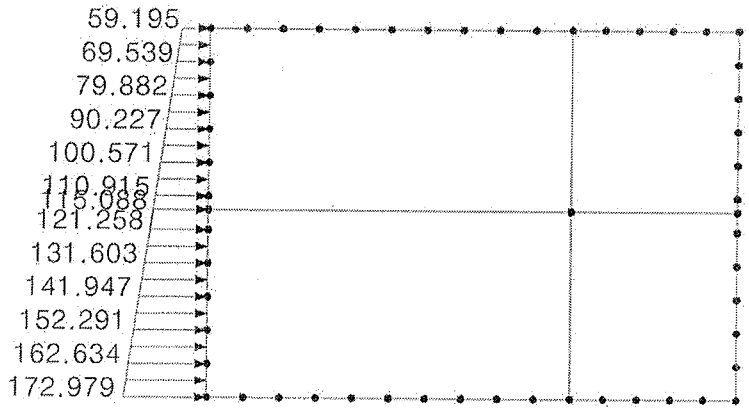
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



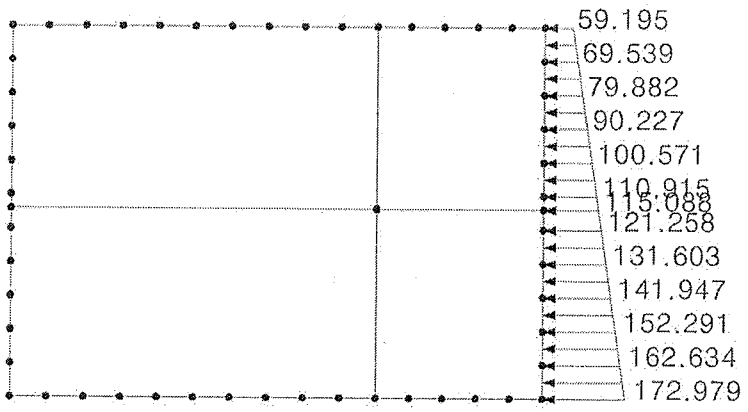
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



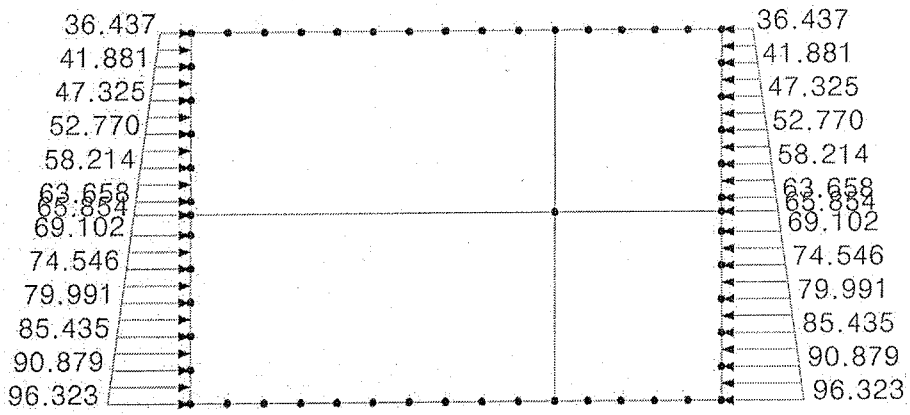
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



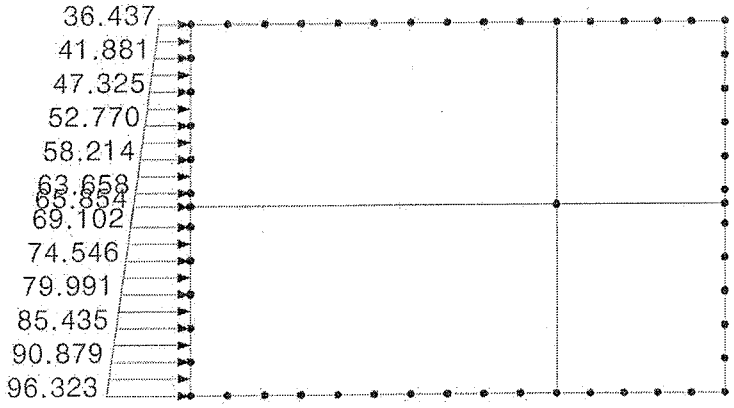
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



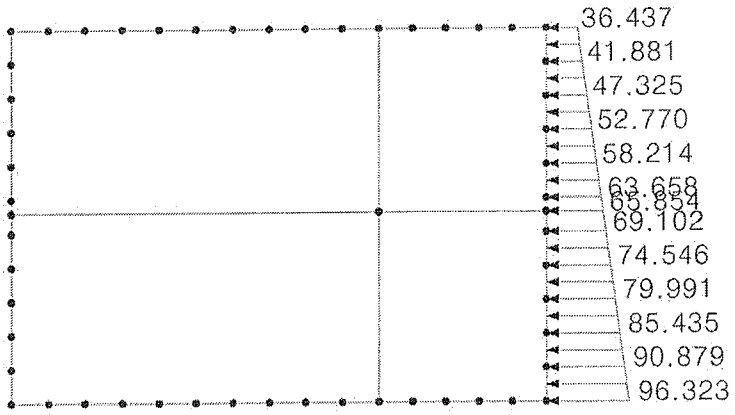
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



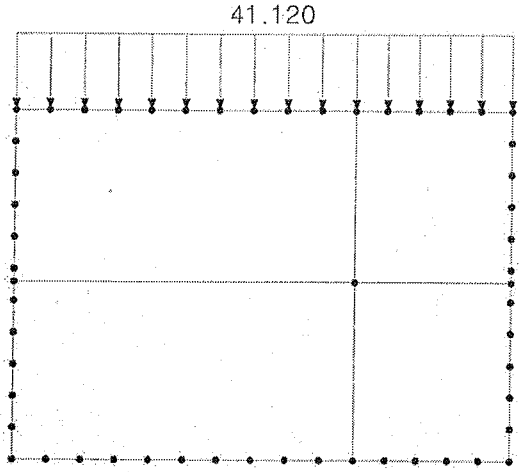
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



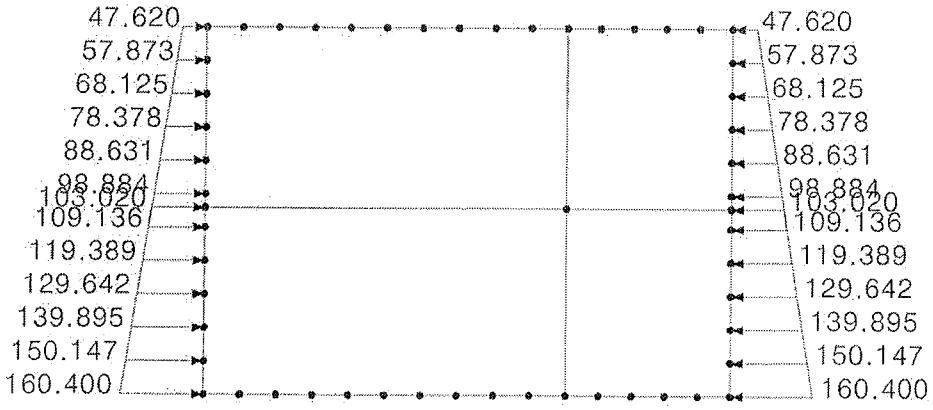
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



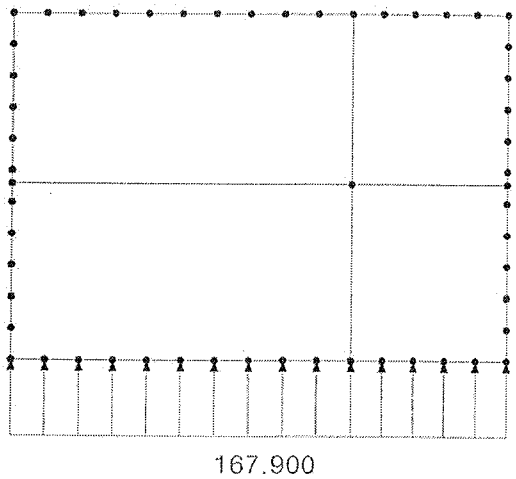
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

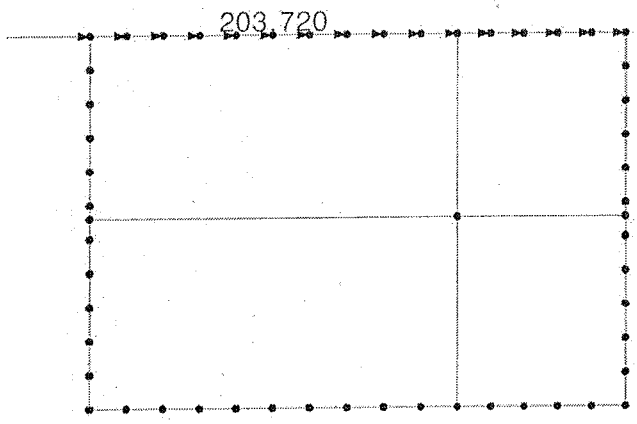


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

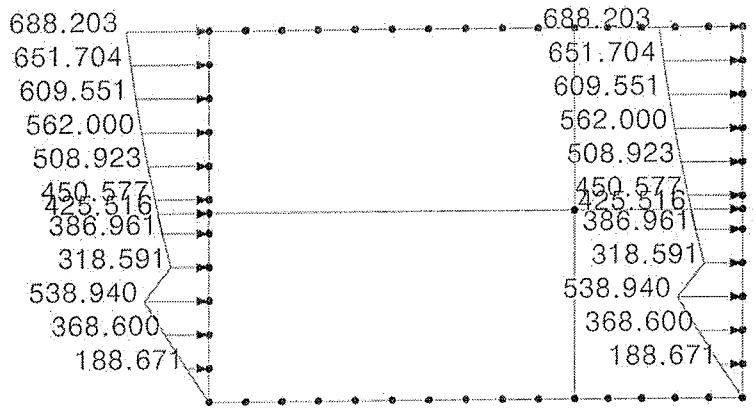


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

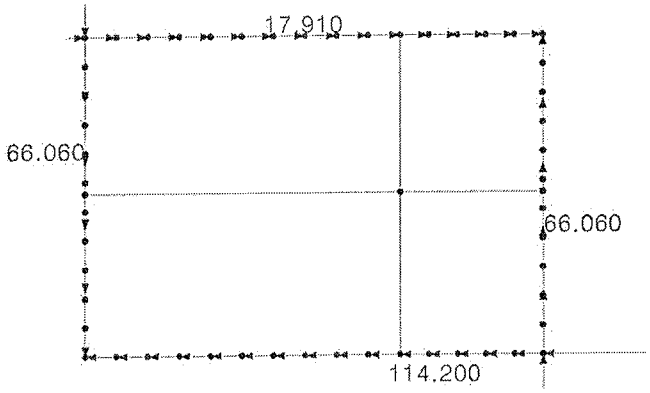
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



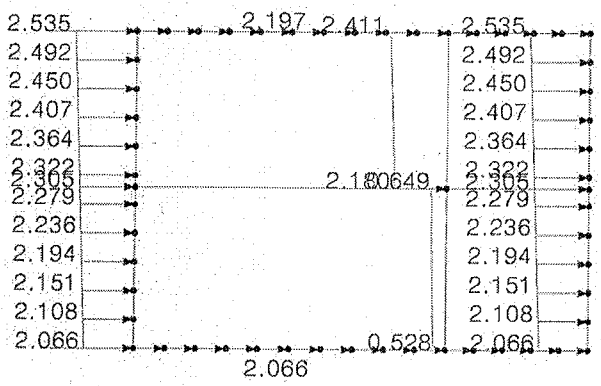
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

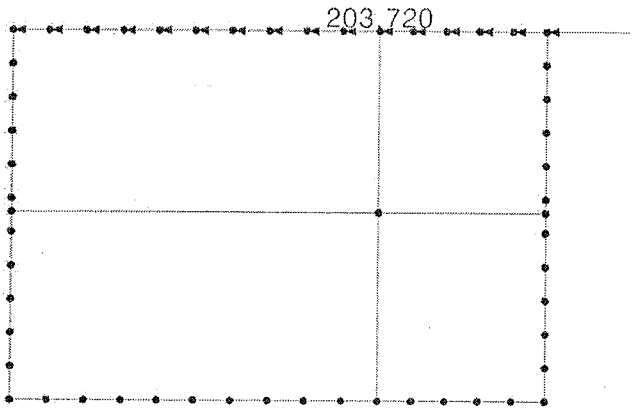


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

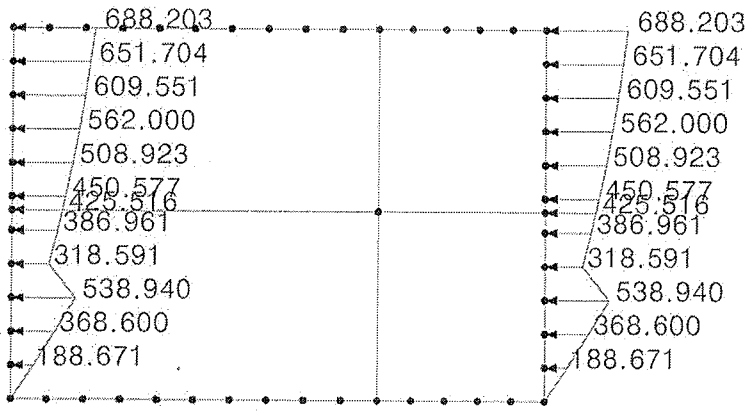


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

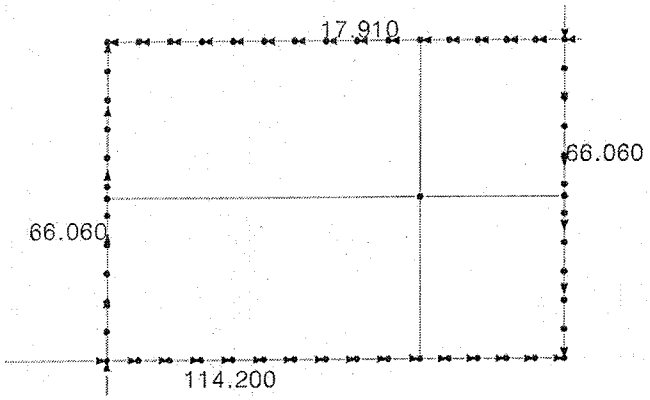
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



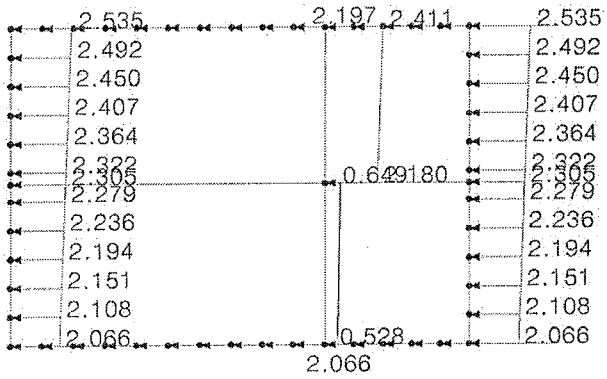
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

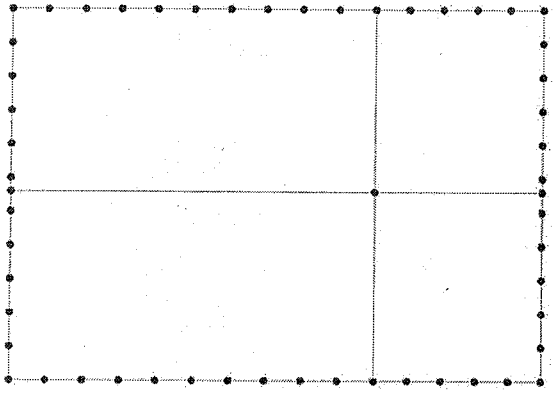


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

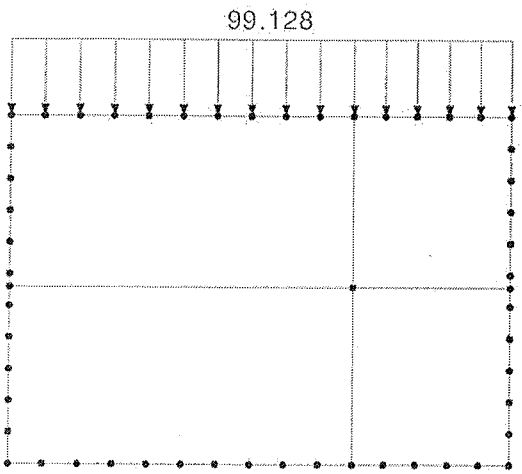


12. 하중 재하 (붕괴방지)

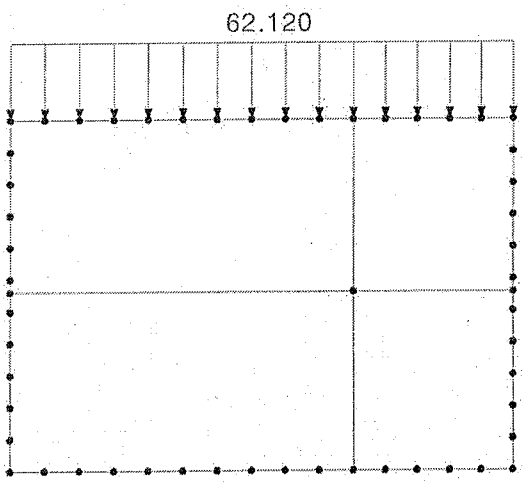
1) CASE1 - 구체자중(SW)



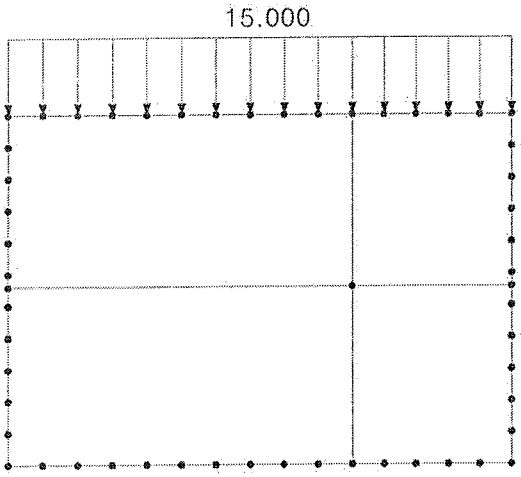
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



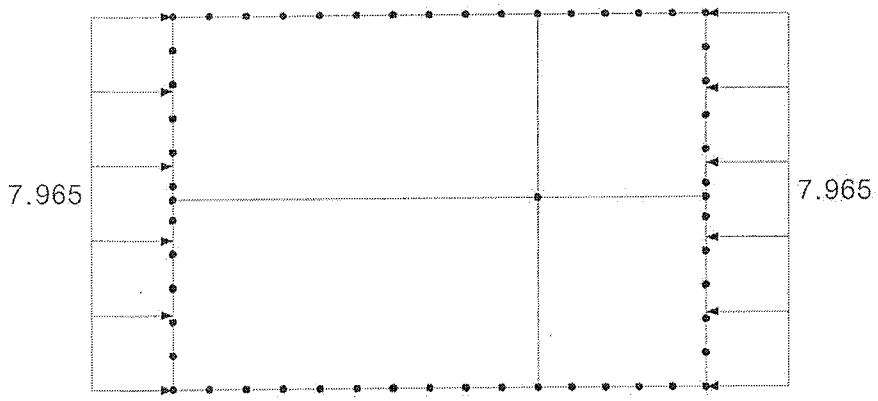
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



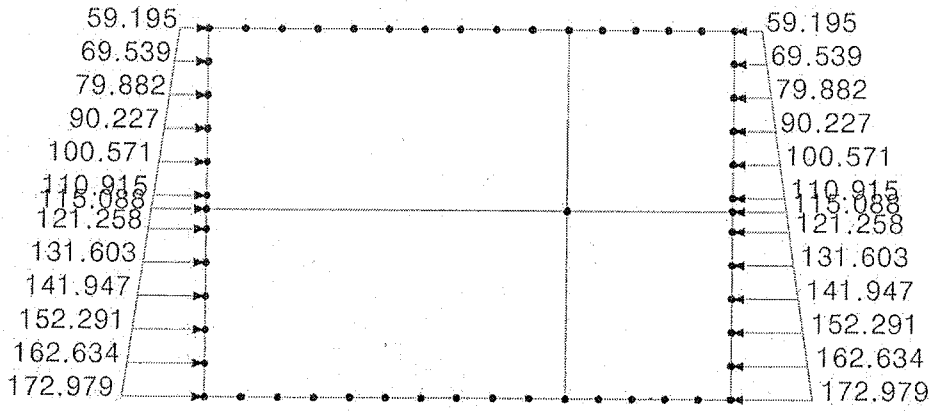
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



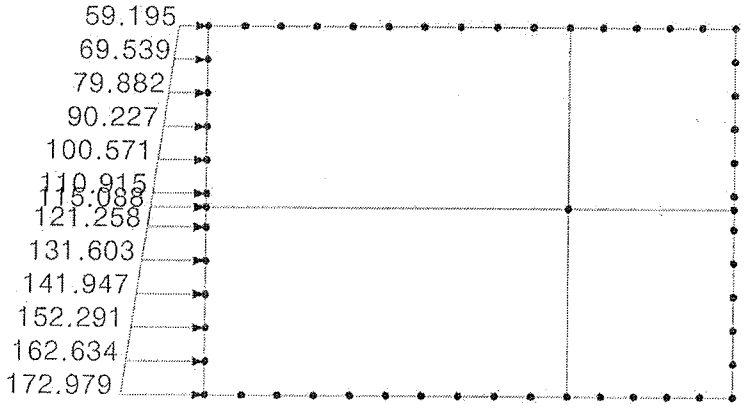
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



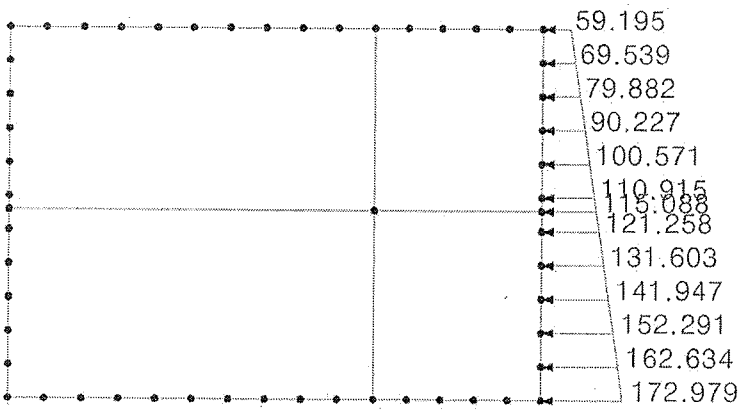
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



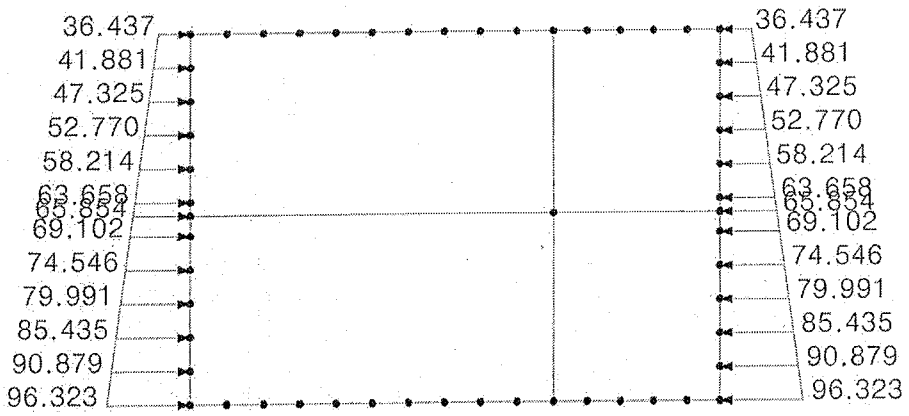
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



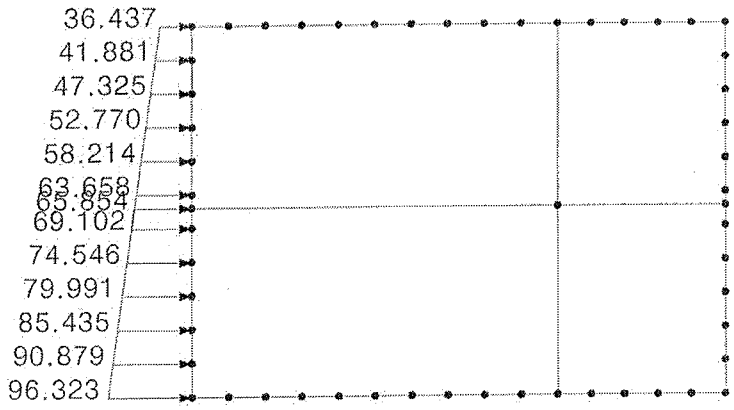
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



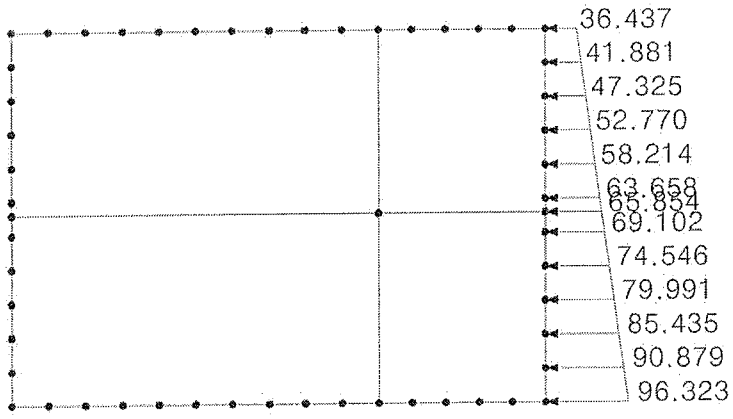
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



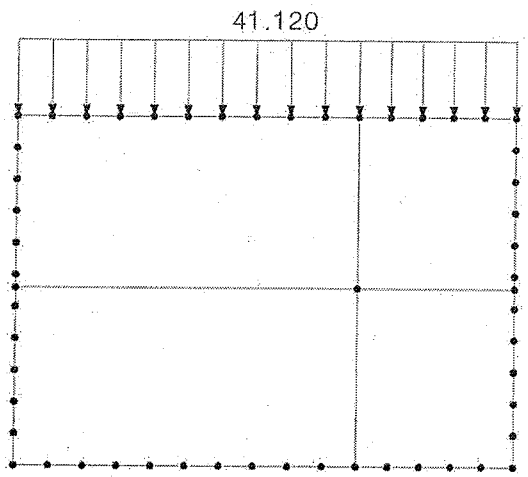
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



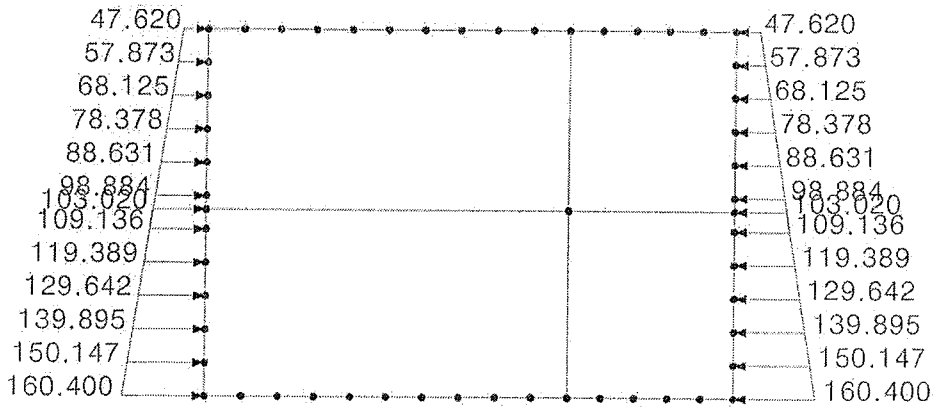
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



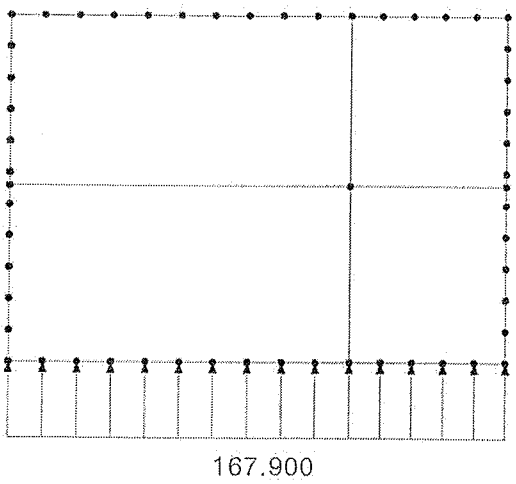
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

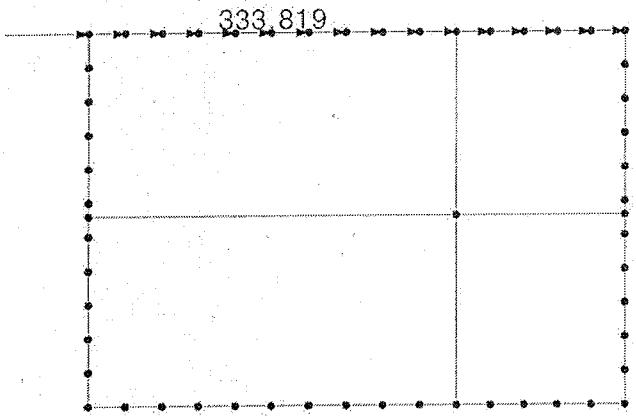


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

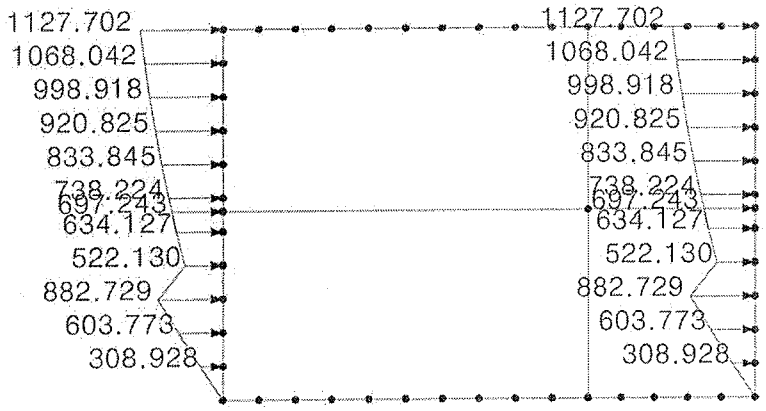


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

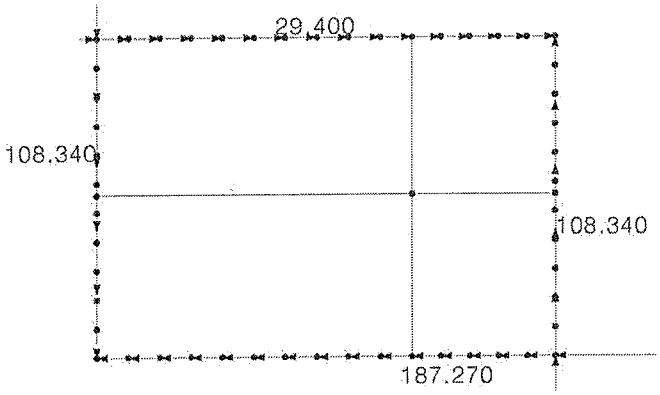
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



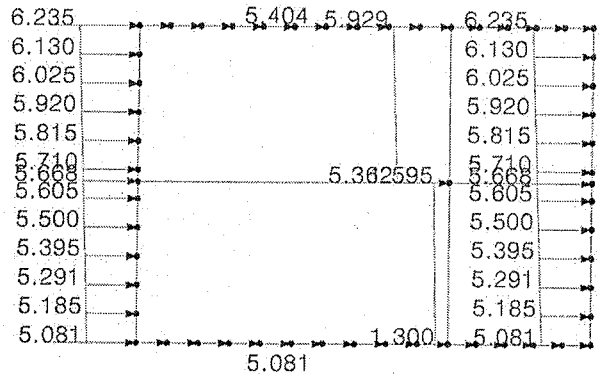
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

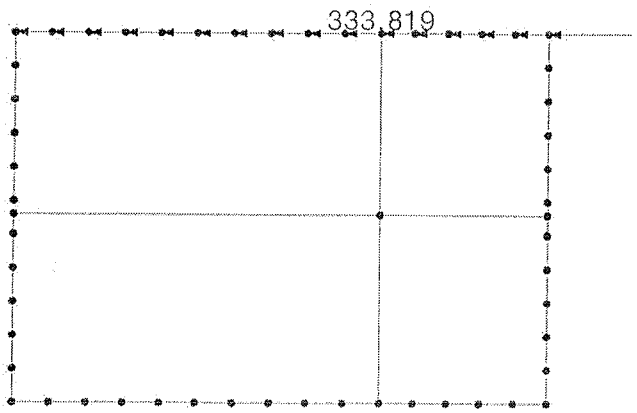


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

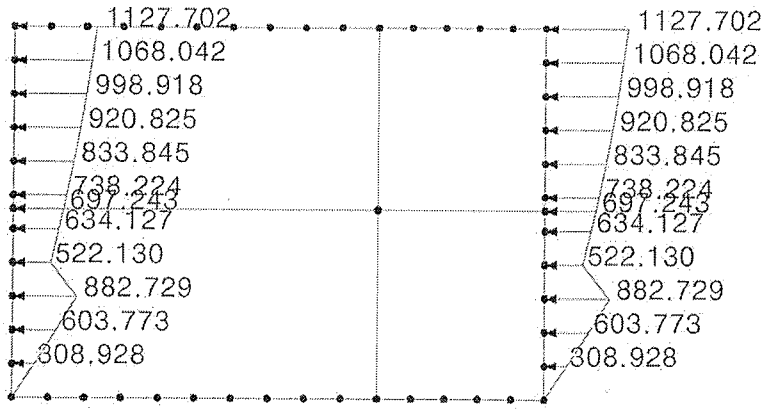


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

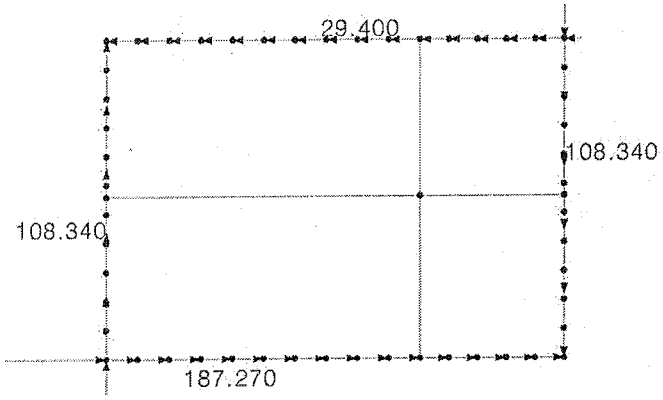
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



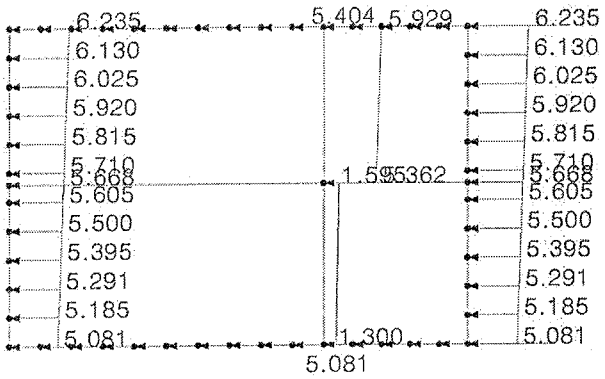
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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) = 0.922, h = 5.112 m

1) 계수하중

구 분	D	Hv	L	Hh	T	F	지하수 고려
LC1	1.200	1.476	1.600	1.600	1.200		
LC2	1.200		1.000				
LC3	1.200	1.476	1.600	0.800	1.200		
LC4	0.900	0.900		1.600			
LC5	0.900	0.900		0.800			
LC6	1.200	1.476	1.600	1.600	1.200	1.476	●
LC7	1.200	1.476	1.600	0.800	1.200	1.476	●
LC8	0.900	0.900		1.600		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	●

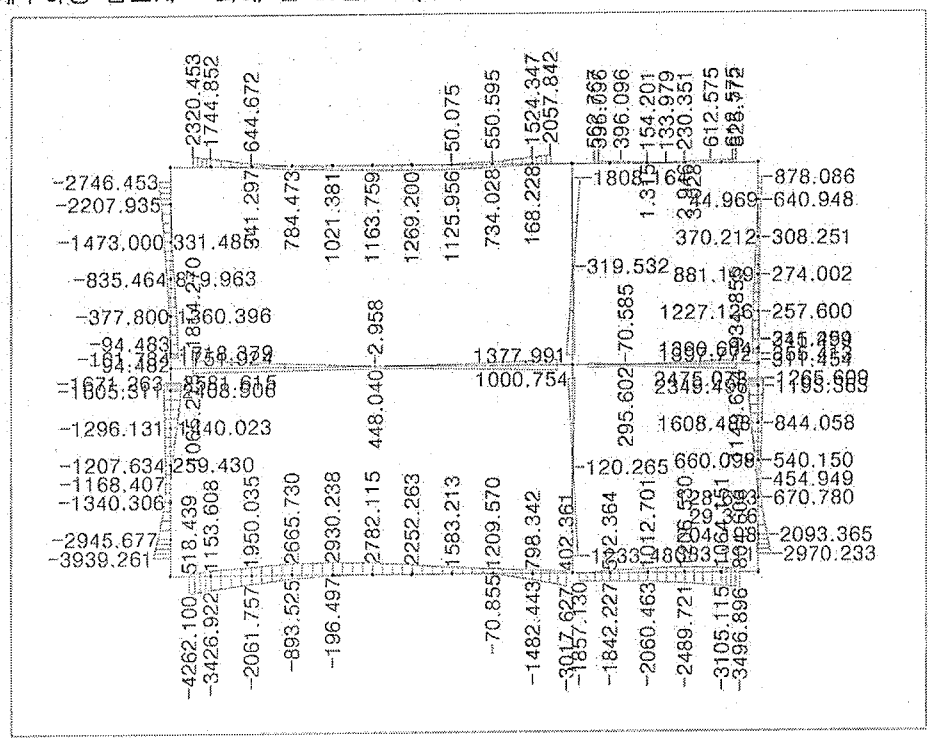
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

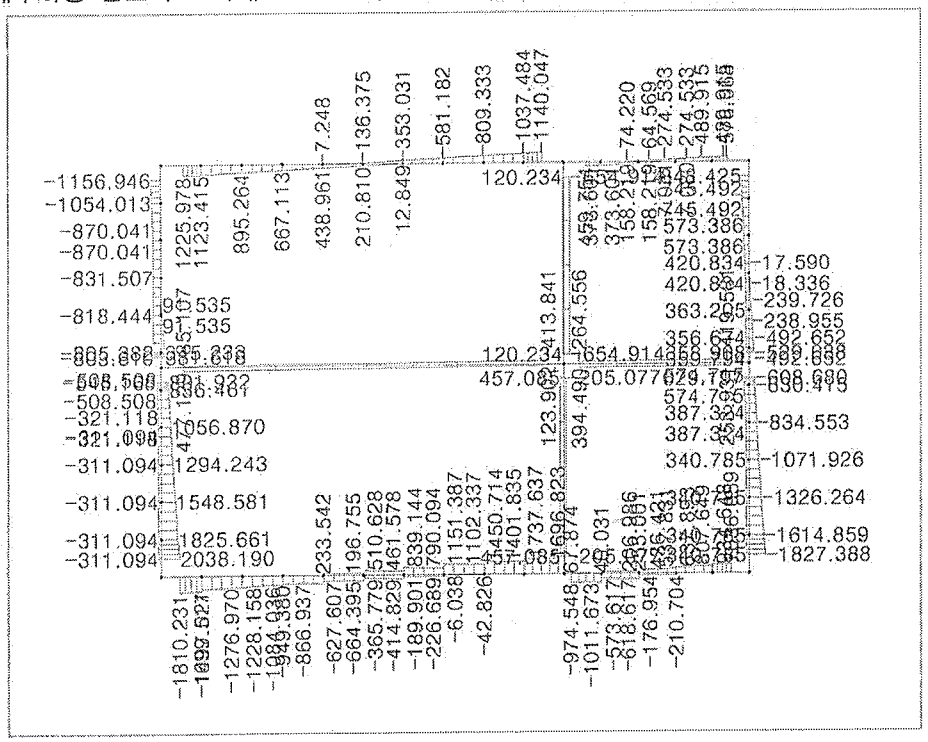
14. 단면력정리

14.1 상시

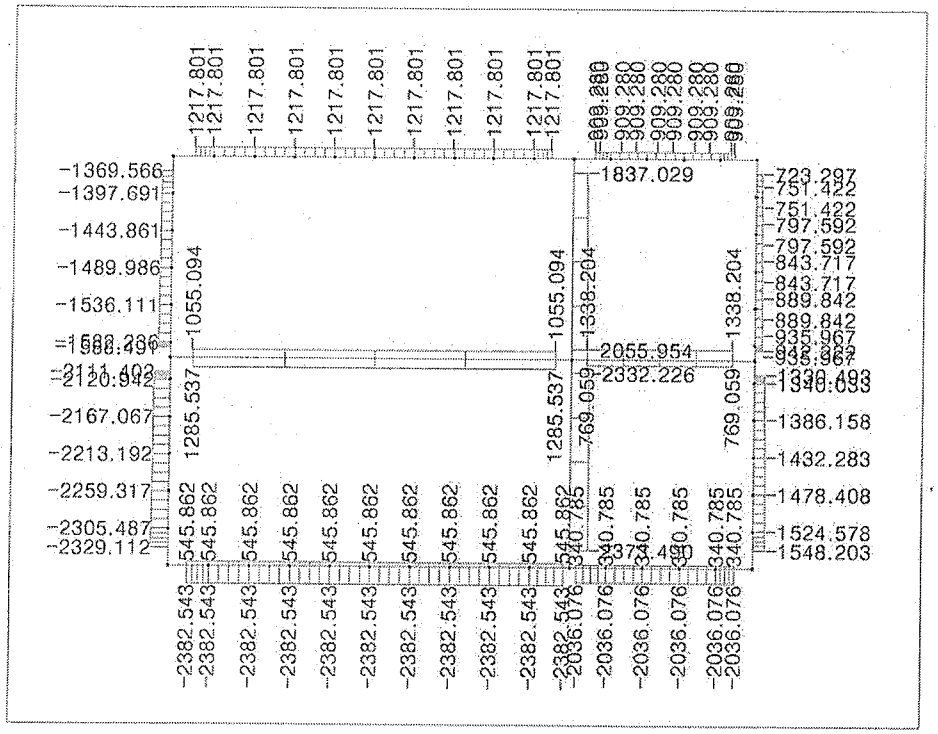
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



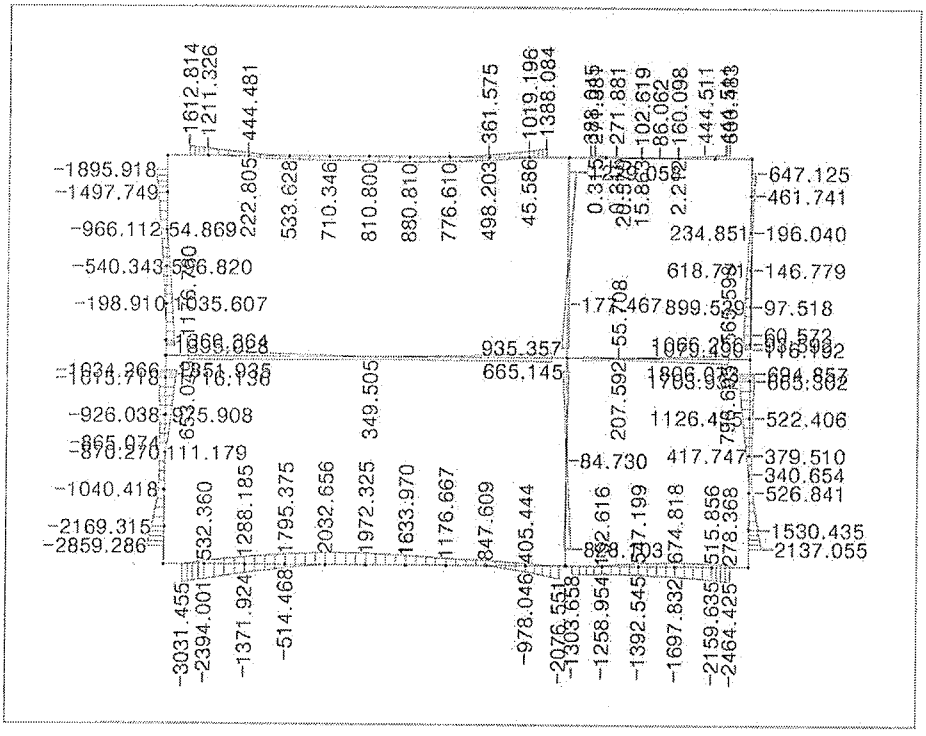
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

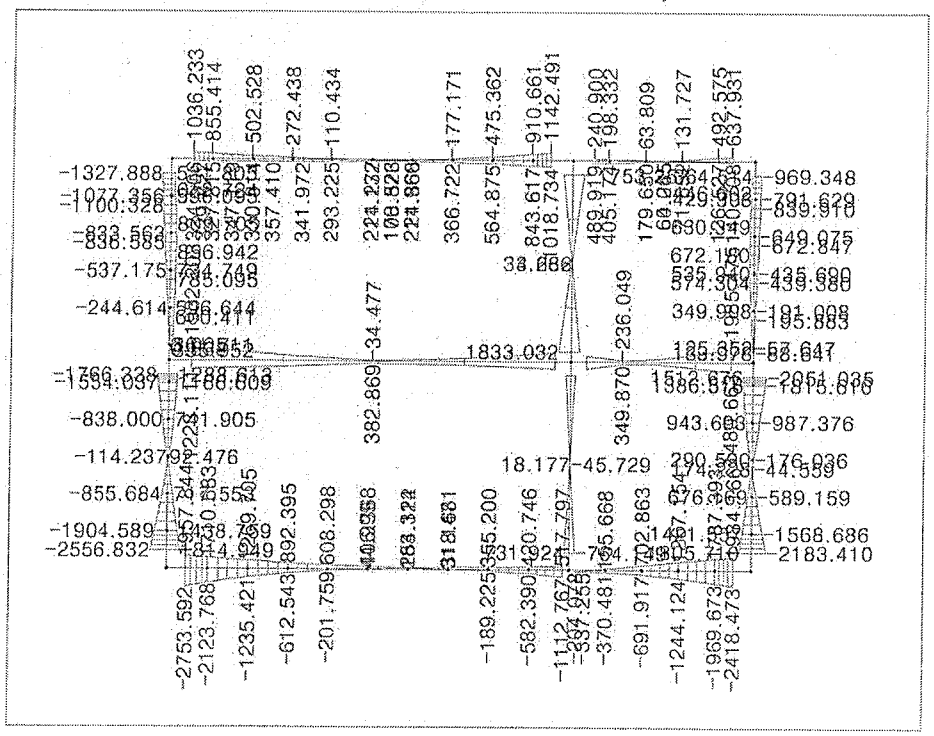


5) 단면력 정리

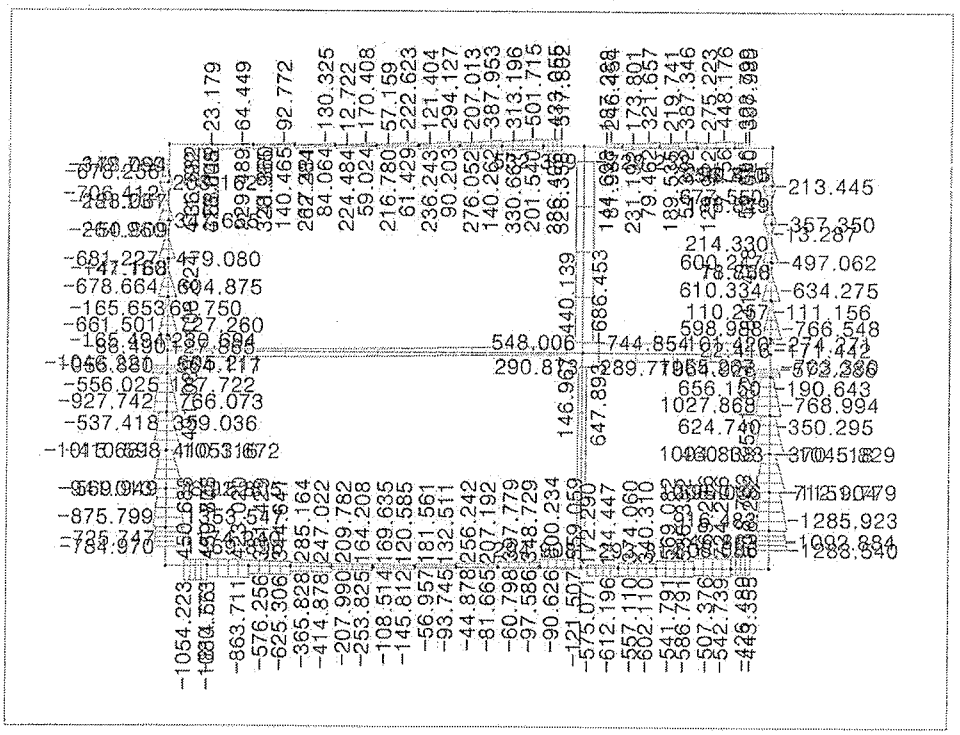
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	2320.45	943.41	1217.80	1612.81	1000.00	1466.67	
		중앙부	2	1269.20	353.03	1217.80	880.81	1000.00	1300.00	
		우측	3	2057.84	857.48	1217.80	1388.08	1000.00	1466.67	
	2 경간	좌측	4	562.77	168.99	909.28	388.05	1000.00	1466.67	
		중앙부	5	0.00	373.60	909.28	0.32	1000.00	1300.00	
		우측	6	825.77	285.30	909.28	600.48	1000.00	1466.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	4262.10	1282.94	2382.54	3031.46	1000.00	1666.67	
		중앙부	8	2930.24	891.46	2382.54	2032.66	1000.00	1500.00	
		우측	9	3017.63	1449.36	2382.54	2076.55	1000.00	1500.00	
	2 경간	좌측	10	1857.13	445.01	2036.08	1303.66	1000.00	1500.00	
		중앙부	11	1064.15	934.65	2036.08	515.86	1000.00	1500.00	
		우측	12	3496.90	507.41	2036.08	2464.43	1000.00	1666.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1814.27	423.70	1285.54	1176.78	1000.00	1466.67	
		중앙부	14	875.48	380.84	1285.54	600.32	1000.00	1300.00	
		우측	15	1216.18	353.59	1285.54	817.00	1000.00	1300.00	
	2 경간	좌측	16	322.43	334.24	1338.20	207.35	1000.00	1300.00	
		중앙부	17	892.41	380.82	1338.20	625.51	1000.00	1300.00	
		우측	18	934.86	366.15	1338.20	565.60	1000.00	1466.67	
좌측 벽체	1 층	상부	19	1671.26	1150.57	2111.40	1034.27	1000.00	1666.67	
		중앙부	20	2581.62	1233.32	2111.40	1851.94	1000.00	1500.00	
		하부	21	3939.26	1523.34	2329.11	2859.29	1000.00	1666.67	
	2 층	상부	22	2746.45	870.09	1369.57	1895.92	1000.00	1666.67	
		중앙부	23	1751.92	828.25	1588.49	1395.03	1000.00	1500.00	
		하부	24	101.78	826.23	1588.49	0.00	1000.00	1666.67	
우측 벽체	1 층	상부	25	1265.61	928.32	1330.49	694.86	1000.00	1666.67	
		중앙부	26	2381.76	1011.07	1337.65	1730.01	1000.00	1500.00	
		하부	27	2970.23	1301.09	1548.20	2137.06	1000.00	1666.67	
	2 층	상부	28	878.09	573.53	723.30	647.13	1000.00	1666.67	
		중앙부	29	1392.74	536.85	937.53	1069.78	1000.00	1500.00	
		하부	30	355.41	385.18	942.22	116.19	1000.00	1666.67	
중간 벽체	2 층	1련 상부	31	1808.16	654.91	1837.03	1229.06	1000.00	1100.00	
		1련 중앙부	32	581.45	654.91	2001.22	394.25	1000.00	1100.00	
		1련 하부	33	482.21	654.91	2055.95	184.37	1000.00	1100.00	

14.2 지진시(기능수행)

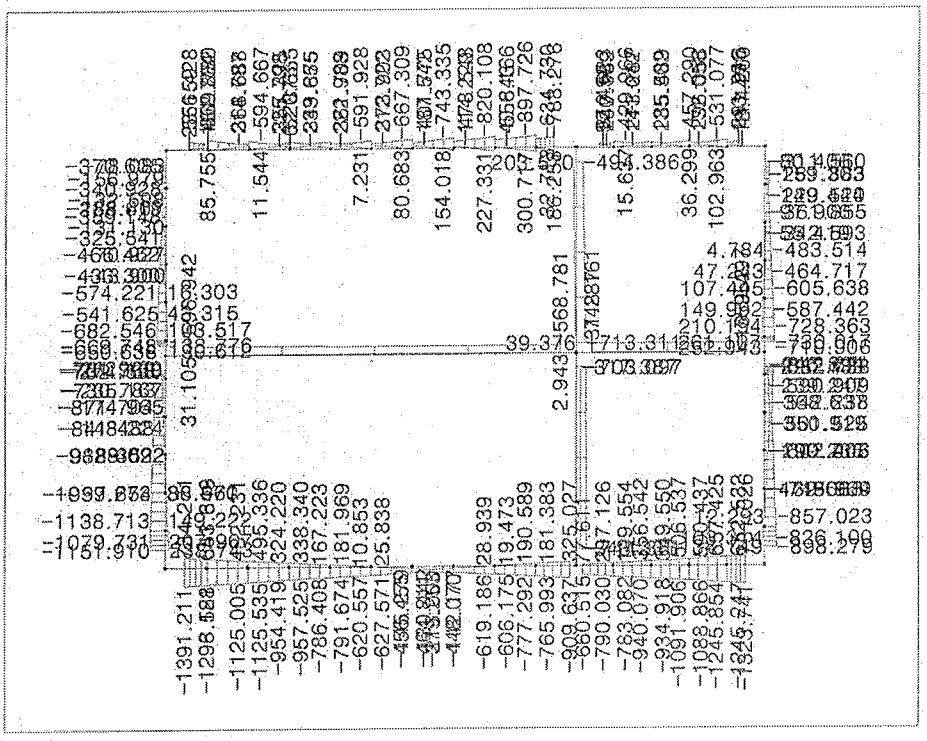
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



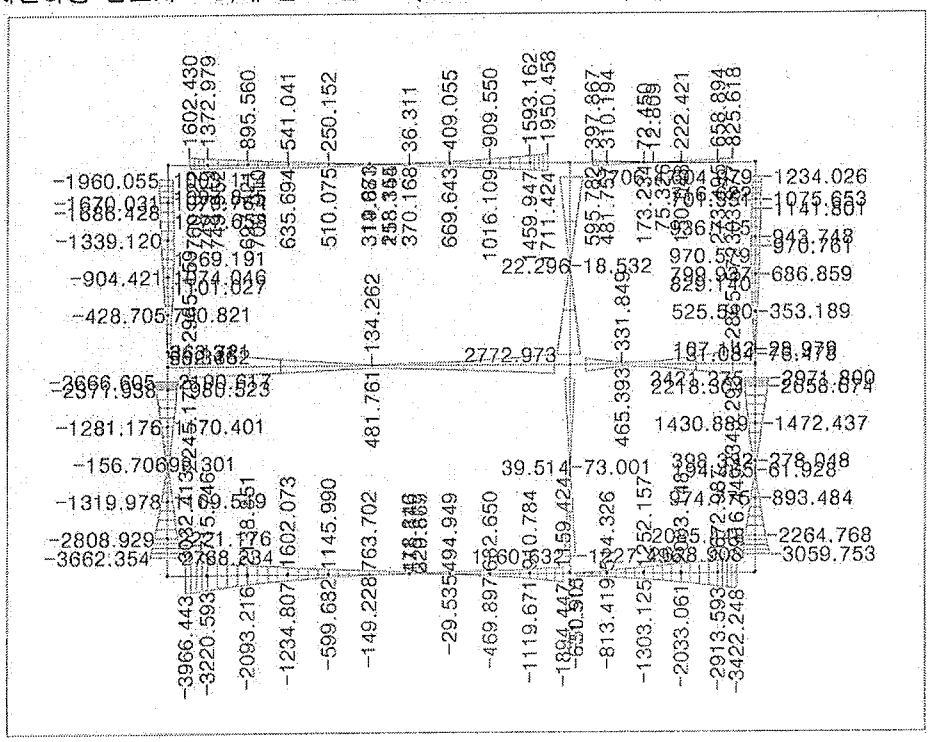
4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1036.23	269.27	614.42	1000.00	1466.67	
		중앙부	2	211.96	236.24	416.33	1000.00	1300.00	
		우측	3	1142.49	352.98	909.35	1000.00	1466.67	
	2 경간	좌측	4	240.90	313.01	326.05	1000.00	1466.67	
		중앙부	5	405.17	231.19	480.79	1000.00	1300.00	
		우측	6	637.93	283.87	460.55	1000.00	1466.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	2753.59	862.36	1667.28	1000.00	1666.67	
		중앙부	8	608.30	414.88	897.96	1000.00	1500.00	
		우측	9	1112.77	396.43	1060.80	1000.00	1500.00	
	2 경간	좌측	10	366.49	564.02	741.99	1000.00	1500.00	
		중앙부	11	1787.39	918.76	1491.06	1000.00	1500.00	
		우측	12	2418.47	580.04	1589.88	1000.00	1666.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1932.21	437.66	641.35	1000.00	1466.67	
		중앙부	14	875.23	394.80	632.69	1000.00	1300.00	
		우측	15	1314.93	379.88	606.72	1000.00	1300.00	
	2 경간	좌측	16	864.52	746.71	806.38	1000.00	1300.00	
		중앙부	17	937.92	802.71	816.83	1000.00	1300.00	
		우측	18	1985.48	788.05	820.32	1000.00	1466.67	

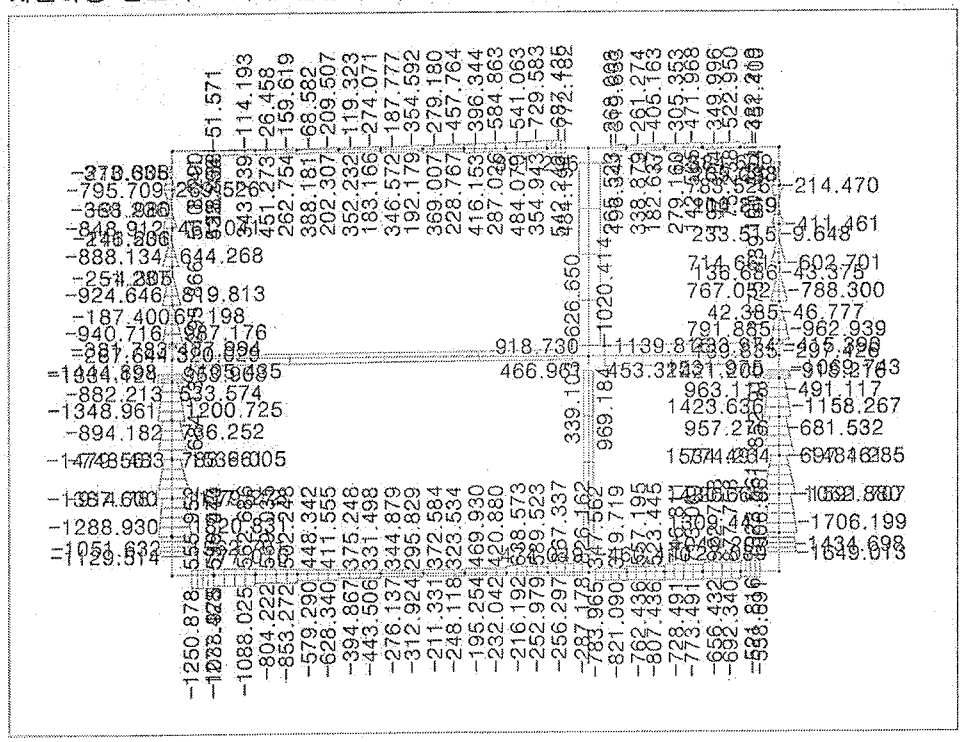
좌측 벽체	1층	상부	19	1766.34	695.59	774.16	1000.00	1666.67	
		중앙부	20	1288.61	867.50	904.15	1000.00	1500.00	
		하부	21	2556.83	1122.56	1327.35	1000.00	1666.67	
	2층	상부	22	1327.89	684.40	399.64	1000.00	1666.67	
		중앙부	23	355.95	147.40	770.05	1000.00	1500.00	
		하부	24	0.00	259.30	770.05	1000.00	1666.67	
우측 벽체	1층	상부	25	2051.04	779.74	693.13	1000.00	1666.67	
		중앙부	26	1420.76	948.85	681.42	1000.00	1500.00	
		하부	27	2183.41	1081.72	1026.55	1000.00	1666.67	
	2층	상부	28	969.35	584.45	334.00	1000.00	1666.67	
		중앙부	29	126.48	228.66	840.99	1000.00	1500.00	
		하부	30	88.64	191.17	858.04	1000.00	1666.67	
중간 벽체	2층	1련 상부	31	1753.26	734.74	578.56	1000.00	1100.00	
		1련 중앙	32	929.39	741.08	742.75	1000.00	1100.00	
		1련 하부	33	1319.35	739.24	797.48	1000.00	1100.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

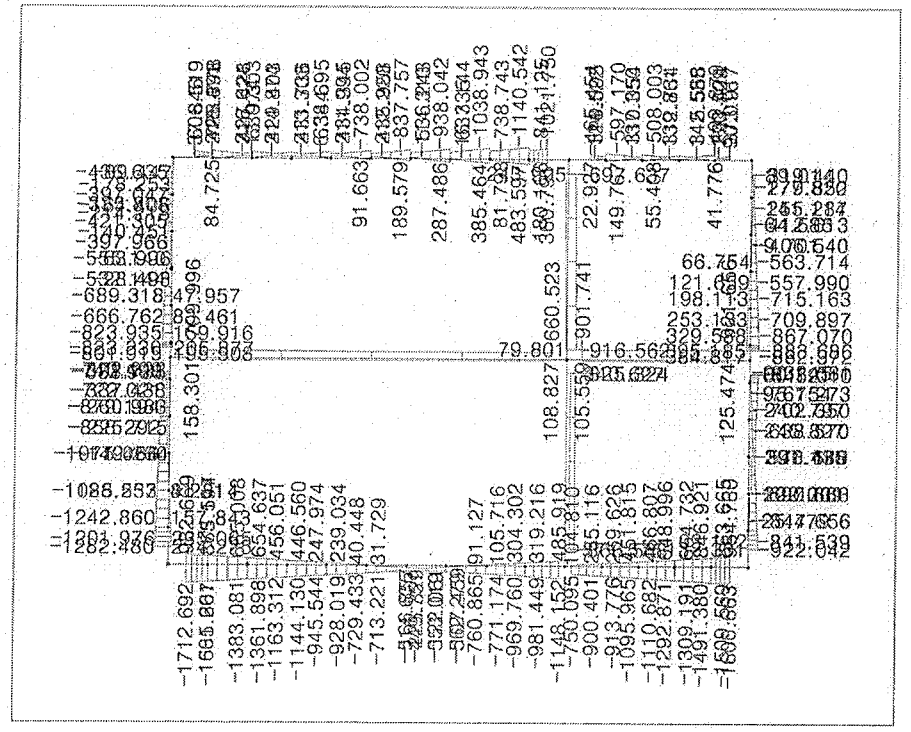
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중				B	H	비고
				모멘트	응답계수	전단력	축력			
				kN.m	kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1602.43	534.14	383.52	667.66	1000.00	1466.67	
		중앙부	2	370.17	123.39	369.01	578.11	1000.00	1300.00	
		우측	3	1950.46	650.15	580.84	1196.85	1000.00	1466.67	
	2 경간	좌측	4	397.87	132.62	396.52	521.36	1000.00	1466.67	
		중앙부	5	481.76	160.59	338.88	688.96	1000.00	1300.00	
		우측	6	825.62	275.21	358.64	399.79	1000.00	1466.67	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	3966.44	1322.15	1086.68	2063.01	1000.00	1666.67	
		중앙부	8	1145.99	382.00	628.34	1086.95	1000.00	1500.00	
		우측	9	1894.45	631.48	637.22	1350.78	1000.00	1500.00	
	2 경간	좌측	10	631.52	210.51	741.75	844.56	1000.00	1500.00	
		중앙부	11	2672.99	891.00	1028.56	1792.28	1000.00	1500.00	
		우측	12	3422.25	1140.75	766.74	1931.52	1000.00	1666.67	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	2985.16	995.05	630.70	781.38	1000.00	1466.67	
		중앙부	14	1434.57	478.19	587.84	766.16	1000.00	1300.00	
		우측	15	2136.93	712.31	566.39	720.49	1000.00	1300.00	
	2 경간	좌측	16	1279.36	426.45	1080.67	995.97	1000.00	1300.00	
		중앙부	17	1481.27	493.76	1136.67	1014.36	1000.00	1300.00	
		우측	18	2865.57	955.19	1122.01	1020.48	1000.00	1466.67	

좌측 벽체	1층	상부	19	2666.61	888.87	1089.48	730.70	1000.00	1666.67	
		중앙부	20	2190.62	730.21	1300.97	892.37	1000.00	1500.00	
		하부	21	3662.35	1220.79	1599.59	1476.62	1000.00	1666.67	
	2층	상부	22	1960.06	653.35	848.66	470.74	1000.00	1666.67	
		중앙부	23	332.35	110.78	294.23	951.03	1000.00	1500.00	
		하부	24	0.00	0.00	427.18	951.03	1000.00	1666.67	
우측 벽체	1층	상부	25	2971.80	990.60	1149.43	933.30	1000.00	1666.67	
		중앙부	26	2271.30	757.10	1356.76	918.43	1000.00	1500.00	
		하부	27	3059.75	1019.92	1512.24	1051.08	1000.00	1666.67	
	2층	상부	28	1234.03	411.34	653.28	340.96	1000.00	1666.67	
		중앙부	29	110.35	36.78	233.56	1030.74	1000.00	1500.00	
		하부	30	76.48	25.49	269.82	1049.87	1000.00	1666.67	
중간 벽체	2층	1련 상부	31	2706.48	902.16	1122.05	809.93	1000.00	1100.00	
		1련 중앙	32	1390.69	463.56	1133.19	974.12	1000.00	1100.00	
		1련 하부	33	2231.58	743.86	1129.96	1028.86	1000.00	1100.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-2320.45	-	-534.14	-1036.23	-2320.45	
		중앙부	2	1269.20	-	123.39	211.96	1269.20	
		우측	3	-2057.84	-	-650.15	-1142.49	-2057.84	
	2 경간	좌측	4	-562.77	-	-132.62	-240.90	-562.77	
		중앙부	5	-	-	160.59	405.17	405.17	
		우측	6	-825.77	-	-275.21	-637.93	-825.77	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-4262.10	-	-1322.15	-2753.59	-4262.10	
		중앙부	8	2930.24	-	382.00	608.30	2930.24	
		우측	9	-3017.63	-	-631.48	-1112.77	-3017.63	
	2 경간	좌측	10	-1857.13	-	-210.51	-366.49	-1857.13	
		중앙부	11	1064.15	-	891.00	1787.39	1787.39	
		우측	12	-3496.90	-	-1140.75	-2418.47	-3496.90	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	-1814.27	-	-995.05	-1932.21	-1932.21	
		중앙부	14	875.48	-	478.19	875.23	875.48	
		우측	15	-1216.18	-	-712.31	-1314.93	-1314.93	
	2 경간	좌측	16	-322.43	-	-426.45	-864.52	-864.52	
		중앙부	17	892.41	-	493.76	937.92	937.92	
		우측	18	-934.86	-	-955.19	-1985.48	-1985.48	
좌측 벽체	1 층	상부	19	-1671.26	-	-888.87	-1766.34	-1766.34	
		중앙부	20	2581.62	-	730.21	1288.61	2581.62	
		하부	21	-3939.26	-	-1220.79	-2556.83	-3939.26	
	2 층	상부	22	-2746.45	-	-653.35	-1327.89	-2746.45	
		중앙부	23	1751.92	-	110.78	355.95	1751.92	
		하부	24	-101.78	-	-	-	-101.78	
우측 벽체	1 층	상부	25	-1265.61	-	-990.60	-2051.04	-2051.04	
		중앙부	26	2381.76	-	757.10	1420.76	2381.76	
		하부	27	-2970.23	-	-1019.92	-2183.41	-2970.23	
	2 층	상부	28	-878.09	-	-411.34	-969.35	-969.35	
		중앙부	29	1392.74	-	36.78	126.48	1392.74	
		하부	30	-355.41	-	-25.49	-88.64	-355.41	
중간 벽체	2 층	1련 상부	31	-1808.16	-	-902.16	-1753.26	-1808.16	
		1련 중앙	32	581.45	-	463.56	929.39	929.39	
		1련 하부	33	-482.21	-	-743.86	-1319.35	-1319.35	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	943.41	-	383.52	269.27	943.41	
		중앙부	2	-353.03	-	369.01	236.24	369.01	
		우측	3	-857.48	-	-580.84	-352.98	-857.48	
	2 경간	좌측	4	168.99	-	-396.52	-313.01	-396.52	
		중앙부	5	373.60	-	338.88	231.19	373.60	
		우측	6	-285.30	-	-358.64	-283.87	-358.64	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-1282.94	-	-1086.68	-862.36	-1282.94	
		중앙부	8	-891.46	-	-628.34	-414.88	-891.46	
		우측	9	1449.36	-	637.22	396.43	1449.36	
	2 경간	좌측	10	445.01	-	741.75	564.02	741.75	
		중앙부	11	934.65	-	1028.56	918.76	1028.56	
		우측	12	507.41	-	-766.74	-580.04	-766.74	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	423.70	-	630.70	437.66	630.70	
		중앙부	14	380.84	-	587.84	394.80	587.84	
		우측	15	-353.59	-	-566.39	-379.88	-566.39	
	2 경간	좌측	16	334.24	-	-1080.67	-746.71	-1080.67	
		중앙부	17	-380.82	-	-1136.67	-802.71	-1136.67	
		우측	18	-366.15	-	-1122.01	-788.05	-1122.01	
좌측 벽체	1 층	상부	19	1150.57	-	-1089.48	-695.59	1150.57	
		중앙부	20	1233.32	-	1300.97	-867.50	1300.97	
		하부	21	1523.34	-	1599.59	1122.56	1599.59	
	2 층	상부	22	-870.09	-	-848.66	-684.40	-870.09	
		중앙부	23	-828.25	-	-294.23	-147.40	-828.25	
		하부	24	-826.23	-	-427.18	-259.30	-826.23	
우측 벽체	1 층	상부	25	-928.32	-	1149.43	779.74	1149.43	
		중앙부	26	-1011.07	-	1356.76	948.85	1356.76	
		하부	27	-1301.09	-	-1512.24	-1081.72	-1512.24	
	2 층	상부	28	573.53	-	653.28	584.45	653.28	
		중앙부	29	536.85	-	233.56	228.66	536.85	
		하부	30	385.18	-	269.82	191.17	385.18	
중간 벽체	2 층	1련 상부	31	-654.91	-	-1122.05	-734.74	-1122.05	
		1련 중앙	32	-654.91	-	-1133.19	-741.08	-1133.19	
		1련 하부	33	-654.91	-	-1129.96	-739.24	-1129.96	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1217.80	-	-667.66	-614.42	-1218.12	
		중앙부	2	-1217.80	-	-578.11	-416.33	-1218.12	
		우측	3	-1217.80	-	-1196.85	-909.35	-1218.12	
	2 경간	좌측	4	-909.28	-	-521.36	-326.05	-909.46	
		중앙부	5	-909.28	-	-688.96	-480.79	-909.46	
		우측	6	-909.28	-	-399.79	-460.55	-909.46	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-2382.54	-	-2063.01	-1667.28	-2382.54	
		중앙부	8	-2382.54	-	-1086.95	-897.96	-2382.54	
		우측	9	-2382.54	-	-1350.78	-1060.80	-2382.54	
	2 경간	좌측	10	-2036.08	-	-844.56	-741.99	-2036.08	
		중앙부	11	-2036.08	-	-1792.28	-1491.06	-2036.08	
		우측	12	-2036.08	-	-1931.52	-1589.88	-2036.08	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	1285.54	-	-781.38	-641.35	1285.94	
		중앙부	14	1285.54	-	-766.16	-632.69	1285.94	
		우측	15	1285.54	-	-720.49	-606.72	1285.94	
	2 경간	좌측	16	-1338.20	-	-995.97	-806.38	-1338.38	
		중앙부	17	-1338.20	-	-1014.36	-816.83	-1338.38	
		우측	18	-1338.20	-	-1020.48	-820.32	-1338.38	
좌측 벽체	1 층	상부	19	-2111.40	-	-730.70	-774.16	-2111.52	
		중앙부	20	-2111.40	-	-892.37	-904.15	-2155.65	
		하부	21	-2329.11	-	-1476.62	-1327.35	-2329.23	
	2 층	상부	22	-1369.57	-	-470.74	-399.64	-1369.63	
		중앙부	23	-1588.49	-	-951.03	-770.05	-1588.56	
		하부	24	-1588.49	-	-951.03	-770.05	-1588.56	
우측 벽체	1 층	상부	25	-1330.49	-	-933.30	-693.13	-1332.20	
		중앙부	26	-1337.65	-	-918.43	-681.42	-1422.46	
		하부	27	-1548.20	-	-1051.08	-1026.55	-1549.91	
	2 층	상부	28	-723.30	-	-340.96	-334.00	-723.83	
		중앙부	29	-937.53	-	-1030.74	-840.99	-1030.74	
		하부	30	-942.22	-	-1049.87	-858.04	-1049.87	
중간 벽체	2 층	1련 상부	31	-1837.03	-	-809.93	-578.56	-1837.03	
		1련 중앙	32	-2001.22	-	-974.12	-742.75	-2001.22	
		1련 하부	33	-2055.95	-	-1028.86	-797.48	-2055.95	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-1612.81	-	-	-	-1612.81	
		중앙부	2	880.81	-	-	-	880.81	
		우측	3	-1388.08	-	-	-	-1388.08	
	2 경간	좌측	4	-388.05	-	-	-	-388.05	
		중앙부	5	0.32	-	-	-	0.32	
		우측	6	-600.48	-	-	-	-600.48	
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	-3031.46	-	-	-	-3031.46	
		중앙부	8	2032.66	-	-	-	2032.66	
		우측	9	-2076.55	-	-	-	-2076.55	
	2 경간	좌측	10	-1303.66	-	-	-	-1303.66	
		중앙부	11	515.86	-	-	-	515.86	
		우측	12	-2464.43	-	-	-	-2464.43	
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	-1176.78	-	-	-	-1176.78	
		중앙부	14	600.32	-	-	-	600.32	
		우측	15	-817.00	-	-	-	-817.00	
	2 경간	좌측	16	-207.35	-	-	-	-207.35	
		중앙부	17	625.51	-	-	-	625.51	
		우측	18	-565.60	-	-	-	-565.60	
좌측 벽체	1 층	상부	19	-1034.27	-	-	-	-1034.27	
		중앙부	20	1851.94	-	-	-	1851.94	
		하부	21	-2859.29	-	-	-	-2859.29	
	2 층	상부	22	-1895.92	-	-	-	-1895.92	
		중앙부	23	1395.03	-	-	-	1395.03	
		하부	24	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부	25	-694.86	-	-	-	-694.86	
		중앙부	26	1730.01	-	-	-	1730.01	
		하부	27	-2137.06	-	-	-	-2137.06	
	2 층	상부	28	-647.13	-	-	-	-647.13	
		중앙부	29	1069.78	-	-	-	1069.78	
		하부	30	-116.19	-	-	-	-116.19	
중간 벽체	2 층	1련 상부	31	-1229.06	-	-	-	-1229.06	
		1련 중앙	32	394.25	-	-	-	394.25	
		1련 하부	33	-184.37	-	-	-	-184.37	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1331	2320.45	3090.28	5313.22	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	7166.00	1.33
		중앙부	2	1000	1220	1269.20	1843.99	3129.76	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.45
		우측	3	1000	1367	2057.84	2309.76	4561.31	H29 - 8.0EA	5139.20	1.12
	2경간	좌측	4	1000	1367	562.77	2309.76	1220.62	H29 - 8.0EA	5139.20	4.10
		중앙부	5	1000	1220	405.17	935.16	983.71	H19 - 8.0EA	2292.00	2.31
		우측	6	1000	1367	825.77	1410.56	1797.73	H22 - 8.0EA	3096.80	1.71
하부슬래브	1경간	좌측	7	1000	1517	4262.10	6074.24	8700.14	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	12707.20	1.43
		중앙부	8	1000	1389	2930.24	3722.69	6466.61	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	8316.00	1.27
		우측	9	1000	1367	3017.63	3405.95	6787.99	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.13
	2경간	좌측	10	1000	1367	1857.13	3405.95	4104.10	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.83
		중앙부	11	1000	1420	1787.39	2676.52	3790.31	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	5746.40	1.50
		우측	12	1000	1517	3496.90	4987.20	7068.39	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	10278.40	1.43
중간슬래브	1경간	좌측	13	1000	1353	1932.21	3371.00	4319.37	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	7708.80	1.74
		좌측(배수구단면)	13	1000	1058	1015.26	1434.54	3210.80	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.41
		중앙부	14	1000	1220	875.47	1657.90	2143.41	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4118.00	1.89
		우측	15	1000	1220	1314.93	2053.48	3245.26	H29 - 8.0EA	5139.20	1.56
		우측(배수구단면)	15	1000	1037	952.87	1401.72	3079.20	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.47
	2경간	좌측	16	1000	1220	864.52	2053.48	2116.17	H29 - 8.0EA	5139.20	2.38
		중앙부	17	1000	1220	937.92	1843.99	2298.89	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	4596.40	1.97
		우측	18	1000	1387	1985.48	2611.40	4329.05	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	5746.40	1.32

좌측벽체	1층	상부	19	1000	1567	1766.34	8272.70	-	H29 - 8.0EA	10885.60	4.68
		중앙부	20	1000	1420	2581.61	5430.65	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10885.60	2.10
		하부	21	1000	1517	3939.26	9339.78	-	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	15276.80	2.37
	2층	상부	22	1000	1531	2746.45	5562.97	-	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9735.60	2.03
		중앙부	23	1000	1420	1751.92	5732.78	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	9864.40	3.27
		하부	24	1000	1567	101.78	1700.64	-	H29 - 8.0EA	10885.60	16.71
우측벽체	1층	상부	25	1000	1567	2051.03	5556.29	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	11492.80	2.71
		중앙부	26	1000	1420	2381.76	4312.33	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	11492.80	1.81
		하부	27	1000	1517	2970.23	7594.63	-	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	12848.00	2.56
	2층	상부	28	1000	1567	969.35	3611.59	-	H22 - 8.0EA	5123.60	3.73
		중앙부	29	1000	1420	1392.74	4954.68	-	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	10471.60	3.56
		하부	30	1000	1567	355.41	7081.77	-	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	10471.60	19.93
하부거더		지점부		1100	1365	772.03	1178.77	-	H19 - 9.0EA	2578.50	1.53
		중앙부		1100	1420	551.45	1226.99	-	H19 - 9.0EA	2578.50	2.23
중간거더		지점부		1100	1170	592.55	1007.82	-	H19 - 9.0EA	2578.50	1.70
		중앙부		1100	1220	423.25	1051.65	-	H19 - 9.0EA	2578.50	2.49

구분	부재 위치		b	d	Pu	ΦPn	Mu	ΦMn	BAR	use'd As	S.F
			mm	mm	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m		mm^2	
기둥	1층	축력최대	1100	1020	7773.18	16856.86	847.66	1838.23	H22 - 32EA	12387.20	2.17
		모멘트최대	1100	1020	2727.96	6403.48	1700.75	3992.25	H22 - 32EA	12387.20	2.35
내측벽체	2층	축력최대	1000	1420	2055.95	4744.00	1741.35	4018.06	H19- 8.0EA	2292.00	2.31
		모멘트최대	1000	1420	794.70	1415.15	1152.35	2052.02	H19- 8.0EA	2292.00	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	㎟		㎜	㎟	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	756.1	943.4	1346.12	2.00	80.43	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	792.4	369.0	1101.56	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	779.4	857.5	1387.58	2.00	32.52	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	4	779.4	396.5	1387.58	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	5	792.4	373.6	1410.71	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		우측	6	779.4	358.6	1387.58	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
하부 슬래브	1 경간	좌측	7	876.9	1282.9	1561.03	2.00	150.40	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	902.2	891.5	1254.25	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	9	887.7	1449.4	1580.30	2.00	205.50	H13	150	253.40	O.K
	2 경간	좌측	10	887.7	741.7	1580.30	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	922.3	1028.6	1641.97	2.00	37.41	H13	150	253.40	O.K
		우측	12	876.9	766.7	1561.03	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
중간 슬래브	1 경간	좌측	13	770.8	630.7	1713.45	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		좌측 (배수구단면)	13	622.2	451.7	1383.27	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	14	792.4	587.8	1761.58	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		우측	15	792.4	566.4	1761.58	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		우측 (배수구단면)	18	608.6	381.8	1352.95	2.00	135.08	H16	150	397.20	O.K
	2 경간	좌측	16	792.4	1080.7	1761.58	2.00	118.14	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	17	792.4	1136.7	1761.58	2.00	141.09	H16	150	397.20	O.K
		우측	18	792.4	1122.0	1761.58	2.00	135.08	H16	150	397.20	O.K
좌측 벽체	1 층	상부	19	1000.8	1150.6	2112.92	2.00	53.51	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	20	1017.0	1301.0	2145.04	2.00	99.99	H16	150	397.20	O.K
		하부	21	974.1	1599.6	2046.55	2.00	231.66	H16	150	397.20	O.K
	2 층	상부	22	943.8	870.1	2027.50	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	23	992.1	828.2	2120.13	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		하부	24	978.1	826.2	2090.27	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
우측 벽체	1 층	상부	25	967.0	1149.4	2079.17	2.00	65.15	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	26	984.8	1356.8	2112.84	2.00	130.98	H16	150	397.20	O.K
		하부	27	941.6	1512.2	2014.01	2.00	211.36	H16	150	397.20	O.K
	2 층	상부	28	940.7	653.3	2052.83	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		중앙부	29	967.6	536.8	2095.64	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
		하부	30	954.8	385.2	2066.95	2.00	-	H16	150	397.20	O.K
거더	하부	수직		975.3	1930.1	2466.37	2.00	550.00	H19	200	573.00	O.K
		수평		975.3	1930.1	2466.37	2.00	247.50	H19	150	573.00	O.K
	중간	수직		835.9	1481.4	2108.23	2.00	550.00	H19	200	573.00	O.K
		수평		835.9	1481.4	2108.23	2.00	247.50	H19	150	573.00	O.K
내측 벽체	축력최대			1012.6	1420.4	1732.27	2.00	143.58	H13	200	253.40	O.K
	모멘트최대			957.2	1420.4	1676.88	2.00	163.08	H13	200	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	1466.67	1330.81	100.00	2320.45	943.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 7166.000 x 400.00 = 2866400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 124.898 mm, c = 124.898 / β1 = 124.898 / 0.85 = 146.938 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1366.67 - 146.938) / 146.938 = 0.02490

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 5313.220 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 135.9 mm), [사용률 = 1.349]

1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 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 = 0.00538

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족. ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 124.898 mm

ΦMn = 0.85 x 7166.000 x 400 x (1330.81 - a/2) = 3090.282 kN.m

≥ Mu (= 2320.453 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.332]

* 전단에 대한 검토 (d = 1164.14 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1164.14 = 756.132 kN

< Vu (= 943.406 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (943.406-756.132) x 150.00 / (400x1164.14xΦ) x 1000 = 80.434 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1164.14 / 150.00 x 1000 = 786.649 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1164.14 / 1000 = 4032.705 kN ≥ 786.649 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1008.176 + 786.649) = 1346.119 kN ≥ 943.406 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	1300.00	1220.00	80.00	1269.20	369.01

* 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 (1220.00 - 94.249) / 94.249 = 0.03583

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3129.757\ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.469]

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 = 0.00377

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 (1220.00 - a/2) = 1843.989 kN.m

≥ Mu (= 1269.200 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.453]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 369.007 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	1466.67	1366.67	100.00	2057.84	857.48

* 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 (1366.67 - 105.379) / 105.379 = 0.03591

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4561.309 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.127]

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 = 0.00376

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 (1366.67 - a/2) = 2309.759 kN.m

≥ Mu (= 2057.842 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.122]

* 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1200.00 = 779.423 kN

< Vu (= 857.475 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (857.475-779.423) x 150.00 / (400x1200.00xΦ) x 1000 = 32.522 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1200.00 / 150.00 x 1000 = 810.880 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1200.00 / 1000 = 4156.922 kN ≥ 810.880 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1039.230 + 810.880) = 1387.583 kN ≥ 857.475 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	1466.67	1366.67	100.00	562.77	396.52

* 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 (1366.67 - 105.379) / 105.379 = 0.03591

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 1220.620 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 4.210]

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 = 0.00376

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 (1366.67 - a/2) = 2309.759 kN.m

≥ Mu (= 562.767 kN.m) ∴ O.K [안전률 4.104]

* 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1200.00 = 779.423 kN

≥ Vu (= 396.515 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1300.00	1220.00	80.00	405.17	373.60

* 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 (1220.00 - 46.997) / 46.997 = 0.07488

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 983.706 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 2.330]

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 = 0.00188

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) = 39.948 mm

ΦMn = 0.85 x 2292.000 x 400 x (1220.00 - a/2) = 935.156 kN.m

≥ Mu (= 405.174 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.308]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 373.601 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 상부슬래브 2경간(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	1466.67	1366.67	100.00	825.77	358.64

* 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 (1366.67 - 63.500) / 63.500 = 0.06157

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1797.735 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.723]

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 = 0.00227

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) = 53.975 mm

ΦMn = 0.85 x 3096.800 x 400 x (1366.67 - a/2) = 1410.564 kN.m

≥ Mu (= 825.772 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.708]

* 전단에 대한 검토 (d = 1200.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1200.00 = 779.423 kN

≥ Vu (= 358.644 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	1666.67	1516.67	100.00	4262.10	1282.94

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 12707.200 x 400.00 = 5082880.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 221.476 mm, c = 221.476 / β1 = 221.476 / 0.85 = 260.560 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1566.67 - 260.560) / 260.560 = 0.01504

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 8700.144 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm) , [사용률 = 1.461]

1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00838

ρmax ≥ ρuse ≥ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 221.476 mm

ΦMn = 0.85 x 12707.200 x 400 x (1516.67 - a/2) = 6074.241 kN.m

≥ Mu (= 4262.100 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.425]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

< Vu (= 1282.942 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1282.942-876.851) x 150.00 / (400x1350.00xΦ) x 1000 = 150.404 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 x 1000 = 912.240 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 / 1000 = 4676.537 kN ≥ 912.240 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1169.134 + 912.240) = 1561.031 kN ≥ 1282.942 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	1500.00	1389.10	80.00	2930.24	891.46

* 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 (1420.00 - 170.519) / 170.519 = 0.02198

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 6466.606 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 110.9 mm), [사용률 = 1.286]

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 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 = 0.00599

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 (1389.10 - a/2) = 3722.692 kN.m

≥ Mu (= 2930.238 kN.m) ∴ O.K [안전율 1.270]

* 전단에 대한 검토 (d = 1389.10 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1389.10 = 902.247 kN

≥ Vu (= 891.462 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	1500.00	1366.67	100.00	3017.63	1449.36

* 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 (1400.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02357

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 6787.986 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.136]

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 = 0.00564

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 (1366.67 - a/2) = 3405.947 kN.m

≥ Mu (= 3017.627 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 1366.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1366.67 = 887.676 kN

< Vu (= 1449.364 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1449.364-887.676) x 150.00 / (400x1366.67xΦ) x 1000 = 205.496 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1366.67 / 150.00 x 1000 = 923.502 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1366.67 / 1000 = 4734.272 kN ≥ 923.502 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1183.568 + 923.502) = 1580.303 kN ≥ 1449.364 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	1500.00	1366.67	100.00	1857.13	741.75

* 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 (1400.00 - 158.068) / 158.068 = 0.02357

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4104.097 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 133.3 mm), [사용률 = 1.878]

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 = 0.00564

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 (1366.67 - a/2) = 3405.947 kN.m

≥ Mu (= 1857.130 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.834]

* 전단에 대한 검토 (d = 1366.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1366.67 = 887.676 kN

≥ Vu (= 741.749 kN), 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1500.00	1420.00	80.00	1787.39	1028.56

* 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 (1420.00 - 117.830) / 117.830 = 0.03315

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3790.307 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.516]

1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 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 = 0.00405

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 (1420.00 - a/2) = 2676.522 kN.m

≥ Mu (= 1787.393 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.497]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

< Vu (= 1028.561 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1028.561-922.317) x 150.00 / (400x1420.00xΦ) x 1000 = 37.410 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 x 1000 = 959.541 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 / 1000 = 4919.024 kN ≥ 959.541 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1229.756 + 959.541) = 1641.973 kN ≥ 1028.561 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 2경간(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	1666.67	1516.67	100.00	3496.90	766.74

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 10278.400 x 400.00 = 4111360.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1000.000 = 22950.000 x a

T = C 이므로, a = 179.144 mm, c = 179.144 / β1 = 179.144 / 0.85 = 210.758 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1566.67 - 210.758) / 210.758 = 0.01930

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 7068.388 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm), [사용률 = 1.454]

1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00678

ρmax ≥ ρuse ≥ ρmin → 철근비 만족, ∴ O.K

* 휨에 대한 검토

a = As x fy / (0.85 x fck x b) = 179.144 mm

ΦMn = 0.85 x 10278.400 x 400 x (1516.67 - a/2) = 4987.205 kN.m

≥ Mu (= 3496.896 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.426]

* 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1350.00 = 876.851 kN

≥ Vu (= 766.741 kN) , 전단보강 불필요.

▣ 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	1466.67	1353.33	80.00	1932.21	630.70

* 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 (1386.67 - 158.068) / 158.068 = 0.02332

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4319.374 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm) , [사용률 = 1.785]

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 = 0.00570

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 (1353.33 - a/2) = 3371.000 kN.m

≥ Mu (= 1932.208 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.745]

* 전단에 대한 검토 (d = 1186.67 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1186.67 = 770.763 kN

≥ Vu (= 630.703 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 1경간(좌측)-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	1058.0	958.0	100.0	1015.3	451.7

* 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 (958.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02749

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3210.751 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.432]

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

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 = 0.00480

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 (958.00 - a/2) = 1434.541 kN.m

≥ Mu (= 1015.261 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.413]

* 전단에 대한 검토 (d = 958.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 958.00 = 622.239 kN

≥ Vu (= 451.712 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 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	1300.00	1220.00	80.00	875.48	587.84

* 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 (1220.00 - 84.439) / 84.439 = 0.04034

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2143.412 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.921]

1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 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 = 0.00338

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) = 71.773 mm

ΦMn = 0.85 x 4118.000 x 400 x (1220.00 - a/2) = 1657.901 kN.m

≥ Mu (= 875.475 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.894]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 587.842 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	1300.00	1220.00	80.00	1314.93	566.39

* 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 (1220.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03173

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3245.263 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.584]

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 = 0.00421

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 (1220.00 - a/2) = 2053.484 kN.m

≥ Mu (= 1314.930 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.562]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

≥ Vu (= 566.394 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 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	1037.0	937.0	100.0	952.9	381.8

* 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 (937.00 - 94.249) / 94.249 = 0.02683

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 3079.186 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.493]

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

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 = 0.00491

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 (937.00 - a/2) = 1401.723 kN.m

≥ Mu (= 952.874 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.471]

* 전단에 대한 검토 (d = 937.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 937.00 = 608.599 kN

≥ Vu (= 381.793 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 중간슬래브 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	1300.00	1220.00	80.00	864.52	1080.67

* 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 (1220.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03173

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 2116.171 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.429]

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 = 0.00421

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 (1220.00 - a/2) = 2053.484 kN.m

≥ Mu (= 864.519 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.375]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

< Vu (= 1080.670 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1080.670-792.413) x 150.00 / (400x1220.00xΦ) x 1000 = 118.138 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 x 1000 = 1292.224 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 / 1000 = 4226.204 kN ≥ 1292.224 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1056.551 + 1292.224) = 1761.581 kN ≥ 1080.670 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(중앙부)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	1300.00	1220.00	80.00	937.92	1136.67

* 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 (1220.00 - 94.249) / 94.249 = 0.03583

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2298.885 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 4596.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.999]

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 = 0.00377

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 (1220.00 - a/2) = 1843.989 kN.m

≥ Mu (= 937.919 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.966]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

< Vu (= 1136.673 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1136.673-792.413) x 150.00 / (400x1220.00xΦ) x 1000 = 141.090 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 x 1000 = 1292.224 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 / 1000 = 4226.204 kN ≥ 1292.224 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1056.551 + 1292.224) = 1761.581 kN ≥ 1136.673 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 중간슬래브 2경간(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	1466.67	1386.67	80.00	1985.48	1122.01

* 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 (1386.67 - 117.830) / 117.830 = 0.03231

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4329.050 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.327]

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 = 0.00414

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 (1386.67 - a/2) = 2611.396 kN.m

≥ Mu (= 1985.475 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.315]

* 전단에 대한 검토 (d = 1220.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1220.00 = 792.413 kN

< Vu (= 1122.009 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (1122.009-792.413) x 150.00 / (400x1220.00xΦ) x 1000 = 135.080 mm²

Av_use = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1220.00 / 150.00 x 1000 = 1292.224 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 1220.00 / 1000 = 4226.204 kN ≥ 1292.224 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1056.551 + 1292.224) = 1761.581 kN ≥ 1122.009 kN ∴ O.K

▣ 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	1666.667	100.000	1566.667	2111.515	1766.338	836.526

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 2055680.0 x 100.000 + 2298560.0 x 1586.667) / 42604240.0

= 838.593 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.000 mm, ab = k1 x cb = 799.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 18337.050 + 2166.680 - 2055.680 = 18448.050 kN

Mb = Cc x 428.574 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10997.924 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 596.156 mm, e = Mu/Pu = 836.526 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 596.291 mm, a = k1 x c = 506.848 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 506847.541 = 11632.151 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 11632.151 + 2166.680 - 2055.680 = 11743.151 kN

Mn = Cc x 585.169 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9823.562 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=836.535) | = 0.0090 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 596.291 mm, a = k1 x c = 506.848 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-596.29) / 596.29 = 0.00488

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.84 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0049-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.842

㉳ 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 33883.532 kN ≥ Pn = 11743.151 kN

ΦPn = 0.84 x 11743.151 = 9889.342 kN ≥ Pu = 2111.515 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.837 = 8272.695 kN.m ≥ Mu = 1766.338 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 1000.758 kN

< Vu (= 1150.574 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1150.574 - 1000.758) x 150.00 / (400.0 x 1400.00 x Φ) = 53.506 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1400.00 / 150.00 = 1482.880 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1400.00 = 4849.742 kN ≥ 1482.880 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1334.344 + 1482.880) = 2112.918 kN ≥ 1150.574 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 1층(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	1500.000	80.000	1420.000	2155.649	2581.615	1197.605

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5139.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0073) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 2055680.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 2298560.0 x 80.000 + 2055680.0 x 1400.000) / 38779240.0

= 744.744 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.000 mm, ab = k1 x cb = 724.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 1937.735 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 16620.390 + 1937.735 - 2298.560 = 16259.565 kN

Mb = Cc x 393.156 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9332.081 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 573.944 mm, e = Mu/Pu = 1197.605 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 293.195 mm, a = k1 x c = 249.216 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 249215.636 = 5719.499 kN

∑Csi = 1913.879 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 5719.499 + 1913.879 - 2298.560 = 5334.818 kN

Mn = Cc x 620.136 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6389.029 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1197.610) | = 0.0050 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 293.195 mm, a = k1 x c = 249.216 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-293.19) / 293.19 = 0.01153

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} = 30823.532 kN ≥ Pn = 5334.818 kN

ΦPn = 0.85 x 5334.818 = 4534.595 kN ≥ Pu = 2155.649 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.198 = 5430.652 kN.m ≥ Mu = 2581.615 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 1016.993 kN

< Vu (= 1300.971 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1300.971 - 1016.993) x 150.00 / (400.0 x 1420.00 x Φ) = 99.992 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 = 1504.064 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 = 4919.024 kN ≥ 1504.064 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1355.990 + 1504.064) = 2145.041 kN ≥ 1300.971 kN ∴ O.K

▣ 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	1666.667	100.000	1516.667	2329.225	3939.261	1691.232

㉯ 철근비 검토

As = 12707.200 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H32- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 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 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 5082880.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 5082880.0 x 150.000 + 1027840.0 x 1586.667) / 44360720.0

= 772.491 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 910.000 mm, ab = k1 x cb = 773.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 773500.000 = 17751.825 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pb = 17751.825 + 968.868 - 5082.880 = 13637.813 kN

Mb = Cc x 507.425 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12960.603 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 950.343 mm, e = Mu/Pu = 1691.232 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 543.946 mm, a = k1 x c = 462.354 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 462354.360 = 10611.033 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 5082.880 kN

Pn = 10611.033 + 968.868 - 5082.880 = 6497.020 kN

Mn = Cc x 541.314 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10987.972 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1691.233) | = 0.0000 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 543.946 mm, a = k1 x c = 462.354 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-543.95) / 543.95 = 0.00564

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} = 35208.094 kN ≥ Pn = 6497.020 kN

ΦPn = 0.85 x 6497.020 = 5522.467 kN ≥ Pu = 2329.225 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.691 = 9339.776 kN.m ≥ Mu = 3939.261 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1350.00 = 974.107 kN

< Vu (= 1599.587 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1599.587 - 974.107) x 150.00 / (400.0 x 1350.00 x Φ) = 231.659 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 = 1429.920 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1298.809 + 1429.920) = 2046.547 kN ≥ 1599.587 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	1666.667	100.000	1530.808	1369.630	2746.453	2005.252

㉯ 철근비 검토

As = 7166.000 ㎟ (인장중심 = 135.86 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA + H25- 4.0EA, d1 = 100.00 ㎜
2단 : H29- 4.0EA, d1 = 200.00 ㎜

Asf = 2569.600 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0058) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 2866400.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 2866400.0 x 135.858 + 1027840.0 x 1586.667) / 42144240.0
= 804.268 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 918.485 ㎜, ab = k1 x cb = 780.712 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 780712.308 = 17917.347 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pb = 17917.347 + 968.868 - 2866.400 = 16019.815 kN

Mb = Cc x 472.043 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11131.720 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 694.872 ㎜, e = Mu/Pu = 2005.252 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 264.580 ㎜, a = k1 x c = 224.893 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 224893.003 = 5161.294 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 2866.400 kN

Pn = 5161.294 + 968.868 - 2866.400 = 3263.762 kN

Mn = Cc x 691.821 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6544.695 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=2005.261) | = 0.0091 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 ㎜

c = 264.580 ㎜, a = k1 x c = 224.893 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-264.58) / 264.58 = 0.01476

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} = 33536.646 kN ≥ Pn = 3263.762 kN

ΦPn = 0.85 x 3263.762 = 2774.198 kN ≥ Pu = 1369.630 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 2.005 = 5562.965 kN.m ≥ Mu = 2746.453 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1364.14 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1364.14 = 943.824 kN
≥ Vu (= 870.088 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	1500.000	80.000	1420.000	1588.555	1751.924	1102.841

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4118.000 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0066) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1647200.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 2298560.0 x 80.000 + 1647200.0 x 1400.000) / 38370760.0

= 737.768 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.000 mm, ab = k1 x cb = 724.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 16620.390 + 1552.692 - 2298.560 = 15874.522 kN

Mb = Cc x 400.132 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9190.513 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 578.947 mm, e = Mu/Pu = 1102.841 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 351.731 mm, a = k1 x c = 298.971 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 298971.281 = 6861.391 kN

∑Csi = 1552.692 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 6861.391 + 1552.692 - 2298.560 = 6115.523 kN

Mn = Cc x 588.282 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6744.454 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1102.842)| = 0.0006 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 351.731 mm, a = k1 x c = 298.971 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-351.73) / 351.73 = 0.00911

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} = 30515.498 kN ≥ Pn = 6115.523 kN

ΦPn = 0.85 x 6115.523 = 5198.194 kN ≥ Pu = 1588.555 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.103 = 5732.783 kN.m ≥ Mu = 1751.924 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 992.086 kN

≥ Vu (= 828.245 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)
1,000	1,667	100	1,567	1588.555	101.784	64.1

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0065) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 2055680.0 x 100.000 + 2298560.0 x 1586.667) / 42604240.0

= 838.593 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.00 ㎜, ab = k1 x cb = 799.00 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 18337.050 + 2166.680 - 2055.680 = 18448.050 kN

Mb = Cc x 428.574 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10997.924 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 596.156 ㎜, e = Mu/Pu = 64.073 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1873.11 ㎜, a = k1 x c = 1592.14 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1592143.885 = 36539.702 kN

∑Csi = 2553.204 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 36539.702 + 2553.204 - 0.000 = 39092.906 kN

Mn = Cc x 42.521 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2504.687 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=64.070) | = 0.0030 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 ㎜

c = 1873.110 ㎜, a = k1 x c = 1592.144 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-1873.11) / 1873.11 = -0.00049

→ 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} = 33883.532 kN < Pn = 39092.906 kN

ΦPn = 0.78 x 33883.532 = 26542.100 kN ≥ Pu = 1588.555 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.064 = 1700.636 kN.m ≥ Mu = 101.784 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 ㎜)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 978.113 kN

≥ Vu (= 826.232 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	1666.667	100.000	1566.667	1332.202	2051.035	1539.583

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0069) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 2298560.0 x 100.000 + 2298560.0 x 1586.667) / 42847120.0

= 834.406 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.000 mm, ab = k1 x cb = 799.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 18337.050 + 2166.680 - 2298.560 = 18205.170 kN

Mb = Cc x 432.760 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 11253.534 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 618.150 mm, e = Mu/Pu = 1539.583 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 227.617 mm, a = k1 x c = 193.475 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 193474.539 = 4440.241 kN

∑Csi = 2104.157 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4440.241 + 2104.157 - 2298.560 = 4245.837 kN

Mn = Cc x 737.669 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 6536.850 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1539.590)| = 0.0078 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 227.617 mm, a = k1 x c = 193.475 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-227.62) / 227.62 = 0.01765

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} = 34066.688 kN ≥ Pn = 4245.837 kN

ΦPn = 0.85 x 4245.837 = 3608.962 kN ≥ Pu = 1332.202 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.540 = 5556.295 kN.m ≥ Mu = 2051.035 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 967.013 kN

< Vu (= 1149.428 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1149.428 - 967.013) x 150.00 / (400.0 x 1400.00 x Φ) = 65.148 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1400.00 / 150.00 = 1482.880 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1400.00 = 4849.742 kN ≥ 1482.880 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1289.350 + 1482.880) = 2079.173 kN ≥ 1149.428 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 우측벽체 1층(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	1500.000	80.000	1420.000	1422.461	2381.755	1674.390

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 5746.400 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 2298560.0 x 80.000 + 2298560.0 x 1400.000) / 39022120.0

= 748.822 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.000 mm, ab = k1 x cb = 724.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 16620.390 + 2166.680 - 2298.560 = 16488.510 kN

Mb = Cc x 389.078 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9414.851 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 570.995 mm, e = Mu/Pu = 1674.390 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 194.186 mm, a = k1 x c = 165.058 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 165058.380 = 3788.090 kN

∑Csi = 1540.428 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 3788.090 + 1540.428 - 2298.560 = 3029.958 kN

Mn = Cc x 666.293 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5073.323 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1674.387) | = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 194.186 mm, a = k1 x c = 165.058 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-194.19) / 194.19 = 0.01894

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} = 31006.688 kN ≥ Pn = 3029.958 kN

ΦPn = 0.85 x 3029.958 = 2575.464 kN ≥ Pu = 1422.461 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.674 = 4312.333 kN.m ≥ Mu = 2381.755 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 984.791 kN

< Vu (= 1356.761 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1356.761 - 984.791) x 150.00 / (400.0 x 1420.00 x Φ) = 130.975 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 = 1504.064 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 = 4919.024 kN ≥ 1504.064 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1313.055 + 1504.064) = 2112.839 kN ≥ 1356.761 kN ∴ O.K

▣ 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	1666.667	100.000	1516.667	1549.912	2970.233	1916.388

㉯ 철근비 검토

As = 10278.400 mm² (인장중심 = 150.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

2단 : H29- 8.0EA, d1 = 200.00 mm

Asf = 2569.600 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0077) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 4111360.0 N, Cs' = Asf x fy = 1027840.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 4111360.0 x 150.000 + 1027840.0 x 1586.667) / 43389200.0

= 786.429 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 910.000 mm, ab = k1 x cb = 773.500 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 773500.000 = 17751.825 kN, ∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pb = 17751.825 + 968.868 - 4111.360 = 14609.333 kN

Mb = Cc x 493.487 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 12152.214 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 831.812 mm, e = Mu/Pu = 1916.388 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 400.094 mm, a = k1 x c = 340.080 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 340079.894 = 7804.834 kN

∑Csi = 968.868 kN, ∑Tsi = 4111.360 kN

Pn = 7804.834 + 968.868 - 4111.360 = 4662.341 kN

Mn = Cc x 616.389 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 8934.886 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=1916.395)| = 0.0066 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 400.094 mm, a = k1 x c = 340.080 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-400.09) / 400.09 = 0.00875

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} = 34475.471 kN ≥ Pn = 4662.341 kN

ΦPn = 0.85 x 4662.341 = 3962.990 kN ≥ Pu = 1549.912 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.916 = 7594.627 kN.m ≥ Mu = 2970.233 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1350.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1350.00 = 941.567 kN

< Vu (= 1512.240 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1512.240 - 941.567) x 150.00 / (400.0 x 1350.00 x Φ) = 211.360 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 1350.00 / 150.00 = 1429.920 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1350.00 = 4676.537 kN ≥ 1429.920 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1255.423 + 1429.920) = 2014.007 kN ≥ 1512.240 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	1666.667	100.000	1566.667	723.834	969.348	1339.186

㉯ 철근비 검토

As = 3096.800 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H22- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2026.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0031) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 1238720.0 N, Cs' = Asf x fy = 810720.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 1238720.0 x 100.000 + 810720.0 x 1586.667) / 40299440.0

= 825.947 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.000 mm, ab = k1 x cb = 799.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 764.205 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pb = 18337.050 + 764.205 - 1238.720 = 17862.535 kN

Mb = Cc x 441.219 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9571.252 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 535.828 mm, e = Mu/Pu = 1339.186 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 192.144 mm, a = k1 x c = 163.322 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 163322.127 = 3748.243 kN

∑Csi = 663.244 kN, ∑Tsi = 1238.720 kN

Pn = 3748.243 + 663.244 - 1238.720 = 3172.767 kN

Mn = Cc x 744.286 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4248.923 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1339.185) | = 0.0008 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 192.144 mm, a = k1 x c = 163.322 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-192.14) / 192.14 = 0.02146

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} = 32145.483 kN ≥ Pn = 3172.767 kN

ΦPn = 0.85 x 3172.767 = 2696.852 kN ≥ Pu = 723.834 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.339 = 3611.586 kN.m ≥ Mu = 969.348 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 940.670 kN

≥ Vu (= 653.277 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	1500.000	80.000	1420.000	1030.740	1392.742	1351.206

㉯ 철근비 검토

As = 5746.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 4725.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0070) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1500.0 x 1000.0 = 34425000.0 N

Cs = As x fy = 2298560.0 N, Cs' = Asf x fy = 1890080.0 N

Xp = (34425000.0 x 750.00 + 2298560.0 x 80.000 + 1890080.0 x 1400.000) / 38613640.0

= 741.933 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.000 mm, ab = k1 x cb = 724.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 1781.637 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pb = 16620.390 + 1781.637 - 2298.560 = 16103.467 kN

Mb = Cc x 395.967 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9275.050 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 575.966 mm, e = Mu/Pu = 1351.206 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 255.974 mm, a = k1 x c = 217.578 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 217578.068 = 4993.417 kN

∑Csi = 1619.096 kN, ∑Tsi = 2298.560 kN

Pn = 4993.417 + 1619.096 - 2298.560 = 4313.953 kN

Mn = Cc x 633.144 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5829.080 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1351.216) | = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 255.974 mm, a = k1 x c = 217.578 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-255.97) / 255.97 = 0.01364

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} = 30698.653 kN ≥ Pn = 4313.953 kN

ΦPn = 0.85 x 4313.953 = 3666.860 kN ≥ Pu = 1030.740 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.351 = 4954.683 kN.m ≥ Mu = 1392.742 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 967.587 kN

≥ Vu (= 536.845 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	1666.667	100.000	1566.667	1049.871	355.413	338.530

㉯ 철근비 검토

As = 4725.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 5746.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H32- 4.0EA + H29- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0063) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1666.7 x 1000.0 = 38250000.0 N

Cs = As x fy = 1890080.0 N, Cs' = Asf x fy = 2298560.0 N

Xp = (38250000.0 x 833.33 + 1890080.0 x 100.000 + 2298560.0 x 1586.667) / 42438640.0

= 841.475 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 940.000 mm, ab = k1 x cb = 799.000 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 799000.000 = 18337.050 kN, ∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 1890.080 kN

Pb = 18337.050 + 2166.680 - 1890.080 = 18613.650 kN

Mb = Cc x 425.692 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 10821.968 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 581.400 mm, e = Mu/Pu = 338.530 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1289.190 mm, a = k1 x c = 1095.812 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 1095811.749 = 25148.880 kN

∑Csi = 2166.680 kN, ∑Tsi = 610.212 kN

Pn = 25148.880 + 2166.680 - 610.212 = 26705.348 kN

Mn = Cc x 293.569 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 9040.474 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=338.527) | = 0.0033 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1666.67 - 100.00 = 1566.667 mm

c = 1289.190 mm, a = k1 x c = 1095.812 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1566.67-1289.19) / 1289.19 = 0.00065

→ 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} = 33758.653 kN ≥ Pn = 26705.348 kN

ΦPn = 0.78 x 26705.348 = 20919.189 kN ≥ Pu = 1049.871 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.339 = 7081.774 kN.m ≥ Mu = 355.413 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1400.00 = 954.787 kN

≥ Vu (= 385.175 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 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 상부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

5) 상부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

6) 상부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

7) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

8) 하부슬래브 : 1경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 26.7EA = 5296.662 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 5296.7 ㎟ ∴ O.K

9) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

10) 하부슬래브 : 2경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

11) 하부슬래브 : 2경간(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

12) 하부슬래브 : 2경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

13) 중간슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

14) 중간슬래브 : 1경간(좌측)-배수구단면

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 1058 × 0.0020 = 2116.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

15) 중간슬래브 : 1경간(중앙부)

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

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

16) 중간슬래브 : 1경간(우측)

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

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

17) 중간슬래브 : 1경간(우측)-배수구단면

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

= 1000 × 1037 × 0.0020 = 2074.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

18) 중간슬래브 : 2경간(좌측)

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

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

19) 중간슬래브 : 2경간(중앙부)

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

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

20) 중간슬래브 : 2경간(우측)

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

= 1000 × 1300 × 0.0020 = 2600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

21) 좌측벽체 : 1층(상부)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

22) 좌측벽체 : 1층(중앙부)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 14.4EA = 2851.896 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 2851.9 ㎟ ∴ O.K

23) 좌측벽체 : 1층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 26.7EA = 5296.662 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 5296.7 ㎟ ∴ O.K

24) 좌측벽체 : 2층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 26.7EA = 5296.662 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 5296.7 ㎟ ∴ O.K

25) 좌측벽체 : 2층(중앙부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 14.4EA = 2851.896 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 2851.9 ㎟ ∴ O.K

26) 좌측벽체 : 2층(하부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

27) 우측벽체 : 1층(상부)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1200 x 1000 = 1800.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

28) 우측벽체 : 1층(중앙부)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 14.4EA = 2851.896 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 2851.9 ㎟ ∴ O.K

29) 우측벽체 : 1층(하부)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 20EA = 3972.000 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 3972.0 ㎟ ∴ O.K

30) 우측벽체 : 2층(상부)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

31) 우측벽체 : 2층(중앙부)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 14.4EA = 2851.896 ㎟ ≥ 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 ㎟ ≤ 2851.9 ㎟ ∴ O.K

32) 우측벽체 : 2층(하부)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 13.3EA = 2647.338 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

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

∴ 1800.0 ㎟ ≤ 2647.3 ㎟ ∴ O.K

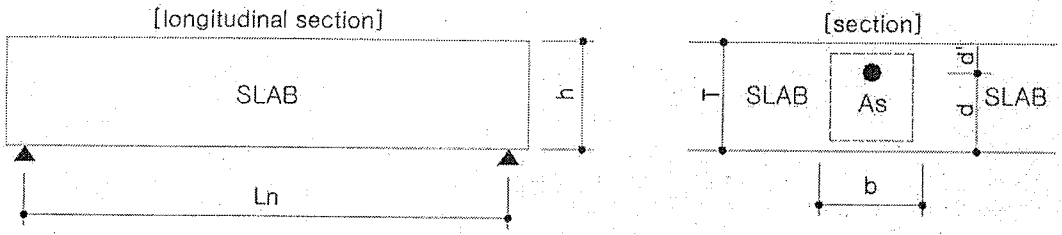
17. 거더,기둥검토,내측벽체 검토

17.1 거더 검토

(1) 거더 : JOINT 11

- 하부거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간	: L =	3275.0	mm
- 거더의 순 지간	: Ln =	1700.0	mm
- 단면 폭	: b =	1100.0	mm
- 단면 높이	: h =	1500.0	mm
- 유효높이	: d =	1365.0	mm
- 슬래브 두께	: T =	1500.0	mm

- Ln / d = 1.25 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 2671.371 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 2671.37 \times 1.70^2 / 10 = 772.026$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 2671.37 \times 1.70^2 / 14 = 551.447$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 2671.37 \times 1.70 \times 1.15 / 2 = 2611.265$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 255.00 mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$

$= 2611.265 - 0.255 \times 2671.371 = 1930.066$ kN

4) 단면검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1100.00	1500.00	1365.00	135.00	772.03	1930.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2578.500 x 400.00 = 1031400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1100.000 = 25245.000 x a

T = C 이므로, a = 40.856 mm, c = 40.856 / β1 = 40.856 / 0.85 = 48.065 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1365.00 - 48.065) / 48.065 = 0.08220

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1679.870 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2578.5 mm² (철근도심 : 135.0 mm), [사용률 = 1.535]

1단 : H19 - 9.0 EA (= 2578.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00172

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) = 40.856 mm

ΦMn = 0.85 x 2578.500 x 400 x (1365.00 - a/2) = 1178.773 kN.m

≥ Mu (= 772.026 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.527]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 하부거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1100.00	1700.00	1365.00	1930.07	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$\Phi Max\ Vn = \Phi \times 5 \times \sqrt{fck} / 6 \times b \times d$

$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 1100.00 \times 1365.00$

$= 4876.264\ kN \geq Vu(= 1930.066\ kN)$ ∴ O.K

* 콘크리트의 전단강도

$\Phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$

$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1100.00 \times 1365.00 = 975.253\ kN$

$< Vu\ (= 1930.066\ kN)$, 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

$s = 200.00\ mm \leq d/5$ 또는 $300\ mm$ ∴ O.K

$Av = H19 - 2.0\ EA\ (=573.000\ mm^2) \geq 0.0025 \times b \times s\ (=550.000\ mm^2)$ ∴ O.K

ⓑ 수평 전단철근

$sh = 150.00\ mm \leq d/5$ 또는 $300\ mm$ ∴ O.K

$Avh = H19 - 2.0\ EA\ (=573.000\ mm^2) \geq 0.0015 \times b \times sh\ (=247.500\ mm^2)$ ∴ O.K

→ $Vs = [Av/s \times (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \times (11-Ln/d)/12\ ] \times fy \times d = 1988.151\ kN$

* 설계 전단강도

$\Phi Vn = \Phi \times (Ss + Sc) = 0.75 \times (1988.151 + 1300.337)$

$= 2466.366\ kN \geq Vu(= 1930.066\ kN)$ ∴ O.K

6) 단면검토 : 하부거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1100.00	1500.00	1420.00	80.00	551.45	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2578.500 x 400.00 = 1031400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1100.000 = 25245.000 x a

T = C 이므로, a = 40.856 mm, c = 40.856 / β1 = 40.856 / 0.85 = 48.065 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1420.00 - 48.065) / 48.065 = 0.08563

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 1149.559 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2578.5 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.243]

1단 : H19 - 9.0 EA (= 2578.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00165

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) = 40.856 mm

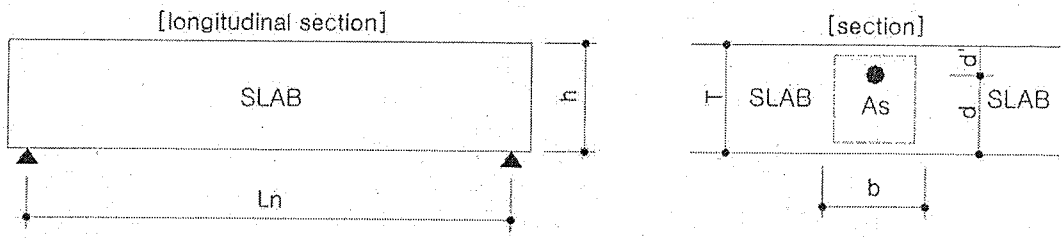
ΦMn = 0.85 x 2578.500 x 400 x (1420.00 - a/2) = 1226.991 kN.m

≥ Mu (= 551.447 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.225]

(2) 거더 : JOINT 55

- 중간거더의 단면력 산정

1) Input Data



- 거더의 지간 : L = 3275.0 mm
- 거더의 순 지간 : Ln = 1700.0 mm
- 단면 폭 : b = 1100.0 mm
- 단면 높이 : h = 1300.0 mm
- 유효높이 : d = 1170.0 mm
- 슬래브 두께 : T = 1500.0 mm

- Ln / d = 1.45 < 4 ∴ 따라서 Deep Beam으로 계산

2) 하중계산

- W = 2050.359 kN/m

3) 단면력 산정

① 극한 모멘트 (지점부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 10 = 2050.36 \times 1.70^2 / 10 = 592.554$ kN.m

② 극한 모멘트 (중앙부)

- $Mu = W \times Ln^2 / 14 = 2050.36 \times 1.70^2 / 14 = 423.253$ kN.m

③ 극한 전단력 (위험단면)

- $Vu = W \times Ln \times 1.15 / 2 = 2050.36 \times 1.70 \times 1.15 / 2 = 2004.226$ kN.m

※ Deep Beam 에서 전단에 대한 위험단면 : 등분포 하중의 경우 0.15Ln

0.15 × Ln = 255.00 mm

- $Vu' = Vu - 0.15Ln \times W$

$= 2004.226 - 0.255 \times 2050.359 = 1481.384$ kN

4) 단면검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1100.00	1300.00	1170.00	130.00	592.55	1481.38

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2578.500 x 400.00 = 1031400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1100.000 = 25245.000 x a

T = C 이므로, a = 40.856 mm, c = 40.856 / β1 = 40.856 / 0.85 = 48.065 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1170.00 - 48.065) / 48.065 = 0.07003

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1504.912 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2578.5 mm² (철근도심 : 130.0 mm), [사용률 = 1.713]

1단 : H19 - 9.0 EA (= 2578.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00200

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) = 40.856 mm

ΦMn = 0.85 x 2578.500 x 400 x (1170.00 - a/2) = 1007.818 kN.m

≥ Mu (= 592.554 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.701]

5) 깊은보에 대한 전단검토 : 중간거더 지점부

* 단면제원 및 설계가정

B(mm)	Ln(mm)	d(mm)	Vu(kN)	fck(MPa)	fy(MPa)
1100.00	1700.00	1170.00	1481.38	27.00	400.00

* 최대전단강도 검토

$\Phi Max\ Vn = \Phi \times 5 \times \sqrt{fck} / 6 \times b \times d$

$= 0.75 \times 5 \times \sqrt{27} / 6 \times 1100.00 \times 1170.00$

$= 4179.655\ kN \geq Vu(= 1481.384\ kN) \quad \therefore O.K$

* 콘크리트의 전단강도

$\Phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$

$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{27} \times 1100.00 \times 1170.00 = 835.931\ kN$

$< Vu\ (= 1481.384\ kN)$, 전단보강 필요.

* 전단철근의 전단강도

ⓐ 수직 전단철근

$s = 200.00\ mm \leq d/5$ 또는 $300\ mm \quad \therefore O.K$

$Av = H19 - 2.0\ EA\ (=573.000\ mm^2) \geq 0.0025 \times b \times s\ (=550.000\ mm^2) \quad \therefore O.K$

ⓑ 수평 전단철근

$sh = 150.00\ mm \leq d/5$ 또는 $300\ mm \quad \therefore O.K$

$Avh = H19 - 2.0\ EA\ (=573.000\ mm^2) \geq 0.0015 \times b \times sh\ (=247.500\ mm^2) \quad \therefore O.K$

$\rightarrow Vs = [Av/s \times (1+Ln/d)/12 + Avh/sh \times (11-Ln/d)/12\ ] \times fy \times d = 1696.398\ kN$

* 설계 전단강도

$\Phi Vn = \Phi \times (Ss + Sc) = 0.75 \times (1696.398 + 1114.575)$

$= 2108.230\ kN \geq Vu(= 1481.384\ kN) \quad \therefore O.K$

6) 단면검토 : 중간거더 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1100.00	1300.00	1220.00	80.00	423.25	0.00

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As x fy = 2578.500 x 400.00 = 1031400.000

C = 0.85 x fck x a x b = 0.85 x 27.00 x a x 1100.000 = 25245.000 x a

T = C 이므로, a = 40.856 mm, c = 40.856 / β1 = 40.856 / 0.85 = 48.065 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt - c) / c = 0.00300 x (1220.00 - 48.065) / 48.065 = 0.07315

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 1027.230 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 2578.5 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 2.510]

1단 : H19 - 9.0 EA (= 2578.5 mm²)

* 철근비 검토

ρmin : 1.4 / fy = 0.00350

0.25 √fck / fy = 0.00325 , ρmin = 0.00350 적용

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

ρuse = As / bd = 0.00192

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) = 40.856 mm

ΦMn = 0.85 x 2578.500 x 400 x (1220.00 - a/2) = 1051.653 kN.m

≥ Mu (= 423.253 kN.m) ∴ O.K [안전률 2.485]

17.2 기둥 검토

(단위 : kN,m)

부재	폭	두께	높이	CTC	축력	모멘트	축력×CTC	모멘트×CTC	해석모델	조합
P1(1층)	1.10	1.10	4.34	3.275	2373.49	258.83	7773.18	847.66	상시(ULT)	28
					832.96	519.31	2727.96	1700.75	지진(붕괴)	2
W1(2층)	1.00	1.50	3.74	-	2055.95	1741.35	2055.95	1741.35	상시	3
					794.70	1152.35	794.70	1152.35	지진(붕괴)	1

* 벽체와 기둥의 판별 (W1)

0.4Agfck = 0.4 × 1000 × 1500 × 27

= 16200000 N = 16200.00 kN ≥ 2055.95 kN

∴ 벽체로 검토한다

(1) 1층 기둥 1

1) 축력최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1100.000	1100.000	80.000	1020.000	7773.180	847.660	109.049

* 철근비 검토

Ag = 1210000.00 mm² , Ast = 12387.20 mm² , Puse = 0.01024

- 1단 : H22 - 32EA (As=12387.200 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.000 mm, ab = k1 x cb = 520.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520.200 x 1100.000 = 13132.449 kN

∑Csi = 1978.713 kN, ∑Tsi = 1787.491 kN

Pb = 13132.449 + 1978.713 - 1787.491 = 13323.671 kN

Mb = Cc x 289.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5358.617 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 402.188 mm, e = Mu/Pu = 109.049 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1077.843 mm, a = k1 x c = 916.167 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 916.167 x 1100.000 = 23128.635 kN

∑Csi = 2805.001 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 23128.635 + 2805.001 - 0.000 = 25933.636 kN

Mn = Cc x 550.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2828.114 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=109.052)| = 0.0026 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 1077.843 mm, a = k1 x c = 916.167 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-1077.84) / 1077.84 = -0.00016

εt ≤ εy 이므로 압축지배단면이며, Φ = 0.65 를 적용한다.

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25952.075 kN ≥ Pn = 25933.636 kN

ΦPn = 0.65 x 25933.636 = 16856.863 kN ≥ Pu = 7773.180 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.109 = 1838.230 kN.m ≥ Mu = 847.660 kN.m ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1100.000	1100.000	80.000	1020.000	2727.960	1700.748	623.450

* 철근비 검토

Ag = 1210000.00 mm² , Ast = 12387.20 mm² , Puse = 0.01024

- 1단 : H22 - 32EA (As=12387.200 mm²), d1 = 80.000 mm

ρmin (= 0.0100) ≤ ρuse (= 0.0102) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 612.000 mm, ab = k1 x cb = 520.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 520.200 x 1100.000 = 13132.449 kN

∑Csi = 1978.713 kN, ∑Tsi = 1787.491 kN

Pb = 13132.449 + 1978.713 - 1787.491 = 13323.671 kN

Mb = Cc x 289.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 5358.617 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 402.188 mm, e = Mu/Pu = 623.450 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 405.480 mm, a = k1 x c = 344.658 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 344.658 x 1100.000 = 8700.895 kN

∑Csi = 1619.986 kN, ∑Tsi = 2509.608 kN

Pn = 8700.895 + 1619.986 - 2509.608 = 7811.274 kN

Mn = Cc x 550.000 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4869.920 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=623.448) | = 0.0027 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1100.00 - 80.00 = 1020.000 mm

c = 405.480 mm, a = k1 x c = 344.658 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1020.00-405.48) / 405.48 = 0.00455

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.82 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0045-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.820

* 축방향력 및 휨에대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 25952.075 kN ≥ Pn = 7811.274 kN

ΦPn = 0.82 x 7811.274 = 6403.478 kN ≥ Pu = 2727.960 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.623 = 3992.251 kN.m ≥ Mu = 1700.748 kN.m ∴ O.K

3) 전단 검토

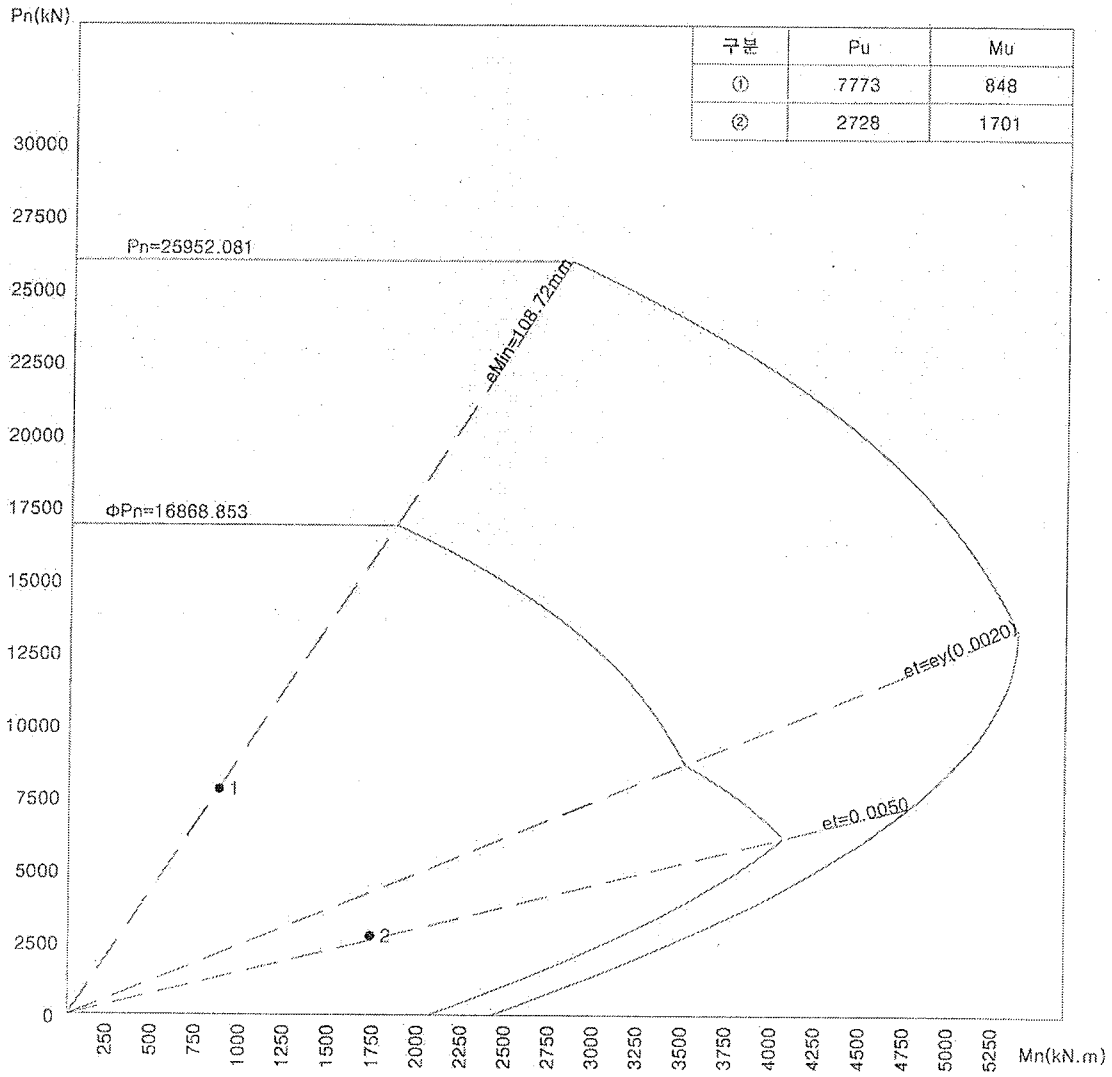
① 기둥에 발생하는 최대전단력
- V = 1976.470 kN

② 공칭전단력 Vn = Vc + Vs (Φ = 0.75)
- Vn = Vmax/Φ = 2635.293 kN

③ 압축부재에 의한 콘크리트 전단 Vc 및 필요철근 전단 Vs
- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 d
  h = 1100.000 mm, d' = 80.000 mm
  Zs = Σ(인장철근들의 면적 x 거리) / Σ(면적)
  = 331.765 mm
  d = h/2 + Zs
  = 1100.000/2 + 331.765
  = 881.765 mm
- 압축부재의 콘크리트 전단력 Vc
  Vc = 1/6 x √(fck) x b x d
  = 1/6 x √(27.0) x 1100.000 x 881.765
  = 839.994 kN
- 필요철근 전단력 Vs
  Vc/2 = 419.997 ≤ Vn > Vc = 839.994 ∴ 전단 철근 필요
  Vs = 1795.300 kN

④ 필요철근량 계산 Av
Av = Vs x s / (fy x d) = 763.511 mm² ∵ Vs = Av x fy x d / s ; 전단 철근 필요시
띠철근의 수직 간격 S = 150.00 mm d = 881.765 mm fy = 40.00 MPa
사용철근량 : H22 x 2EA = 774.200 mm²
AvUse = 774.200 mm² ≥ 763.511 mm² ∴ O.K

4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	7773	848
②	2728	1701

(3) 2층 벽체 1

1) 축력최대

*설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1500.000	80.000	1420.000	2055.954	1741.347	846.978

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0031) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.000 mm, ab = k1 x cb = 724.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 16620.390 + 864.199 - 916.800 = 16567.789 kN

Mb = Cc x 387.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7640.318 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.155 mm, e = Mu/Pu = 846.978 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 288.800 mm, a = k1 x c = 245.480 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 245480.366 = 5633.774 kN

∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 5633.774 + 864.199 - 916.800 = 5581.173 kN

Mn = Cc x 627.260 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 4727.109 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=846.974) | = 0.0034 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 288.800 mm, a = k1 x c = 245.480 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-288.80) / 288.80 = 0.01175

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} = 28922.718 kN ≥ Pn = 5581.173 kN

ΦPn = 0.85 x 5581.173 = 4743.997 kN ≥ Pu = 2055.954 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.847 = 4018.059 kN.m ≥ Mu = 1741.347 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 1012.614 kN

< Vu (= 1420.374 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1420.374 - 1012.614) x 150.00 / (400.0 x 1420.00 x Φ) = 143.577 mm²

Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 = 959.541 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 = 4919.024 kN ≥ 959.541 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1350.152 + 959.541) = 1732.270 kN ≥ 1420.374 kN ∴ O.K

2) 모멘트최대

* 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1000.000	1500.000	80.000	1420.000	794.702	1152.350	1450.040

* 철근비 검토

As = 2292.000 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 2292.000 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H19- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0031) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

* 평형하중 산정

cb = 600 / (600 + fy) x d = 852.000 mm, ab = k1 x cb = 724.200 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 724200.000 = 16620.390 kN, ∑Csi = 864.199 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pb = 16620.390 + 864.199 - 916.800 = 16567.789 kN

Mb = Cc x 387.900 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 7640.318 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 461.155 mm, e = Mu/Pu = 1450.040 mm)

* 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 114.010 mm, a = k1 x c = 96.908 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 96908.399 = 2224.048 kN

∑Csi = 357.630 kN, ∑Tsi = 916.800 kN

Pn = 2224.048 + 357.630 - 916.800 = 1664.877 kN

Mn = Cc x 701.546 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2414.139 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1450.040) | = 0.0001 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

* 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1500.00 - 80.00 = 1420.000 mm

c = 114.010 mm, a = k1 x c = 96.908 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (1420.00-114.01) / 114.01 = 0.03437

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} = 28922.718 kN ≥ Pn = 1664.877 kN

ΦPn = 0.85 x 1664.877 = 1415.146 kN ≥ Pu = 794.702 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.450 = 2052.018 kN.m ≥ Mu = 1152.350 kN.m ∴ O.K

* 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 1420.00 = 957.220 kN

< Vu (= 1420.374 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (1420.374 - 957.220) x 150.00 / (400.0 x 1420.00 x Φ) = 163.082 mm²

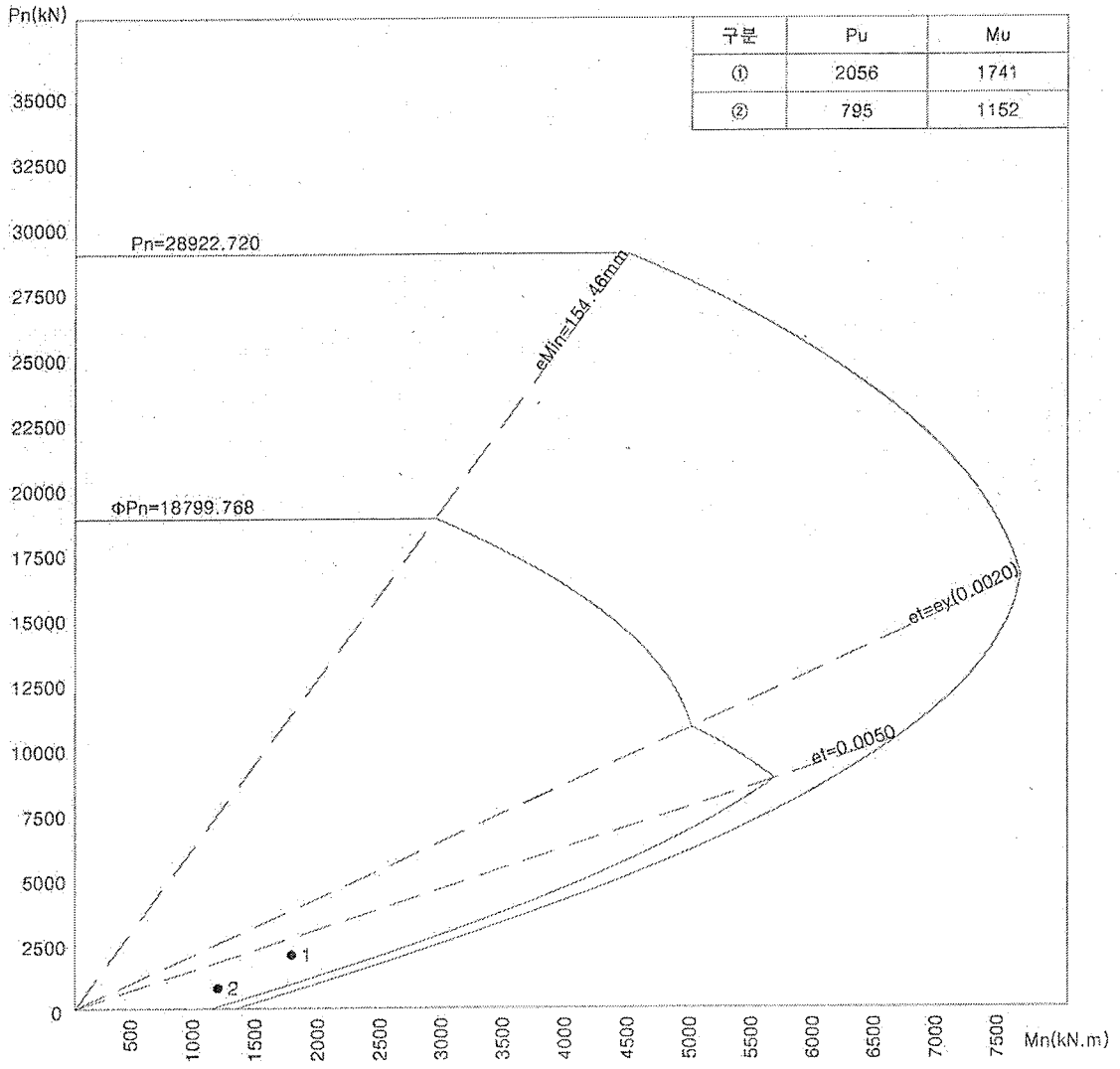
Use Av = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 1420.00 / 150.00 = 959.541 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 1420.00 = 4919.024 kN ≥ 959.541 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (1276.294 + 959.541) = 1676.876 kN ≥ 1420.374 kN ∴ O.K

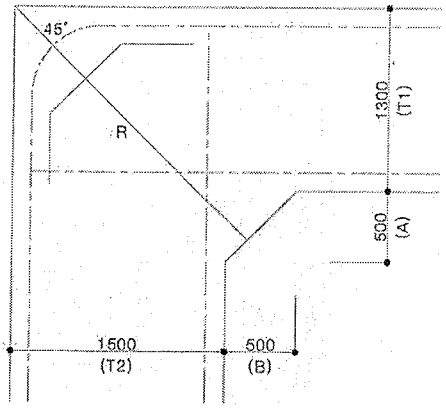
4) PM 상관도



구분	Pu	Mu
①	2056	1741
②	795	1152

18. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 1895.918 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 1895.918 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H25 @250 - 4EA = 2026.800 mm²

∴ Total Asb = 2026.800 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 1895.92 \times 10^6}{2333.452^2 \times 1000} = 1.741 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 1895.92 \times 10^6}{2333.452 \times 180} = 9027.721 \text{ mm}^2$$

Asb = 2026.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 9027.721 mm² - 2026.800 mm²

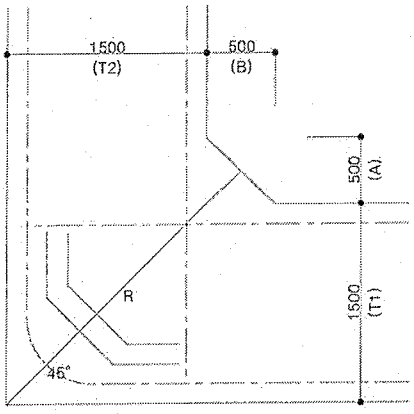
= 7000.921 mm²

- 사용보강철근

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

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 7000.921 mm²) ----------> O.K !!!

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 3031.455 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 3031.455 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2474.874 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm²

∴ Total Asb = 6353.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 3031.45 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 2.475 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 3031.45 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 13609.920 \text{ mm}^2$$

Asb = 6353.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 13609.920 mm² - 6353.600 mm²

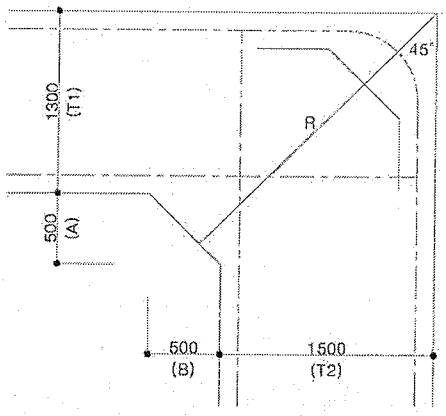
= 7256.320 mm²

- 사용보강철근

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

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 7256.320 mm²) ----------> O.K !!!

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 647.125 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 647.125 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 2333.452 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

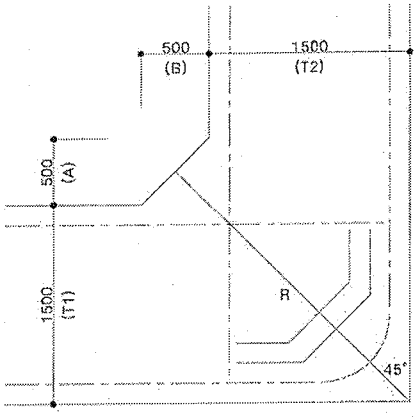
∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 647.12 \times 10^6}{2333.452^2 \times 1000} = 0.594 \text{ MPa} < 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요없음 !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 2464.425 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 2464.425 kN.m

$$R = \frac{(T1\times B + T2\times A + A\times B)}{(A + B)}\sqrt{2}$$

$$= 2474.874 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 5139.200 mm²

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 2464.43 \times 10^6}{2474.874^2 \times 1000} = 2.012 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 2464.43 \times 10^6}{2474.874 \times 180} = 11064.201 \text{ mm}^2$$

Asb = 5139.200 mm²

Req'd As = As - Asb

= 11064.201 mm² - 5139.200 mm²

= 5925.001 mm²

- 사용보강철근

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

∴ Total As = 8107.200 mm² > Req'd As (= 5925.001 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0018096 + √(2 x 0.0127 + (0.0127)²) = 0.147

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.147 /3 = 0.951

fs = Mo / (As x d x j) = 278368224.000 / (2569.600 x 1420.000 x 0.951)

= 80.221 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 80.221 x 2569.600 = 206134.774 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0014273 + √(2 x 0.0100 + (0.0100)²) = 0.132

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.132 /3 = 0.956

fs = Mo / (As x d x j) = 278368224.000 / (2026.800 x 1420.000 x 0.956)

= 101.163 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 101.163 x 2026.80 = 205036.497 N

- 보강철근량 산정

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

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(206134.774² + 205036.497²) / 180.0

As = 1615.239 ㎟

사용철근량 : H25 @ 500, 2EA = 2026.800 ㎟ ∴ 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	1	1331	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	214.733	O.K	1.72
		중앙부	2	1220	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	303.380	O.K	2.43
		우측	3	1367	H29 - 8.0EA	125	157.538	O.K	1.26
	2경간	좌측	4	1367	H29 - 8.0EA	125	1062.516	O.K	8.50
		중앙부	5	1220	H19 - 8.0EA	125	532061.968	O.K	4256.50
		우측	6	1367	H22 - 8.0EA	125	302.393	O.K	2.42
하부슬래브	1경간	좌측	7	1517	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	242.456	O.K	1.94
		중앙부	8	1389	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	250.156	O.K	2.00
		우측	9	1367	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	153.253	O.K	1.23
	2경간	좌측	10	1367	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	370.836	O.K	2.97
		중앙부	11	1420	H29 - 4.0EA + H32 - 4.0EA	125	926.328	O.K	7.41
		우측	12	1517	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	240.517	O.K	1.92
중간슬래브	1경간	좌측	13	1353	H29 - 8.0EA + H29 - 4.0EA	125	477.307	O.K	3.82
		좌측(배수 구단면)	13	1058	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	287.600	O.K	2.30
		중앙부	14	1220	H29 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	452.451	O.K	3.62
		우측	15	1220	H29 - 8.0EA	125	397.256	O.K	3.18
		우측(배수 구단면)	15	1037	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	329.300	O.K	2.63
	2경간	좌측	16	1220	H29 - 8.0EA	125	1768.405	O.K	14.15
		중앙부	17	1220	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA	125	494.038	O.K	3.95
		우측	18	1387	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	824.372	O.K	6.60

좌측벽체	1층	1층(상부)	19	1567	H29 - 8.0EA	125	359.942	O.K	2.88
		1층(중앙부)	20	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	162.536	O.K	1.30
		1층(하부)	21	1517	H32 - 8.0EA + H32 - 8.0EA	125	269.700	O.K	2.16
	2층	2층(상부)	22	1531	H29 - 4.0EA + H25 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	207.675	O.K	1.66
		2층(중앙부)	23	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	268.174	O.K	2.15
		2층(하부)	24	1567	H29 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	1층(상부)	25	1567	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	741.470	O.K	5.93
		1층(중앙부)	26	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	185.267	O.K	1.48
		1층(하부)	27	1517	H29 - 8.0EA + H29 - 8.0EA	125	310.105	O.K	2.48
	2층	2층(상부)	28	1567	H22 - 8.0EA	125	337.779	O.K	2.70
		2층(중앙부)	29	1420	H32 - 4.0EA + H29 - 4.0EA	125	398.353	O.K	3.19
		2층(하부)	30	1567	H32 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	3765.734	O.K	30.13

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1612.814 x 1000000 / [7166.000 x (1330.808 - 318.658/3)]
= 183.788 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1330.8/(7x7166.000)]
= 318.658 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 135.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 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 / 183.79) - 2.5 x 85.50 = 214.73 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.79) = 342.79 mm
Sa는 작은 값인 214.73 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 214.73 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 880.810 x 1000000 / [4596.400 x (1220.000 - 249.857/3)]
= 168.583 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x4596.400)]
= 249.857 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 / 168.58) - 2.5 x 65.50 = 303.38 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 168.58) = 373.70 mm
Sa는 작은 값인 303.38 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 303.38 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1388.084 x 1000000 / [5139.200 x (1366.667 - 279.659/3)]
= 212.099 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x5139.200)]
= 279.659 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 / 212.10) - 2.5 x 85.50 = 157.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.10) = 297.03 mm

Sa는 작은 값인 157.54 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 157.54 mm) ∴ O.K

4) 상부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 388.045 x 1000000 / [5139.200 x (1366.667 - 279.659/3)]
= 59.293 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x5139.200)]
= 279.659 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 / 59.29) - 2.5 x 85.50 = 1114.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 59.29) = 1062.52 mm

Sa는 작은 값인 1062.52 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1062.52 mm) ∴ O.K

5) 상부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 0.315 x 1000000 / [2292.000 x (1220.000 - 182.462/3)]
= 0.118 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2292.000/1000.0 + 7x2292.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x2292.000)]
= 182.462 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 / 0.12) - 2.5 x 70.50 = 664901.21 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 0.12) = 532061.97 mm
Sa는 작은 값인 532061.97 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 532061.97 mm) ∴ O.K

6) 상부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 600.483 x 1000000 / [3096.800 x (1366.667 - 222.703/3)]
= 150.031 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x3096.800)]
= 222.703 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 / 150.03) - 2.5 x 89.00 = 302.39 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 150.03) = 419.91 mm
Sa는 작은 값인 302.39 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 302.39 mm) ∴ O.K

7) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 3031.455 x 1000000 / [12707.200 x (1516.667 - 438.049/3)]
= 174.050 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1516.7/(7x12707.200)]
= 438.049 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 174.05) - 2.5 x 84.00 = 242.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 174.05) = 361.96 mm
Sa는 작은 값인 242.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 242.46 mm) ∴ O.K

8) 하부슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2032.656 x 1000000 / [8316.000 x (1389.101 - 348.129/3)]
= 192.000 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x8316.000/1000.0 + 7x8316.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1389.1/(7x8316.000)]
= 348.129 mm

사용철근량 = 8316.0 mm² (철근도심 : 110.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 4.0 EA (= 5746.4 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 32/2 = 64.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 192.00) - 2.5 x 64.00 = 250.16 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 192.00) = 328.12 mm
Sa는 작은 값인 250.16 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 250.16 mm) ∴ O.K

9) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2076.551 x 1000000 / [7708.800 x (1366.667 - 333.862/3)]
= 214.576 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x7708.800)]
= 333.862 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 / 214.58) - 2.5 x 85.50 = 153.25 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 214.58) = 293.60 mm
Sa는 작은 값인 153.25 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 153.25 mm) ∴ O.K

10) 하부슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1303.658 x 1000000 / [7708.800 x (1366.667 - 333.862/3)]
= 134.711 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1366.7/(7x7708.800)]
= 333.862 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 / 134.71) - 2.5 x 85.50 = 370.84 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 134.71) = 467.67 mm
Sa는 작은 값인 370.84 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 370.84 mm) ∴ O.K

11) 하부슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 515.856 x 1000000 / [5746.400 x (1420.000 - 300.152/3)]
= 68.010 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x5746.400)]
= 300.152 mm

사용철근량 = 5746.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H32 - 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 / 68.01) - 2.5 x 64.00 = 997.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 68.01) = 926.33 mm
Sa는 작은 값인 926.33 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 926.33 mm) ∴ O.K

12) 하부슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2464.425 x 1000000 / [10278.400 x (1516.667 - 400.726/3)]
= 173.356 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1516.7/(7x10278.400)]
= 400.726 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 173.36) - 2.5 x 85.50 = 240.52 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 173.36) = 363.41 mm
Sa는 작은 값인 240.52 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 240.52 mm) ∴ O.K

13) 중간슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1176.780 x 1000000 / [7708.800 x (1353.333 - 332.002/3)]
= 122.844 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7708.800/1000.0 + 7x7708.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1353.3/(7x7708.800)]
= 332.002 mm

사용철근량 = 7708.8 mm² (철근도심 : 113.3 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 4.0 EA (= 2569.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 122.84) - 2.5 x 65.50 = 477.31 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 122.84) = 512.85 mm
Sa는 작은 값인 477.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 477.31 mm) ∴ O.K

14) 중간슬래브 1경간(좌측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 639.124 x 1000000 / [4596.400 x (958.000 - 218.189/3)]
= 157.069 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x958.0/(7x4596.400)]
= 218.189 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 157.07) - 2.5 x 85.50 = 287.62 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 157.07) = 401.10 mm
Sa는 작은 값인 287.62 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 287.62 mm) ∴ O.K

15) 중간슬래브 1경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 600.317 x 1000000 / [4118.000 x (1220.000 - 237.944/3)]
= 127.799 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4118.000/1000.0 + 7x4118.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x4118.000)]
= 237.944 mm

사용철근량 = 4118.0 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4118.0 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 / 127.80) - 2.5 x 65.50 = 452.45 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.80) = 492.96 mm

Sa는 작은 값인 452.45 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 452.45 mm) ∴ O.K

16) 중간슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 816.996 x 1000000 / [5139.200 x (1220.000 - 262.474/3)]
= 140.373 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x5139.200)]
= 262.474 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm

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

Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 140.37) - 2.5 x 65.50 = 397.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 140.37) = 448.80 mm

Sa는 작은 값인 397.26 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 397.26 mm) ∴ O.K

17) 중간슬래브 1경간(우측)-배수구단면

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 576.671 x 1000000 / [4596.400 x (937.000 - 215.476/3)]
= 145.013 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x937.0/(7x4596.400)]
= 215.476 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 (210 / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 145.01) - 2.5 x 85.50 = 329.31 mm
300 x (210 / fs) = 300 x (210 / 145.01) = 434.44 mm
Sa는 작은 값인 329.31 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 329.31 mm) ∴ O.K

18) 중간슬래브 2경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 207.346 x 1000000 / [5139.200 x (1220.000 - 262.474/3)]
= 35.625 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x5139.200)]
= 262.474 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 35.63) - 2.5 x 65.50 = 2046.76 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 35.63) = 1768.40 mm
Sa는 작은 값인 1768.40 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1768.40 mm) ∴ O.K

19) 중간슬래브 2경간(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 625.509 x 1000000 / [4596.400 x (1220.000 - 249.857/3)]
= 119.719 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4596.400/1000.0 + 7x4596.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1220.0/(7x4596.400)]
= 249.857 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 / 119.72) - 2.5 x 65.50 = 494.04 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 119.72) = 526.23 mm
Sa는 작은 값인 494.04 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 494.04 mm) ∴ O.K

20) 중간슬래브 2경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 565.598 x 1000000 / [5746.400 x (1386.667 - 296.190/3)]
= 76.422 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1386.7/(7x5746.400)]
= 296.190 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 / 76.42) - 2.5 x 64.00 = 870.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 76.42) = 824.37 mm
Sa는 작은 값인 824.37 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 824.37 mm) ∴ O.K

21) 좌측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1034.266 x 1000000 / [5139.200 x (1566.667 - 301.685/3)]
= 137.269 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x5139.200)]
= 301.685 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 / 137.27) - 2.5 x 85.50 = 359.94 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 137.27) = 458.95 mm
Sa는 작은 값인 359.94 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 359.94 mm) ∴ O.K

22) 좌측벽체 1층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1851.935 x 1000000 / [5746.400 x (1420.000 - 300.152/3)]
= 244.159 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x5746.400)]
= 300.152 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 / 244.16) - 2.5 x 64.00 = 162.54 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 244.16) = 258.03 mm
Sa는 작은 값인 162.54 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 162.54 mm) ∴ O.K

23) 좌측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2859.286 x 1000000 / [12707.200 x (1516.667 - 438.049/3)]
= 164.165 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x12707.200/1000.0 + 7x12707.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1516.7/(7x12707.200)]
= 438.049 mm

사용철근량 = 12707.2 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)
2단 : H32 - 8.0 EA (= 6353.6 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 32/2 = 84.00 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 164.17) - 2.5 x 84.00 = 269.70 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 164.17) = 383.76 mm
Sa는 작은 값인 269.70 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 269.70 mm) ∴ O.K

24) 좌측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1895.918 x 1000000 / [7166.000 x (1530.808 - 344.924/3)]
= 186.866 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x7166.000/1000.0 + 7x7166.000/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1530.8/(7x7166.000)]
= 344.924 mm

사용철근량 = 7166.0 mm² (철근도심 : 135.9 mm)
1단 : H29 - 4.0 EA, H25 - 4.0 EA (= 4596.4 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 / 186.87) - 2.5 x 85.50 = 207.67 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 186.87) = 337.14 mm
Sa는 작은 값인 207.67 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 207.67 mm) ∴ O.K

25) 좌측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1395.028 x 1000000 / [5746.400 x (1420.000 - 300.152/3)]
= 183.920 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x5746.400)]
= 300.152 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 / 183.92) - 2.5 x 64.00 = 268.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 183.92) = 342.54 mm
Sa는 작은 값인 268.17 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 268.17 mm) ∴ O.K

26) 우측벽체 1층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 694.857 x 1000000 / [5746.400 x (1566.667 - 317.065/3)]
= 82.767 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x5746.400)]
= 317.065 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 / 82.77) - 2.5 x 84.00 = 741.47 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 82.77) = 761.18 mm
Sa는 작은 값인 741.47 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 741.47 mm) ∴ O.K

27) 우측벽체 1층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1730.008 x 1000000 / [5746.400 x (1420.000 - 300.152/3)]
= 228.084 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x5746.400)]
= 300.152 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 / 228.08) - 2.5 x 64.00 = 185.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 228.08) = 276.21 mm
Sa는 작은 값인 185.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 185.27 mm) ∴ O.K

28) 우측벽체 1층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 2137.055 x 1000000 / [10278.400 x (1516.667 - 400.726/3)]
= 150.328 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x10278.400/1000.0 + 7x10278.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1516.7/(7x10278.400)]
= 400.726 mm

사용철근량 = 10278.4 mm² (철근도심 : 150.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)
2단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 100.00 - 29/2 = 85.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 150.33) - 2.5 x 85.50 = 310.11 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 150.33) = 419.08 mm
Sa는 작은 값인 310.11 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 310.11 mm) ∴ O.K

29) 우측벽체 2층(상부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 647.125 x 1000000 / [3096.800 x (1566.667 - 239.843/3)]
= 140.555 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x3096.800)]
= 239.843 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 / 140.55) - 2.5 x 89.00 = 337.78 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 140.55) = 448.22 mm
Sa는 작은 값인 337.78 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 337.78 mm) ∴ O.K

30) 우측벽체 2층(중앙부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1069.781 x 1000000 / [5746.400 x (1420.000 - 300.152/3)]
= 141.040 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5746.400/1000.0 + 7x5746.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x5746.400)]
= 300.152 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 / 141.04) - 2.5 x 64.00 = 398.35 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 141.04) = 446.68 mm
Sa는 작은 값인 398.35 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 398.35 mm) ∴ O.K

31) 우측벽체 2층(하부)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 116.192 x 1000000 / [4725.200 x (1566.667 - 290.549/3)]
= 16.730 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x4725.200/1000.0 + 7x4725.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1566.7/(7x4725.200)]
= 290.549 mm

사용철근량 = 4725.2 ㎟ (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H32 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 4725.2 ㎟)

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 / 16.73) - 2.5 x 84.00 = 4497.17 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 16.73) = 3765.73 mm

Sa는 작은 값인 3765.73 mm 를 적용

S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 3765.73 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 5.000 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.30 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 = 5.000 / 28

T = 0.179 m < 1.300 m ----------> O.K

20. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

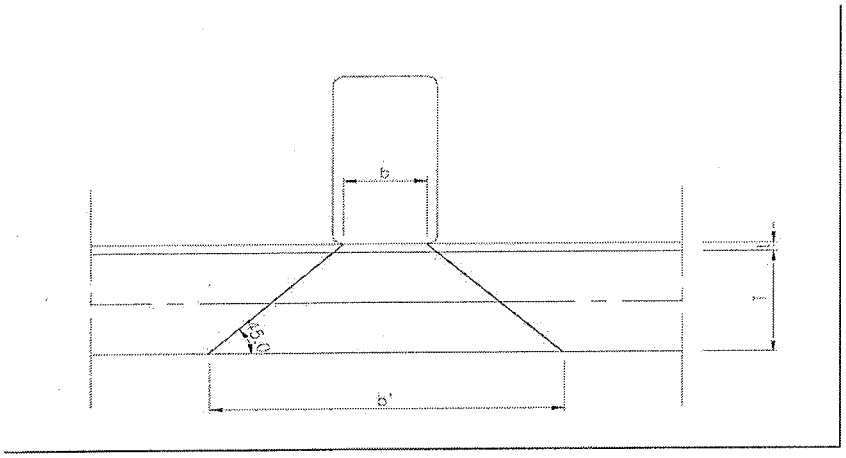
1) 고정하중

- 구체자중 = 2522.922 / 17.400 = 145.00 kN/m²
- 상부연직하중 = 99.13 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

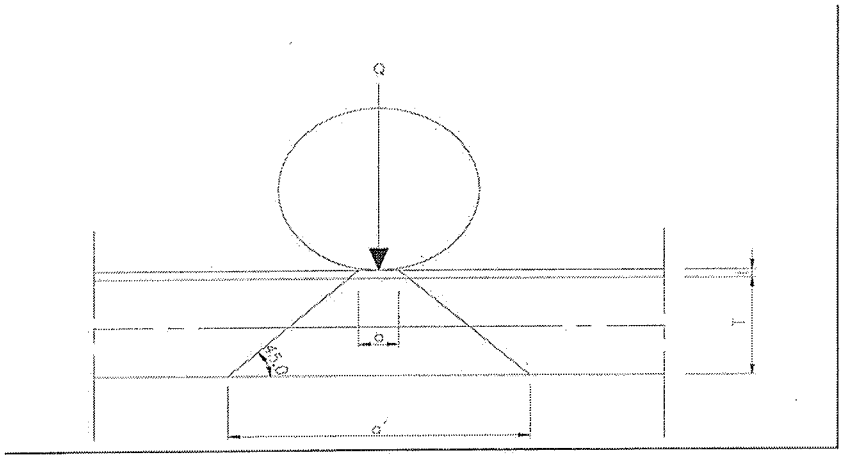
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 15.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중



t = 40 mm (암거내부 포장두께)
T = 1500 mm (하부 슬래브 두께)
b' = 0.500 + 2 × (1.500 + 0.040) × cot 45°
= 3.580 m



a' = 0.200 + 2 × (1.500 + 0.040) × cot 45°
= 3.280 m

Qz = 96.0 / (3.580 × 3.280)= 8.176 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

$Qmax = 145.00 + 99.13 + 15.00 + 0.92 + 8.18$

$= 268.219\ kN/m^2$

2) 지반의 허용연직지지력

$Qa = 739.33\ kN/m^2 \geq Qmax = 268.22\ kN/m^2$ ..... O.K

20.1 부력검토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.050 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 5.112 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	17.400 × 1.300 × 25.0	=	565.500	kN/m
- 하부슬래브	:	17.400 × 1.500 × 25.0	=	652.500	kN/m
- 1층 좌측외벽	:	1.500 × 4.338 × 25.0	=	162.675	kN/m
- 2층 좌측외벽	:	1.500 × 4.240 × 25.0	=	159.000	kN/m
- 1층 우측외벽	:	1.500 × 4.338 × 25.0	=	162.675	kN/m
- 2층 우측외벽	:	1.500 × 4.240 × 25.0	=	159.000	kN/m
- 1층 중간벽체 1	:	(1.100 × 1.100) × 4.338 / 2.250 × 25.0	=	58.322	kN/m
- 2층 중간벽체 1	:	1.500 × 4.240 × 25.0	=	159.000	kN/m
- 중간슬래브 1	:	1.300 × 9.400 × 25.0	=	305.500	kN/m
- 중간슬래브 2	:	1.300 × 3.500 × 25.0	=	113.750	kN/m
- 헌치 1	:	0.500 × 0.500 × 1/2 × 8EA × 25.0	=	25.000	kN/m
		∴ Σ	=	2522.922	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 17.400 × 23.0	=	200.100	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상)	:	0.500 × 17.400 × 19.0	=	165.300	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하)	:	4.062 × 17.400 × 9.0	=	636.109	kN/m
- 지하수 자중	:	4.062 × 17.400 × 10.0	=	706.788	kN/m
- 방수 Mortal	:	0.050 × 17.400 × 21.5	=	18.705	kN/m
		∴ Σ	=	1727.002	kN/m

4) 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

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$
$= 0.531 \times 18.000 \times 0.000^2 \times \tan(28.0 \times 2/3)$
$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$
$= 0.531 \times (2 \times 0.000 \times 4.112 \times 18.000 + 4.112^2 \times 9.000) \times \tan(28.0 \times 2/3)$
$= 30.332$ kN/m

∴ Σ = 30.332 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반편,p.170)]

5) 부력

$U = B \times hs \times \gamma_w$ (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

$= 17.400 \times 16.790 \times 10.000$

$= 2921.460$ kN/m

6) 안정검토

$R = 2522.922 + 1727.002 + 30.332 = 4280.256$ kN/m

$Fs = R / U$

$= 4280.256 / 2921.460$

$= 1.465 > 1.050$ ∴O.K

▣ 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

$$H = \frac{652.500}{17.400 \times 10.000 \times 1.100} = 3.409 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 3.409 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{1957.422}{17.400 \times 10.000 \times 1.100} = 10.227 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 10.227 m 이하유지

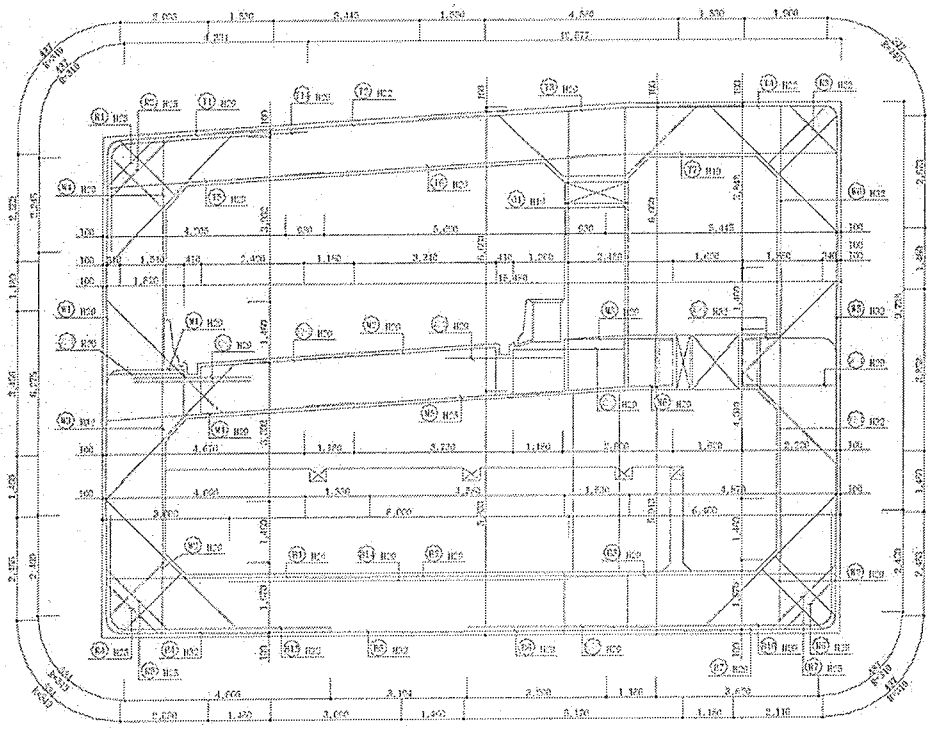
- 3단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{2522.922}{17.400 \times 10.000 \times 1.100} = 13.181 \text{ m}$$

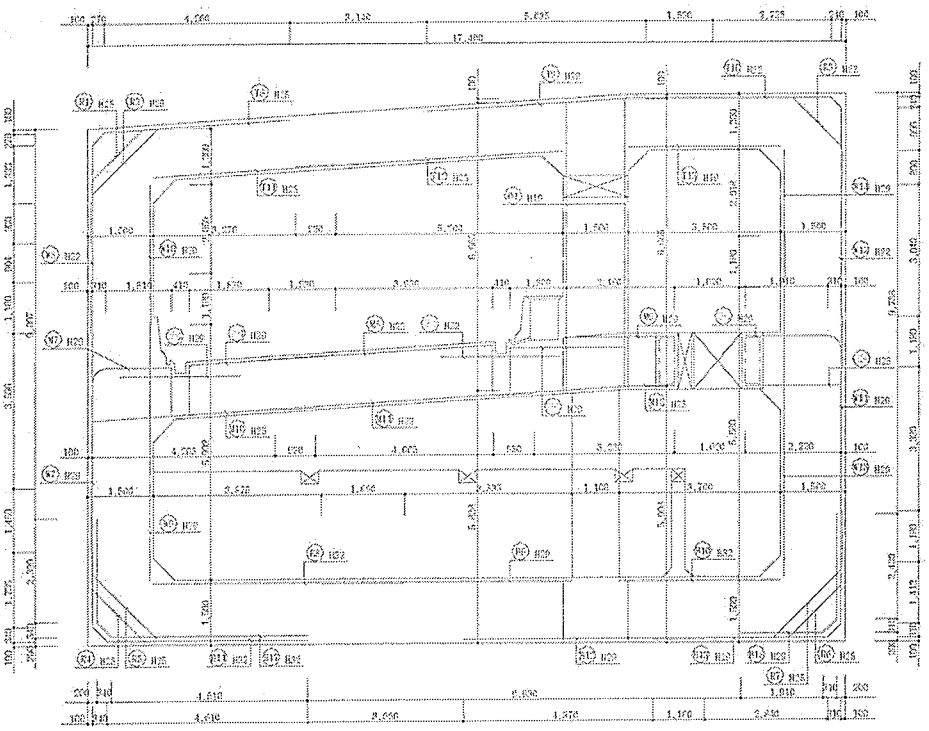
∴ 구조물 저면으로 부터 13.181 m 이하유지

21. 주철근 조립도

CYCLE - 1(@250)



CYCLE - 2(@250)



3.4 집수정 마감벽

▣ 해석결과요약

■ 단면 휨 설계

단면위치	깊이 H(mm)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
(1)펌프실 수직지점부(상단)	1267	H16@300 + H16@300	199.637	519.994	2.61	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	1100	H16@300 + H16@300	100.156	453.969	4.53	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	1100	H16@300 + H16@300	237.995	444.966	1.87	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	1100	H16@300 + H16@300	110.141	453.969	4.12	O.K
(5)펌프실 수평지점부	1100	H16@300 + H16@300	233.674	444.966	1.90	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	1267	H25@300 + H25@300	783.584	1306.134	1.67	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	1100	H19@300 + H19@300	410.465	651.579	1.59	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	1267	H25@300 + H25@300	839.980	1306.134	1.56	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	1100	H16@300 + H16@300	153.664	453.969	2.95	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	1100	H22@300 + H22@300	522.465	857.694	1.64	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단	1267	H25@300 + H25@300	783.584	1306.134	1.67	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	1100	H19@300 + H19@300	410.475	651.579	1.59	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단	1267	H25@300 + H25@300	839.980	1306.134	1.56	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	1100	H16@300 + H16@300	153.591	453.969	2.96	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	1100	H22@300 + H22@300	521.754	857.694	1.64	O.K

■ 사용성 검토

구 분	사용모멘트	사용철근량	필요간격	평균배근간격	비 고
(1)펌프실 수직지점부(상단)	145.428	H16@300 + H16@300	573.701	150.000	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	73.256	H16@300 + H16@300	1112.631	150.000	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	174.299	H16@300 + H16@300	342.947	150.000	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	80.473	H16@300 + H16@300	1012.847	150.000	O.K
(5)펌프실 수평지점부	170.728	H16@300 + H16@300	354.934	150.000	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	578.624	H25@300 + H25@300	285.398	150.000	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	303.325	H19@300 + H19@300	304.382	150.000	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	621.058	H25@300 + H25@300	250.986	150.000	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	113.551	H16@300 + H16@300	717.125	150.000	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	386.081	H22@300 + H22@300	273.605	150.000	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단	578.624	H25@300 + H25@300	285.398	150.000	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	303.332	H19@300 + H19@300	304.371	150.000	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단	621.058	H25@300 + H25@300	250.986	150.000	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	113.497	H16@300 + H16@300	717.551	150.000	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	385.556	H22@300 + H22@300	274.280	150.000	O.K

■ 전단철근 검토

구 분	ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
	kN	kN	kN	EA	mm^2		mm	mm^2	
(1)펌프실 수직지점부(상단)	649.5	259.6	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(2)펌프실 수직중앙부	662.5	100.6	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(3)펌프실 수직지점부(하단)	649.5	354.0	1072.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(4)펌프실 수평중앙부	662.5	155.6	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(5)펌프실 수평지점부	649.5	330.0	1072.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(6)집수조 우측 수직지점부(상단)	649.5	741.7	1072.70	1.67	46.11	H13	150	211.59	O.K
(7)집수조 우측 수직중앙부	662.5	262.7	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(8)집수조 우측 수직지점부(하단)	649.5	842.2	1072.70	1.67	96.33	H13	150	211.59	O.K
(9)집수조 우측 수평중앙부	662.5	188.4	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(10)집수조 우측 수평지점부	649.5	614.1	1072.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K
(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)	649.5	741.8	1072.70	1.67	46.12	H13	150	211.59	O.K
(12)집수조 좌측 수직중앙부	662.5	262.7	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)	649.5	842.2	1072.70	1.67	96.34	H13	150	211.59	O.K
(14)집수조 좌측 수평중앙부	662.5	205.1	-	1.67	-	H13	300	-	O.K
(15)집수조 좌측 수평지점부	649.5	620.2	1072.70	1.67	131.25	H13	150	211.59	O.K

1. 설계조건

가. 형식 : 지중 2 련 집수정 마감벽

나. 설 계 하 중

1) 사 하 중

① 콘크리트자중	:	25.00 kN/㎥
② 노면포장하중	:	23.00 kN/㎥
③ 보호몰탈	:	21.50 kN/㎥
④ 지 하 수	:	10.00 kN/㎥

2) 활 하 중 :

① 노 면 활하중 : DB-24

3) 토 사

① 흙의 습윤 단위중량	:	γt	=	19.0 kN/m³
② 흙의 수중 단위중량	:	γsub	=	10.0 kN/m³
④ 흙의 내부 마찰각	:	Φ	=	30 °
⑤ 흙의 정지 토압계수	:	Ko	=	1-SINΦ 0.500

다. 사용재료

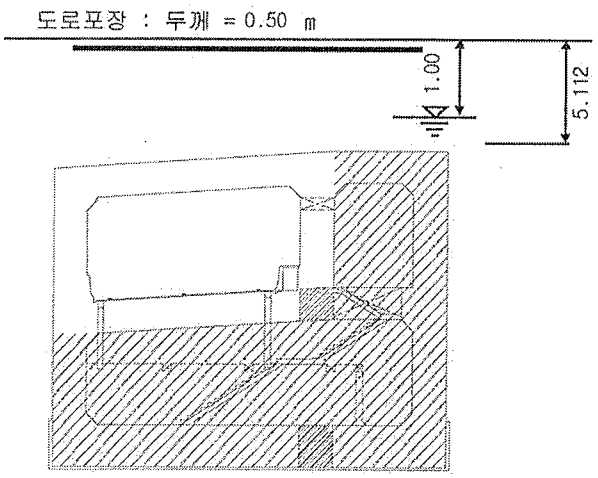
1) 콘크리트

①	fck =	27	MPa
②	E =	26,702	MPa
③	G =	1.00E+04	MPa
④	U =	0.167	(Poisson's ratio)

2) 철 근

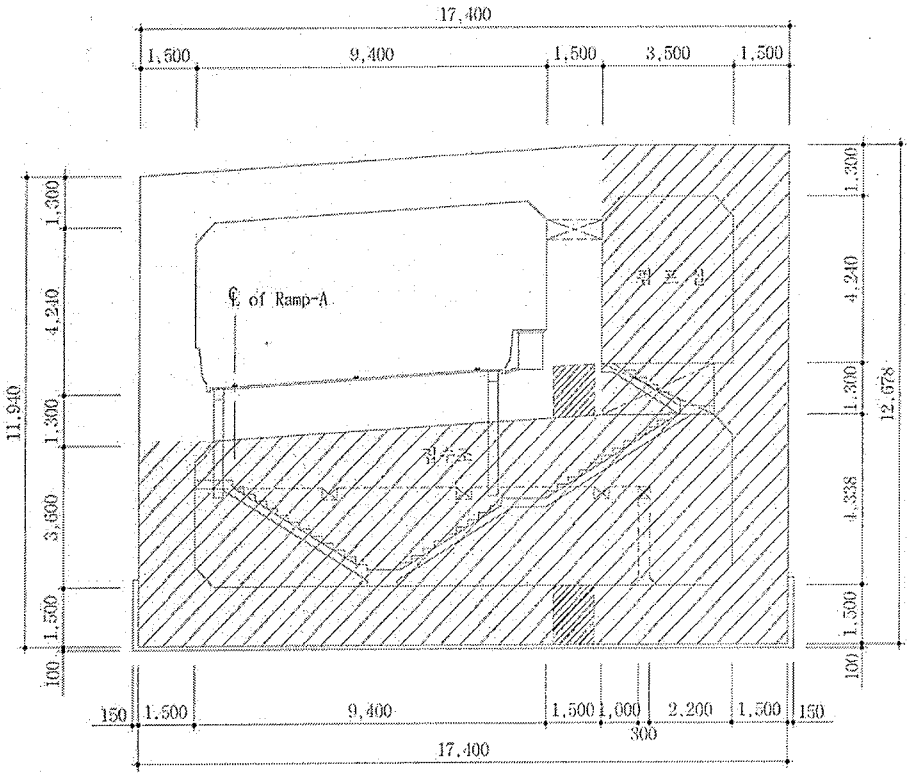
① 항 복 응 력	fy =	400	MPa
② 탄 성 계 수	Es =	200000	MPa

라. 단면현황

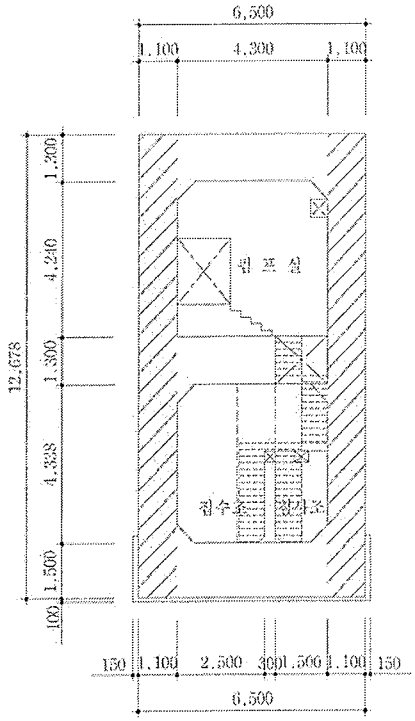


2. 단면가정

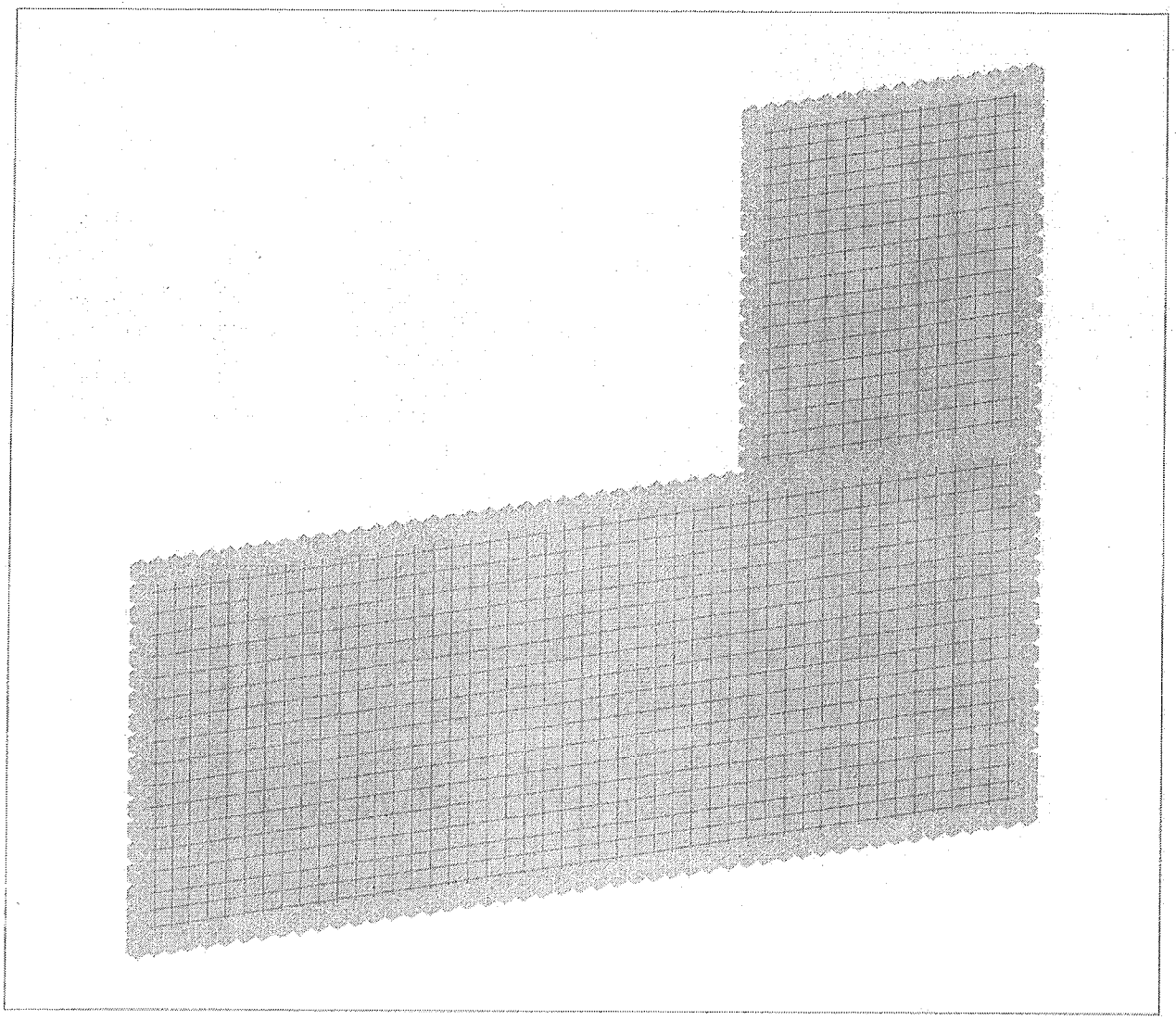
단 면 A-A



단 면 E-E



3. Modeling



o INPUT DATA

1) 부 재 종 류 (단위 : m)

※부재 접합부의 강역 : 미고려 헌치부의 두께 :미고려

부재번호	B	H	단면2차모멘트	해당부재	비 고
1	1.000	1.100	0.110917	1~1056	

4. 하중산정

4.1 활하중

적용토피= 5.112 m 일 때 W_L = 15.000 kN/m²

<도로면 활하중의 등가 등분포하중(DB-24 기준)>

토피(m)	활하중 (kN/m²)	토피(m)	활하중 (kN/m²)
1.0	51.0	5.0	15.0
1.5	39.0	6.0	15.0
2.0	21.0	7.0	15.0
2.5	17.0	8.0	12.0
3.0	15.0	9.0	11.0
4.0	15.0	10.0이상	10.0

4.1.1 활하중에 의한 측압 ——— CASE 1

(1) 정지토압계수

되메움토 : $K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin 30 = 0.500$

(2) 활하중에 의한 횡토압

되메움토 : L_h = 15.000 × (1 − n ϕ) = 7.500 kN/m²

4.2 토압

4.2.1 측면방향 토압

(1) 지하수가 없을경우 ——— CASE 2

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 56.401 kN/m²

Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 164.196 kN/m²

(2) 지하수가 있을경우 ——— CASE 3

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 33.643 kN/m²

Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 87.541 kN/m²

4.3 수압

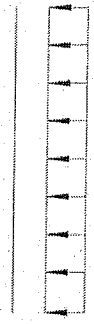
4.3.1 수압 ——— CASE 4

Wh_1 = 집수정 본체 계산서 참고 = 47.620 kN/m²

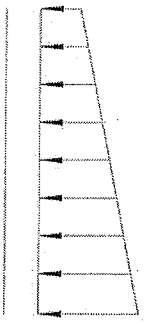
Wh_2 = 집수정 본체 계산서 참고 = 160.400 kN/m²

5. 하중 재하도

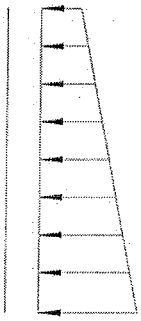
1) CASE 01 : 활하중



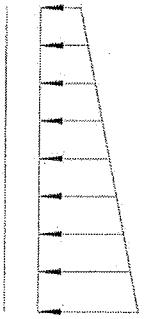
2) CASE 02 : 토압(지하수 무)



3) CASE 03 : 토압(지하수 유)



4) CASE 04 : 수압



6. 하중계수 및 하중조합

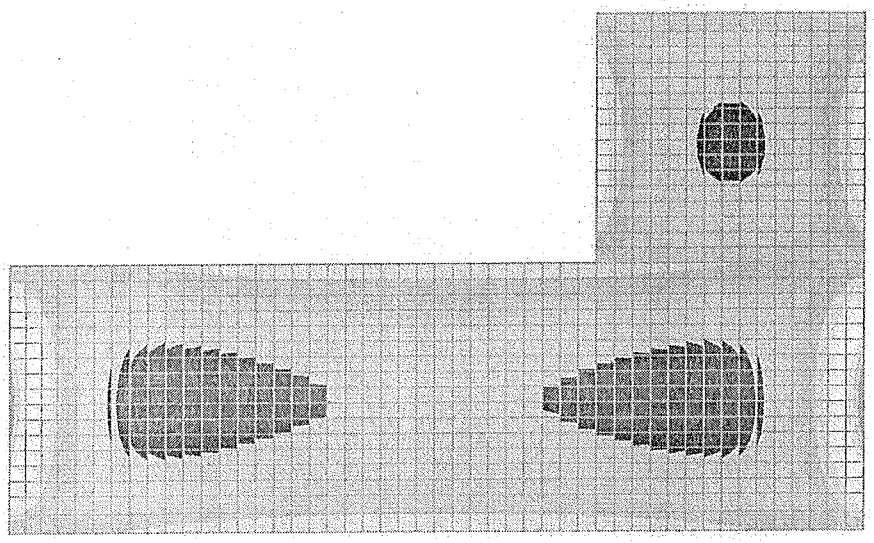
구분	하중 조합	활하중에 의한 측압	토압		수압
			지하수무	지하수유	
		LC1	LC2	LC3	LC4
계수하중	COMB1	1.60	1.60		
	COMB2	1.60		1.60	1.60
사용하중	COMB3	1.00	1.00		
	COMB4	1.00		1.00	1.00

7. 해석 결과

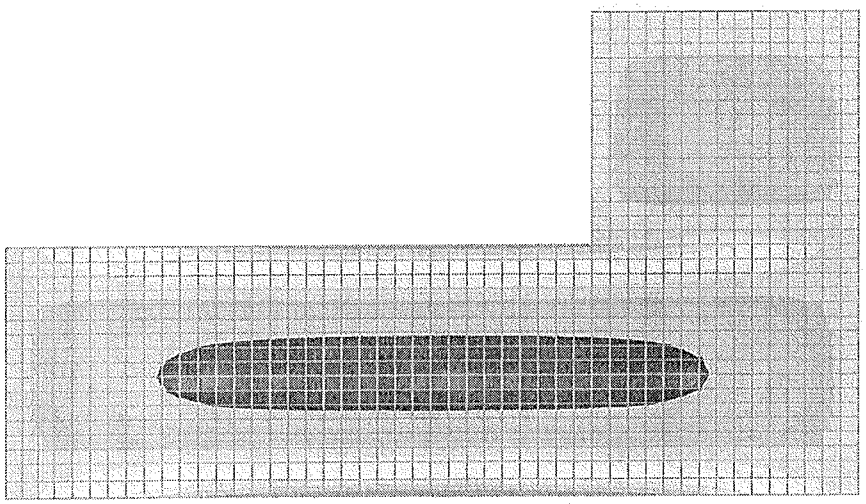
가. 극한하중(상시)

- BMD (KN.m)

Mxx

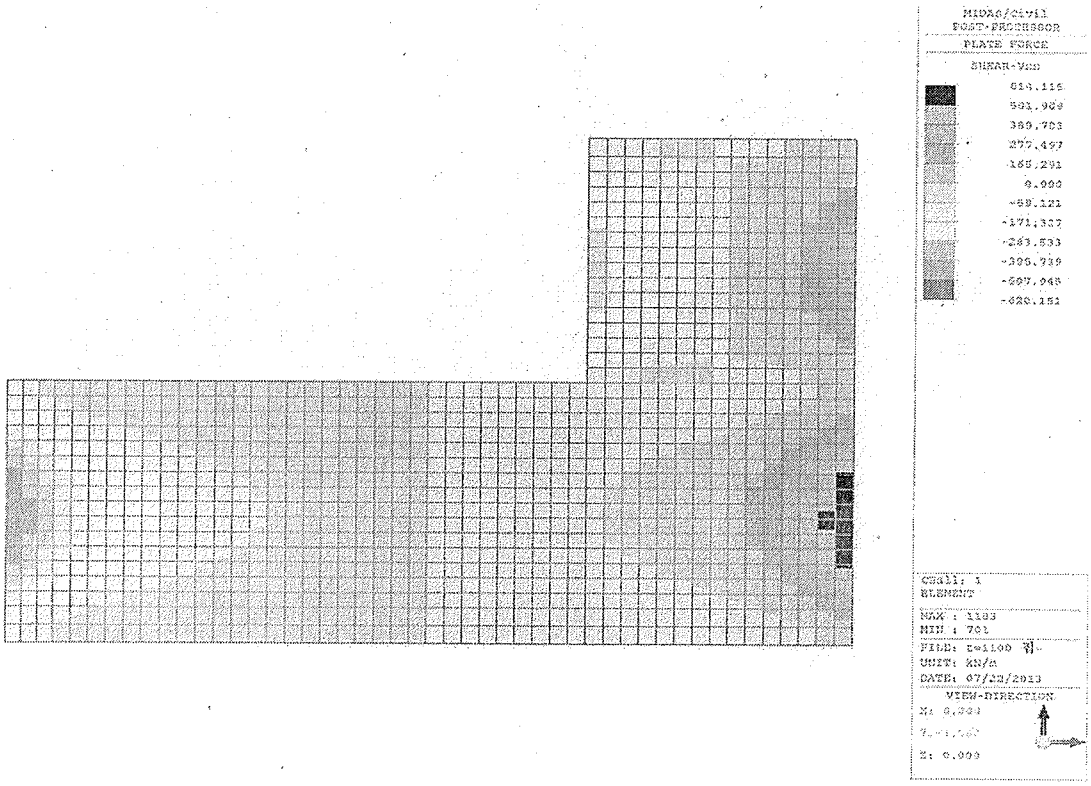


Myy

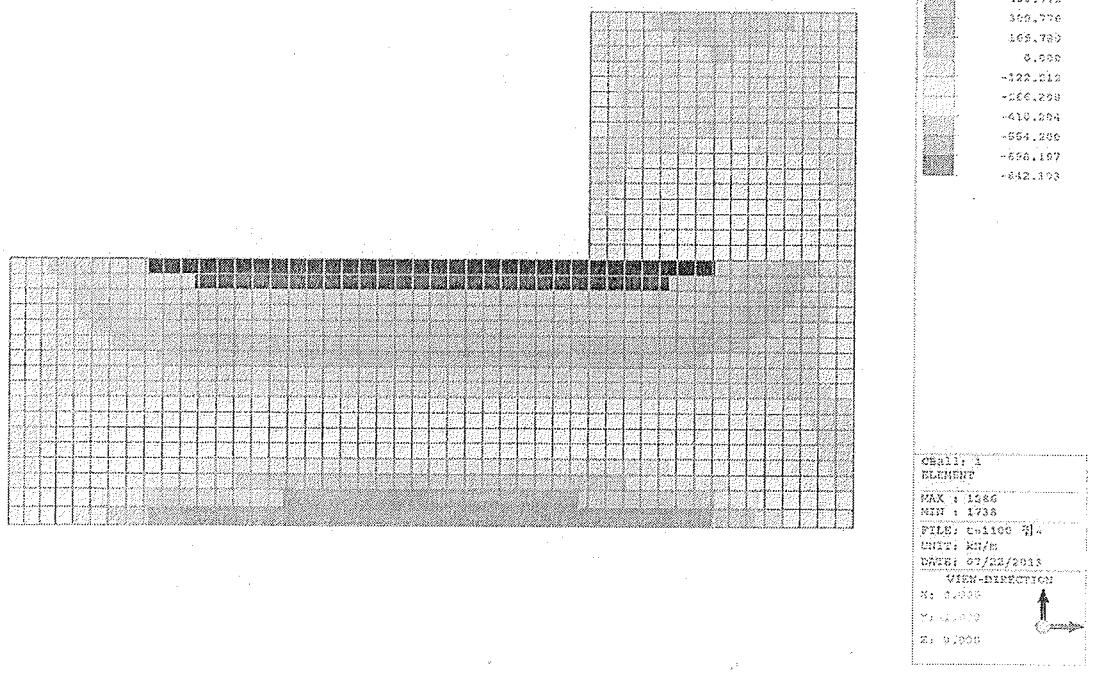


- SFD (KN)

Vxx



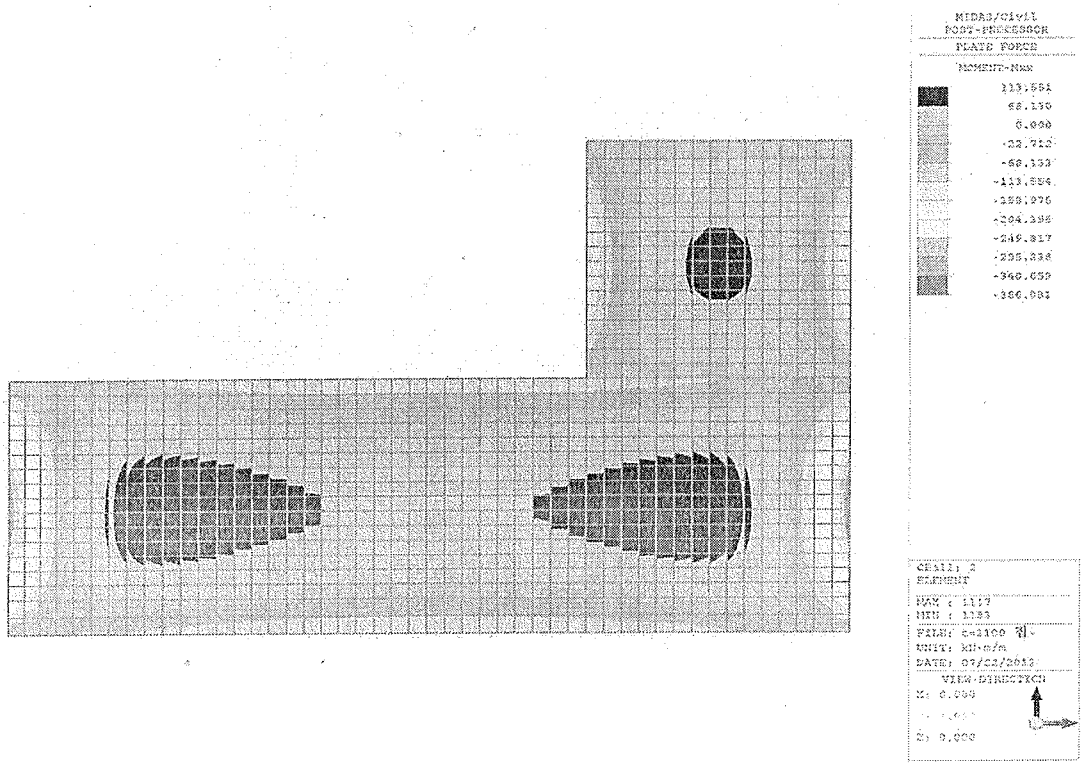
Vyy



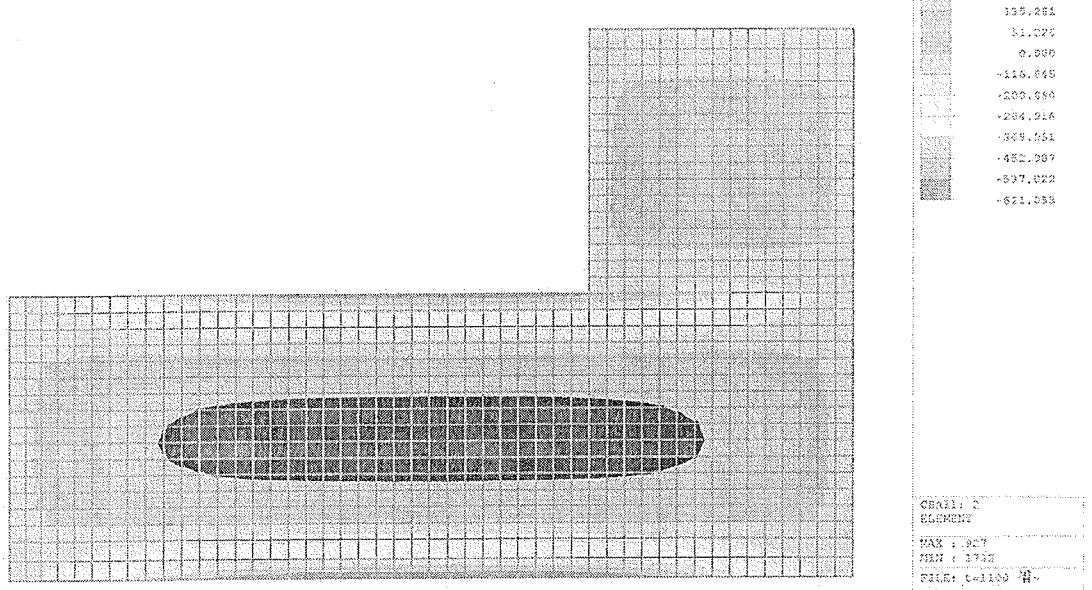
나. 사용하중

- BMD (KN.m)

Mxx



Myy



8. 단면력 정리

※부재 접합부의 강역 : 미고려, 헌치부의 두께 : 미고려에 의한 모멘트값 적용 (단위 : kN, m)

구 분		극한하중	전단력	사용하중	비 고
펌프실	수직지점부(상단)	199.637	259.639	145.428	
	수직중앙부	100.156	100.560	73.256	
	수직지점부(하단)	237.995	354.032	174.299	
	수평중앙부	110.141	155.611	80.473	
	수평지점부	233.674	329.988	170.728	
집수조 우측	수직지점부(상단)	783.584	741.742	578.624	
	수직중앙부	410.465	262.686	303.325	
	수직지점부(하단)	839.980	842.179	621.058	
	수평중앙부	153.664	188.401	113.551	
	수평지점부	522.465	614.115	386.081	
집수조 좌측	수직지점부(상단)	783.584	741.764	578.624	
	수직중앙부	410.475	262.683	303.332	
	수직지점부(하단)	839.980	842.193	621.058	
	수평중앙부	153.591	205.072	113.497	
	수평지점부	521.754	620.151	385.556	

9. 단면 검토

(1)펌프실 수직지점부(상단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	199.64	kN · m
단 면 폭 =	1000.0	mm	설계전단력 =	259.64	kN
단면높이 =	1266.7	mm	φf =	0.85	
d' =	100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1166.67/27.1-1) = 0.1262

∴ 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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 505.19 ㎟ [p = 0.00038]

(4/3)필요량 = 505.19 X 4 / 3 = 673.59 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00113]

철근량검토 : 673.59 < 1324.00 < 24383.40 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 519.994 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 519.994 / 199.637 = 2.6 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 259.639 < 649.519 / 2 = 324.76 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$]

$= -7 \times 0.00113 + \sqrt{[\,2 \times 0.0079 + 0.0079^2\,]} = 0.118$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.12 / 3 = 0.961$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 97.969 MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 − 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc$ = 574 mm

$s_2 = 300 (210 / fst)$ = 643 mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(2)펌프실 수직중앙부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	100.16	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	100.56	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 80.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1020/27.1-1) = 0.1099

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$P_{max} = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 289.52 ㎟ [p = 0.00028]

(4/3)필요량 = 289.52 X 4 / 3 = 386.03 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00130]

철근량검토 : 386.03 < 1324.00 < 21318.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 453.969 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 453.969 / 100.156 = 4.53 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

. 콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3312.547 kN

∴ 100.56 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$]

$= -7 \times 0.00130 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0091 + 0.0091^2\ ]} = 0.126$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 56.623$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 80 - 15.9 / 2 = 72$ mm (여기서, $d_b = 16$)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\ Cc = 1211$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 1113$ mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(3)펌프실 수직지점부(하단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 238.00	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 354.03	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1000/27.1-1) = 0.1077

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 704.31 ㎟ [p = 0.00070]

(4/3)필요량 = 704.31 X 4 / 3 = 939.08 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1000 = 3500.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1000 = 20900.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00132]

철근량검토 : 939.08 < 1324.00 < 20900.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 444.966 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 444.966 / 237.995 = 1.87 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 354.032 ≤ 649.519 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 131.25 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ ϕVn / Vu = 1072.7 / 354.032 = 3.03 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00132 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0093 + 0.0093^2\ ]} = 0.127$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 137.417 MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 - 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)
$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\ Cc$ = 343 mm
$s_2 = 300 (210 / fst)$ = 458 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(4)펌프실 수평중앙부

fck =	27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy =	400.0	MPa	설계모멘트 =	110.14	kN·m
단 면 폭 =	1000.0	mm	설계전단력 =	155.61	kN
단면높이 =	1100.0	mm	φf =	0.85	
d' =	80.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1020/27.1-1) = 0.1099

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 318.46 ㎟ [p = 0.00031]

(4/3)필요량 = 318.46 X 4 / 3 = 424.61 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00130]

철근량검토 : 424.61 < 1324.00 < 21318.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 453.969 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 453.969 / 110.141 = 4.12 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3312.547 kN

∴ 155.611 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$]
$= -7 \times 0.00130 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0091 + 0.0091^2\ ]} = 0.126$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 62.201 MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm (여기서, d_b = 16)
$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc$ = 1086 mm
$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ )$ = 1013 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(5)펌프실 수평지점부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 233.67	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 329.99	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

$c = As \cdot fy/(\alpha \cdot fck \cdot b)$ = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

$\varepsilon t = \varepsilon c(d/c-1)$ 에서

$= 0.003 \cdot (d/c-1)$ = 0.003X(1000/27.1-1) = 0.1077

∴ $\varepsilon t \geq 0.005$ 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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 691.44 ㎟ [p = 0.00069]

(4/3)필요량 = 691.44 X 4 / 3 = 921.92 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1000 = 3500.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1000 = 20900.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00132]

철근량검토 : 921.92 < 1324.00 < 20900.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 444.966 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 444.966 / 233.674 = 1.9 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 329.988 ≤ 649.519 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 131.25 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ ϕVn / Vu = 1072.7 / 329.988 = 3.25 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00132 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0093 + 0.0093^2\ ]} = 0.127$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0 / 3 = 0.958$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 134.602 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 - 15.9 / 2 = 92 mm (여기서, d_b = 16)
$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\ Cc$ = 355 mm
$s_2 = 300 (210 / fst)$ = 468 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(6)집수조 우측 수직지점부(상단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	783.58	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	741.74	kN
단면높이	= 1266.7	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (3378X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 69.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1166.67/69.3-1) = 0.0475

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2005.46 ㎟ [p = 0.00150]

(4/3)필요량 = 2005.46 X 4 / 3 = 2673.95 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 300 + H 25 @ 300 = 3378.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3378.00 ㎟ [p = 0.00290]

철근량검토 : 2673.95 < 3378.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.134 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.134 / 783.584 = 1.67 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 741.742 > 649.519 : 전단철근 필요

Vs = 741.742 - 649.519 = 92.223 Kn
$1/3 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 1/3X√27X1000X1000 = 1732.051 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = $Vs \cdot s / (0.75 \cdot fy \cdot D)$ = 46.11 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ ϕVn / Vu = 1072.7 / 741.742 = 1.45 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00290 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0203 + 0.0203^2\ ]} = 0.182$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.939$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 156.359 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
$s_1 = 375\ (210 / fst) - 2.5\ Cc$ = 285 mm
$s_2 = 300\ (210 / fst)$ = 403 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(7)집수조 우측 수직중앙부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	410.47	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	262.69	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 80.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1910X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 39.2 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1020/39.2-1) = 0.0751

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1195.80 ㎟ [p = 0.00117]

(4/3)필요량 = 1195.8 X 4 / 3 = 1594.4 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 19 @ 300 + H 19 @ 300 = 1910.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1910.00 ㎟ [p = 0.00187]

철근량검토 : 1594.40 < 1910.00 < 21318.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 651.579 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 651.579 / 410.465 = 1.59 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3312.547 kN

∴ 262.6863 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00187 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0131 + 0.0131^2\ ]} = 0.149$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.15 / 3 = 0.95$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 163.889 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 19.1 / 2 = 70 mm (여기서, d_b = 19)
$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc$ = 304 mm
$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ )$ = 384 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(8)집수조 우측 수직지점부(하단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 839.98	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 842.18	kN
단면높이	= 1266.7	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (3378X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 69.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1166.67/69.3-1) = 0.0475

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2152.19 ㎟ [p = 0.00161]

(4/3)필요량 = 2152.19 X 4 / 3 = 2869.59 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 300 + H 25 @ 300 = 3378.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3378.00 ㎟ [p = 0.00290]

철근량검토 : 2869.59 < 3378.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.134 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.134 / 839.98 = 1.55 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 842.179 > 649.519 : 전단철근 필요

Vs = 842.179 - 649.519 = 192.66 Kn
$1/3 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 1/3X√27X1000X1000 = 1732.051 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600㎜) = 500.0 ㎜
필요 전단 철근량 = $Vs \cdot s / (0.75 \cdot fy \cdot D)$ = 96.33 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 ㎜
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ ϕVn / Vu = 1072.7 / 842.179 = 1.27 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00290 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0203 + 0.0203^2\ ]} = 0.182$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.939$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 167.826 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 - 25.4 / 2 = 87 ㎜ (여기서, d_b = 25)
$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc$ = 251 ㎜
$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ )$ = 375 ㎜
> s = 150.0 ㎜ ∴ O.K

(9)집수조 우측 수평중앙부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	153.66	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	188.40	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 80.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1020/27.1-1) = 0.1099

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 444.78 ㎟ [p = 0.00044]

(4/3)필요량 = 444.78 X 4 / 3 = 593.04 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00130]

철근량검토 : 593.04 < 1324.00 < 21318.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 453.969 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 453.969 / 153.664 = 2.95 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3312.547 kN

∴ 188.401 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$]

$= -7 \times 0.00130 + \sqrt{[\,2 \times 0.0091 + 0.0091^2\,]} = 0.126$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 87.768 MPa

주철근 간격

$Cc = d_1' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc$ = 717 mm

$s_2 = 300 (210 / fst)$ = 718 mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(10)집수조 우측 수평지점부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	522.47	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	614.12	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (2580.66666666667X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 52.9 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1000/52.9-1) = 0.0537

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1557.81 ㎟ [p = 0.00156]

(4/3)필요량 = 1557.81 X 4 / 3 = 2077.08 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1000 = 3500.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1000 = 20900.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 22 @ 300 + H 22 @ 300 = 2580.7 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 2580.67 ㎟ [p = 0.00258]

철근량검토 : 2077.08 < 2580.67 < 20900.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 857.694 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 857.694 / 522.465 = 1.64 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.2이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 614.115 ≤ 649.519 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 131.25 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ ϕVn / Vu = 1072.7 / 614.115 = 1.75 : O.K

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00258 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0181 + 0.0181^2\ ]} = 0.173$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.17 / 3 = 0.942$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 158.816 MPa

주철근 간격

$Cc = d_1' - d_b/2$ = 100 - 22.2 / 2 = 89 mm (여기서, d_b = 22)

$s_1 = 375\ (210 / fst) - 2.5\ Cc$ = 274 mm
$s_2 = 300\ (210 / fst)$ = 397 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(11)집수조 좌측 수직지점부(상단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	783.58	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	741.76	kN
단면높이	= 1266.7	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (3378X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 69.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1166.67/69.3-1) = 0.0475

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2005.46 ㎟ [p = 0.00150]

(4/3)필요량 = 2005.46 X 4 / 3 = 2673.95 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 300 + H 25 @ 300 = 3378.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3378.00 ㎟ [p = 0.00290]

철근량검토 : 2673.95 < 3378.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.134 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.134 / 783.584 = 1.67 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 741.764 > 649.519 : 전단철근 필요

Vs = 741.764 - 649.519 = 92.245 Kn
$1/3 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 1/3X√27X1000X1000 = 1732.051 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = Vs · s / (0.75 · fy · D) = 46.12 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ φVn / Vu = 1072.7 / 741.764 = 1.45 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00290 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0203 + 0.0203^2\ ]} = 0.182$
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.939
fs = M / [As · d · j] = 156.359 MPa

주철근 간격
Cc = d_t' - d_b/2 = 100 - 25.4 / 2 = 87 mm (여기서, d_b = 25)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 285 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 403 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(12)집수조 좌측 수직중앙부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	410.48	kN·m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	262.68	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 80.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (1910X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 39.2 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1020/39.2-1) = 0.0751

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1195.82 ㎟ [p = 0.00117]

(4/3)필요량 = 1195.82 X 4 / 3 = 1594.43 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 19 @ 300 + H 19 @ 300 = 1910.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1910.00 ㎟ [p = 0.00187]

철근량검토 : 1594.43 < 1910.00 < 21318.00 : O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 651.579 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 651.579 / 410.475 = 1.59 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3312.547 kN

∴ 262.683 < 662.509 / 2 = 331.255 : 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00187 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0131 + 0.0131^2\ ]} = 0.149$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.15 / 3 = 0.95$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 163.893 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 19.1 / 2 = 70 mm (여기서, d_b = 19)
$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc$ = 304 mm
$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ )$ = 384 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

(13)집수조 좌측 수직지점부(하단)

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께	= 100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트	= 839.98	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력	= 842.19	kN
단면높이	= 1266.7	mm	φf	= 0.85	
d'	= 100.0	mm	φs	= 0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (3378X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 69.3 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서

= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1166.67/69.3-1) = 0.0475

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 2152.19 ㎟ [p = 0.00161]

(4/3)필요량 = 2152.19 X 4 / 3 = 2869.59 ㎟

최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1166.67 = 4083.35 ㎟

최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1166.67 = 24383.40 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 25 @ 300 + H 25 @ 300 = 3378.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]

2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 3378.00 ㎟ [p = 0.00290]

철근량검토 : 2869.59 < 3378.00 < 24383.40 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 1306.134 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 1306.134 / 839.98 = 1.55 : O.K

(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 842.193 > 649.519 : 전단철근 필요

Vs = 842.193 - 649.519 = 192.674 Kn
$1/3 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 1/3X√27X1000X1000 = 1732.051 Kn
전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600㎜) = 500.0 ㎜
필요 전단 철근량 = $Vs \cdot s / (0.75 \cdot fy \cdot D)$ = 96.34 ㎟

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 ㎜
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 ㎟

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ ϕVn / Vu = 1072.7 / 842.193 = 1.27 : O.K

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
$k = -np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
$= -7 \times 0.00290 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0203 + 0.0203^2\ ]} = 0.182$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.18 / 3 = 0.939$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 167.826 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 100 - 25.4 / 2 = 87 ㎜ (여기서, d_b = 25)
$s_1 = 375\ (210 / fst) - 2.5\ Cc$ = 251 ㎜
$s_2 = 300\ (210 / fst)$ = 375 ㎜
> s = 150.0 ㎜ ∴ O.K

(14)집수조 좌측 수평중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 80.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 153.59 kN·m
단 면 폭 = 1000.0 mm　　설계전단력 = 205.07 kN
단면높이 = 1100.0 mm　　φf = 0.85
d' = 80.0 mm　　φs = 0.75

c = As·fy/(α·fck·b) = (1324X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 27.1 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003·(d/c-1) = 0.003X(1020/27.1-1) = 0.1099

∴ εt≥0.005 이므로　　φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85
Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 444.57 ㎟ [p = 0.00044]

(4/3)필요량 = 444.57 X 4 / 3 = 592.76 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1020 = 3570.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1020 = 21318.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 16 @ 300 + H 16 @ 300 = 1324.0 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 1324.00 ㎟ [p = 0.00130]

철근량검토 : 592.76 < 1324.00 < 21318.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 453.969 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 453.969 / 153.591 = 2.96 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 662.509 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3312.547 kN

∴ 205.072 < 662.509 / 2 = 331.255 ; 전단철근 불필요

다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00130 + \sqrt{[\,2 \times 0.0091 + 0.0091^2\,]} = 0.126$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.13 / 3 = 0.958$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 87.726 MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc$ = 718 mm

$s_2 = 300 (210 / fst)$ = 718 mm

> s = 150.0 mm ∴ O.K

(15)집수조 좌측 수평지점부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	100.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	521.75	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	620.15	kN
단면높이	= 1100.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 100.0	mm	φs =	0.75	

c = As · fy/(α · fck · b) = (2580.66666666667X400) / (0.85x0.85X27X1000)
= 52.9 mm

압축측 콘크리트가 변형률 0.003에 도달할 휨모멘트의 계산

εt = εc(d/c-1) 에서
= 0.003 · (d/c-1) = 0.003X(1000/52.9-1) = 0.0537

∴ εt≥0.005 이므로 φf = 0.85

가. 휨철근량의 계산

β_1 = 0.85

Pmin = 1.4 / fy = 1.4 / 400 = 0.0035

$$Pmax = \frac{0.714 \cdot 0.85 \cdot \beta_1 \cdot fck \cdot 600}{fy \cdot (600 + fy)} = 0.0209$$

필요휨철근량 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 1555.66 ㎟ [p = 0.00156]

(4/3)필요량 = 1555.66 X 4 / 3 = 2074.21 ㎟
최소철근량 = 0.0035 X 1000 X 1000 = 3500.00 ㎟
최대철근량 = 0.0209 X 1000 X 1000 = 20900.00 ㎟

사용철근량 = 1단 철근 : H 22 @ 300 + H 22 @ 300 = 2580.7 ㎟ [3 + 3 ea/m]
2단 철근 : H 0 @ 0 + H 0 @ 0 = 0.0 ㎟ [0 0 ea/m]

= 2580.67 ㎟ [p = 0.00258]

철근량검토 : 2074.21 < 2580.67 < 20900.00 ; O.K

$$\phi Mn = \phi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 857.694 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

∴ φMn / Mu = 857.694 / 521.754 = 1.64 : O.K
(최소철근비에 의해 안전율 1.20이상 발생)

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 649.519 kN
단면의 극한 전단력 = $\phi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 3247.595 kN

∴ 620.151 ≤ 649.519 : 최소전단철근 필요

전단철근 최대 간격 = D / 2 (< 600mm) = 500.0 mm
필요 전단 철근량 = 0.35 · B · s / fy = 131.25 mm^2

사용 전단철근 규격 = H 13
간격 = 150.0 mm
갯수 = 1.67 ea
철근량 = 126.7 X 1.67 = 211.59 mm^2

$$\phi Vn = \phi \cdot Vc + \frac{\phi \cdot Av \cdot fy \cdot D}{s} = 1072.700 \text{ kN}$$

∴ ϕVn / Vu = 1072.7 / 620.151 = 1.73 : O.K

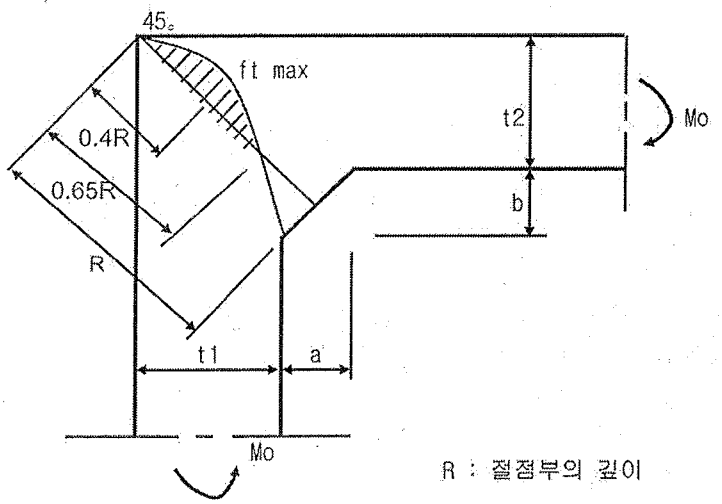
다. 휨균열 제어 검토

주철근 응력, fs
k = $-np + \sqrt{[\ 2np + (np)^2\ ]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]
= $-7 \times 0.00258 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0181 + 0.0181^2\ ]}$ = 0.173
j = 1 - k / 3 = 1 - 0.17 / 3 = 0.942
fs = M / [As · d · j] = 158.601 MPa

주철근 간격
Cc = $d_t' - d_b/2$ = 100 - 22.2 / 2 = 89 mm (여기서, d_b = 22)
s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5 Cc = 274 mm
s_2 = 300 (210 / fst) = 397 mm
> s = 150.0 mm ∴ O.K

10. 우 각 부 보 강

1) 벽 체



a = 500 mm

b = 500 mm

t1 = 1500 mm

t2 = 1300 mm

R : 절점부의 깊이

M_0 = 145.428 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck}$ = 0.675 MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2$ = 2338.5 mm

0.65 R = 1520.0 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 145.428 \times 1000 \times 10^3}{2338.5^2 \times 1520.023}$$

= 0.087 MPa < τc 이므로 우각부 보강 필요없음.

2) 하 단

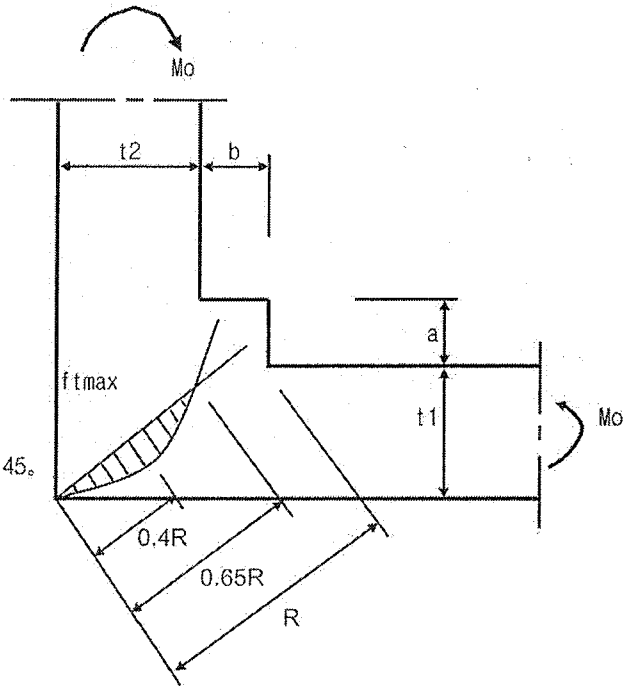
a = 500 mm

b = 500 mm

t1 = 1500 mm

t2 = 1500 mm

R : 절점부의 깊이



M_0 = 621.058 kN · m $\tau c = 0.13 \sqrt{fck}$ = 0.675 MPa

$R = \sqrt{(t1^2 + t2^2)} + \sqrt{(a^2 + b^2)} / 2$ = 2474.9 mm

0.65 R = 1608.7 mm (절점부의 깊이)

★ 최대인장응력

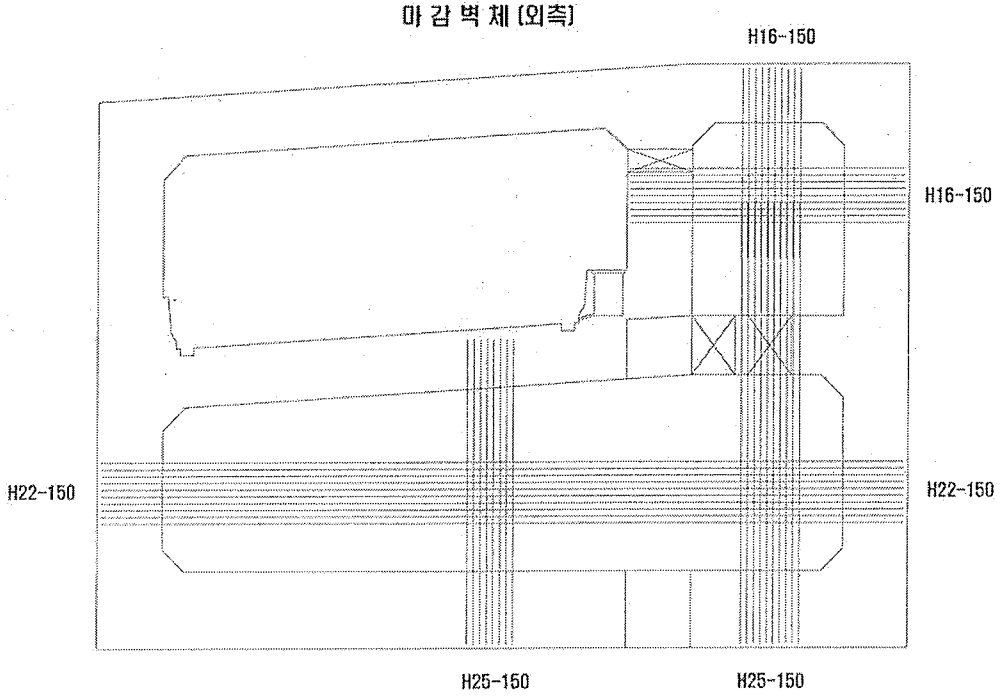
$$ftmax = \frac{5\ M_0}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 621.058 \times 1000 \times 10^3}{2474.874^2 \times 1608.668}$$

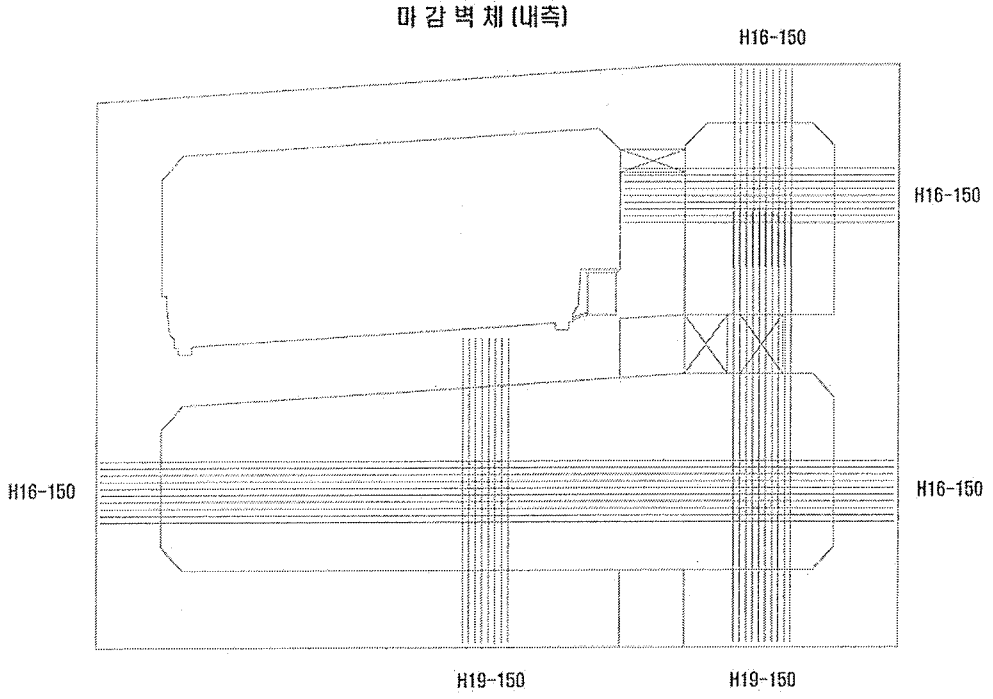
= 0.315 MPa < τc 이므로 우각부 보강 필요없음.

10. 철 근 조 립 도

마 감 벽 체 (외측)



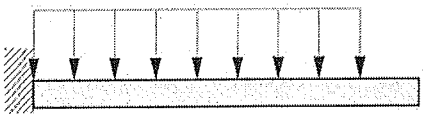
마 감 벽 체 (내측)



3.5 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	휨강도 감소계수	ϕ_f	=	0.85
계수 전단력	V_u	=	17.445	kN	전단강도 감소계수	ϕ_s	=	0.75
콘크리트 피복	d'	=	60	mm	유효길이계수	$\beta 1$	=	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 · 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 + M_u / ϕ → · A_s^2 + B · A_s + C = … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = f_y^2 / (1.7 · f_{ck} · 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 · d = 0.0041375

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = A_s · f_y / (0.85 · f_{ck} · b) = 11.538 mm
ϕ · M_r = ϕ · A_s · f_y (d - a / 2) = 3.471E+07 N · mm = 34.714 kN · m
ϕ · M_r = 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_a	=	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

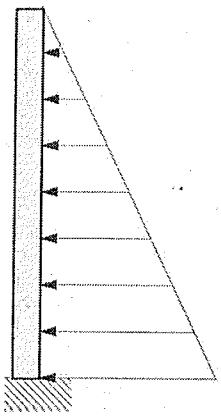
사용철근량 : H 13 @ 200 = 633.5 mm^2

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	유효길이계수	$\beta 1$	=	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 · 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 + M_u / → A · A_s^2 + B · A_s + C = 0 … ③
③을 근의공식에 대입하여 A_s를 구한다.
여기서,
A = f_y^2 / (1.7 · f_{ck} · b = 3.4858388
B = - d · 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 · d = 0.0086818

사용된 철근량이 계산에 의한 요구량의 4/3배 이상이므로 최소철근량 규정을 사용하지 않아도 좋다. ☞ O.K

③ 공칭모멘트 검토

a = s · f_y / (0.85 · f_{ck} · b = 33.29 mm
φ · M_n = φ · A_s · f_y (d - a / 2) = 1.321E+08 N · mm = 132.0588148 kN · m
φ · M_n = 132.06 kN · m > M_u = 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 > V_u = 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

M_o = 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

$\therefore$ 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

$\therefore$ w = 0.14 mm < w_a = 0.42 mm ☞ O.K

3.6 샤프트

▣ 해석결과요약

■ 단면 휨 설계

단면위치	깊이 H(mm)	사용철근량 (mm²)	Mu (kN.m)	ΦMn (kN.m)	안전도	비 고
(1) 슬래브 장지간 단부	500	H16@250 + H16@250	53.540	219.401	4.10	O.K
(2) 슬래브 장지간 중앙부	500	H16@250 + H16@250	42.070	224.803	5.34	O.K
(3) 슬래브 단지간 단부	500	H16@250 + H16@250	53.540	219.401	4.10	O.K

■ 사용성 검토

구 분	사용모멘트	사용철근량	필요간격	평균배근간격	비 고
(1) 슬래브 장지간 단부	33.460	H16@250 + H16@250	1170.979	125.000	O.K
(2) 슬래브 장지간 중앙부	26.290	H16@250 + H16@250	1525.821	125.000	O.K
(3) 슬래브 단지간 단부	33.460	H16@250 + H16@250	1170.979	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	mm²		mm	mm²	
(1) 슬래브 장지간 단부	272.8	71.0	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	40.4	-	2.00	-	H13	300	-	O.K

RAMP A 샤프트

1. 설계조건

형식 : 1연 BOX

나. 설 계 하 중

1) 사 하 중
① 콘크리트자중 : 25.00 kN/㎥
② 노면포장하중 : 23.00 kN/㎡
③ 지 하 수 : 10.00 kN/㎥

2) 활 하 중 :
① 노 면 활하중 : DB-24

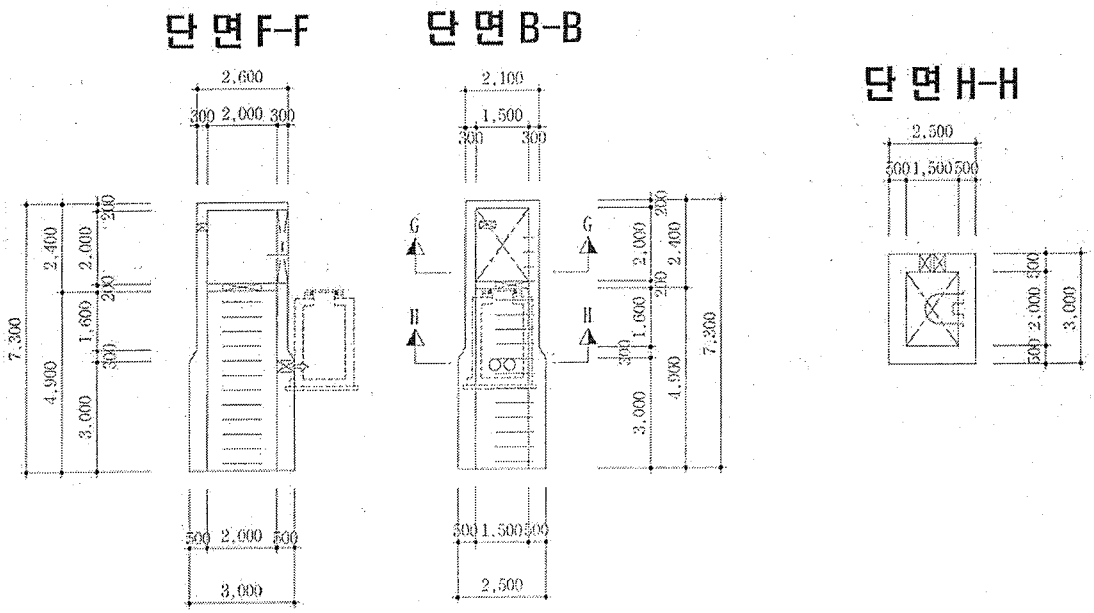
3) 토 사
① 흙의 습윤 단위중량 : γt = 19.0 kN/m³
② 흙의 수중 단위중량 : γsub = 10.0 kN/m³
③ 흙의 포화 단위중량 : γsat = 19.0 kN/m³
④ 흙의 내부 마찰각 : Φ = 30°
⑤ 흙의 정지 토압계수 : Ko = 1-SINΦ 0.500

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)

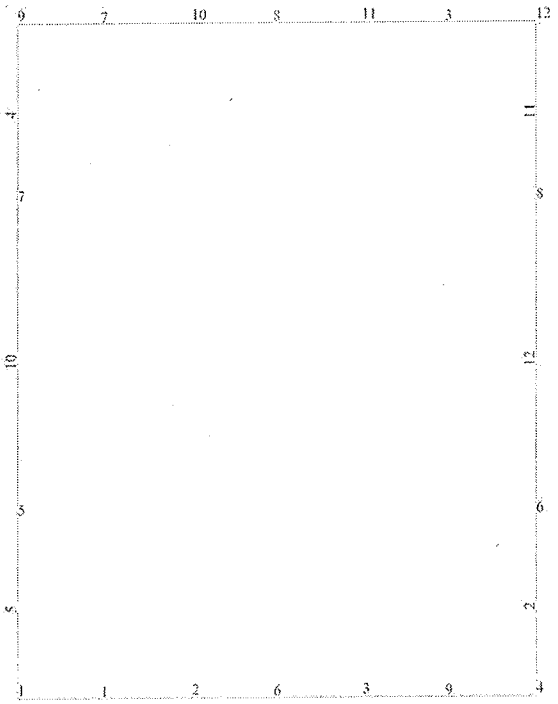
2) 철 근
① 항 복 응 력 fy = 400 MPa
② 탄 성 계 수 Es = 2.00E+05 MPa

라. 적용토피 : 4.900 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= 4.900 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 : $L_h = 15.000 \times (1 - \sin \phi)$ = 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 + 4.400 × 19.00) × 0.500 = 47.550 kN/m²

(2) 지하수가 있을경우 ——— CASE 3

Wh_1 = (0.500 × 23.00 + 0.500 × 19.00 + 3.900 × 10.00) × 0.500

= 30.000 kN/m²

4.3 수 압

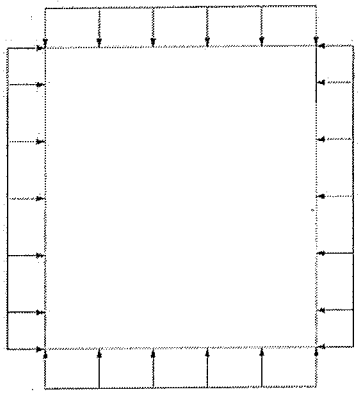
4.3.1 수평수압 ——— CASE 4

- 수압 : (4.900 - 1.00) × 10.00 = 39.000 kN/m²

5. 하중 재하도

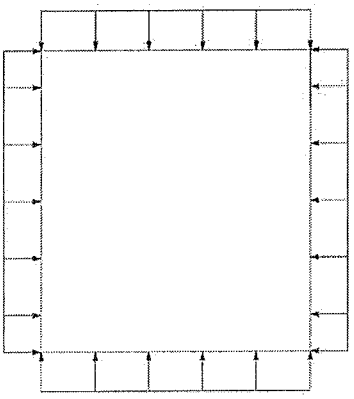
1) CASE 01 : 활하중에 의한 측압

7.500 kN/m²



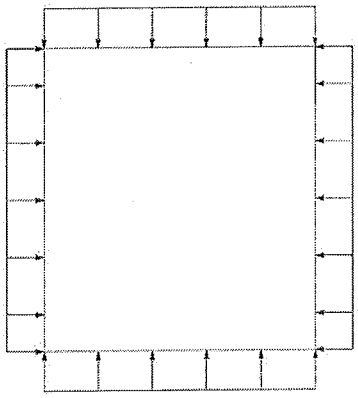
2) CASE 02 : 측면토압 (지하수가 없을때)

47.550 kN/m²



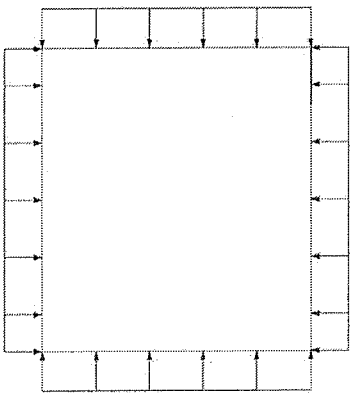
3) CASE 03 : 측면토압 (지하수가 있을때)

30.000 kN/m²



4) CASE 4 : 수압

39.000 kN/m²

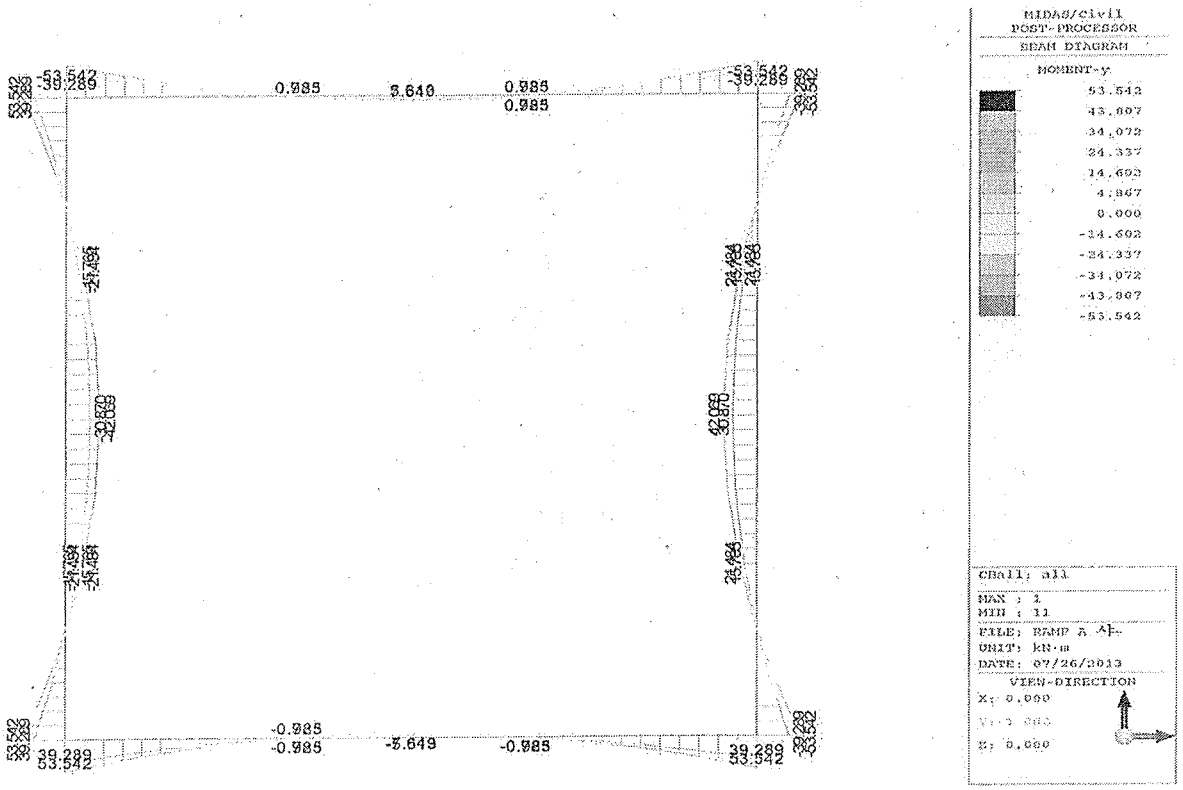


6. 하중계수 및 하중조합

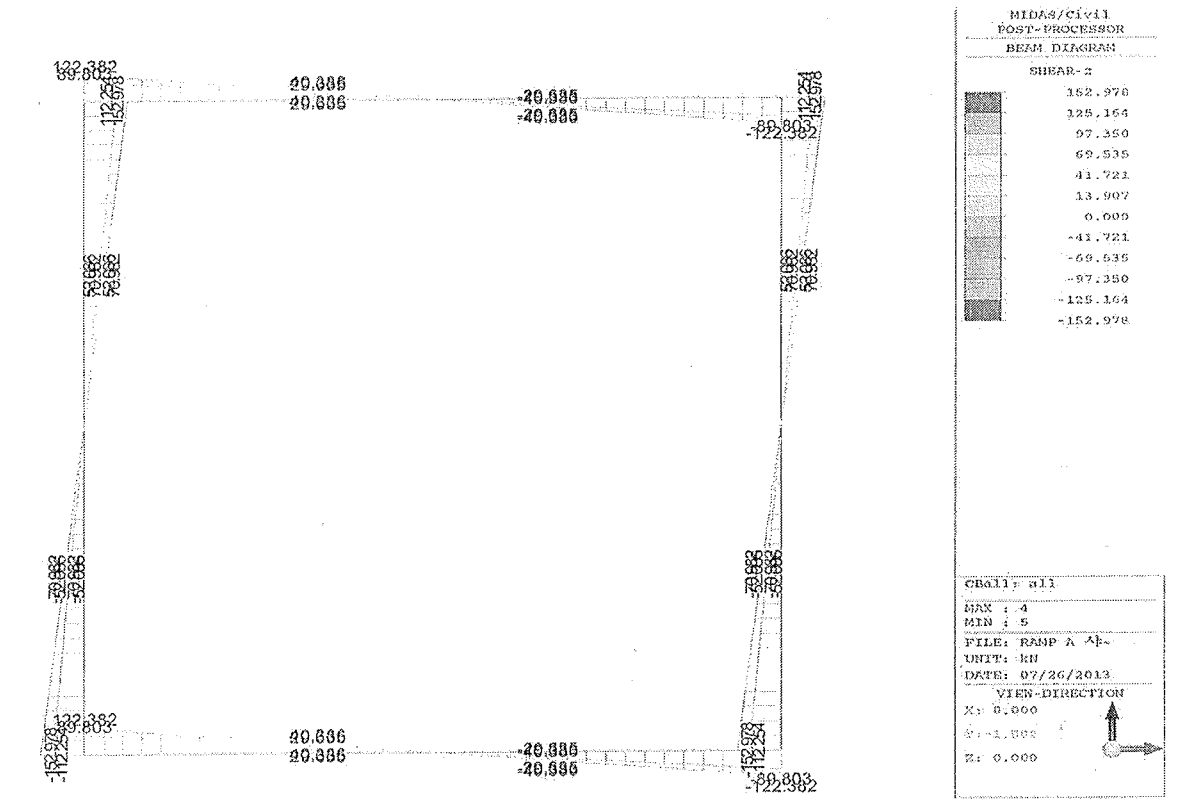
구분	하중 조합	활하중에 의한 측압	토압		수압
			지하수무	지하수유	
		LC1	LC2	LC3	LC4
계수하중	COMB1	1.60	1.60		
	COMB2	1.60		1.60	1.60
사용하중	COMB3	1.00	1.00		
	COMB3	1.00		1.00	1.00

7. 해석 결과

가. 극한하중

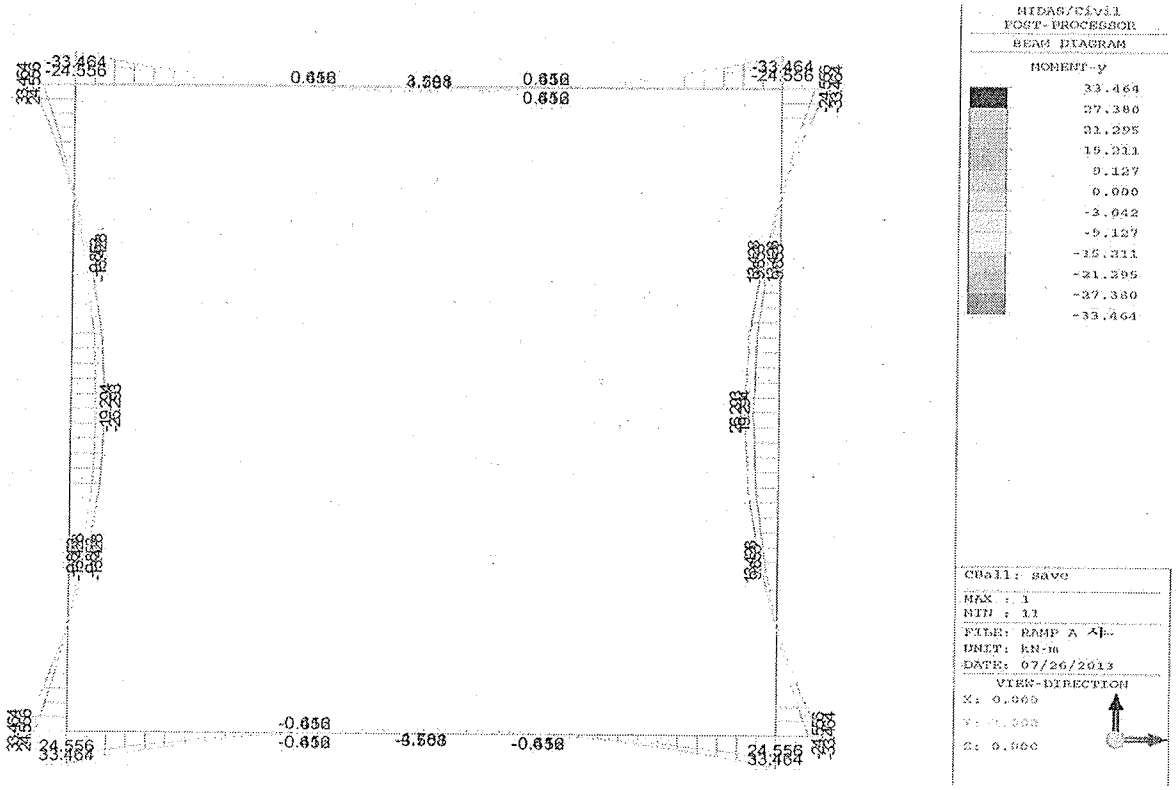


BMD (KN.m)



SFD (KN)

나. 사용하중

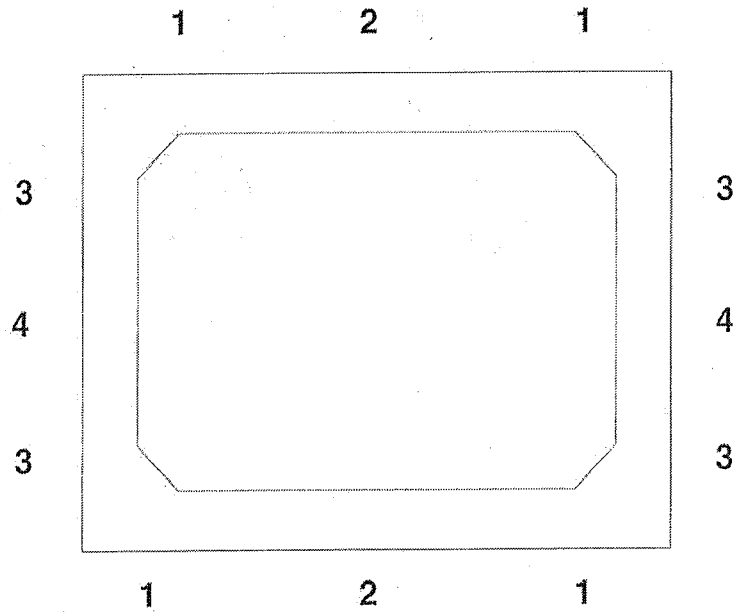


BMD (KN.m)

8. 단면 검토 (사용성, 배력철근량 검토 포함)

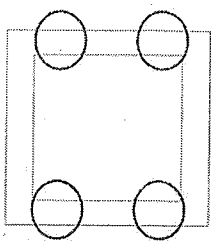
※부재 접합부의 강역 : 미고려, 헌치부의 두께 : 에 의한 모멘트값 적용 단위m당 (단위 : kN, m)

구 분	극한강도설계법			허용응력설계법
	축력	전단력	모멘트	모멘트
(1) 슬래브 장지간 단부		70.98	53.54	33.46
(2) 슬래브 장지간 중앙부			42.07	26.29
(3) 슬래브 단지간 단부		40.39	53.54	33.46
(4) 슬래브 단지간 중앙부			7.65	4.78



(1) 슬래브 장지간 단부

fck	= 27.0	MPa	측면피복두께 =	80.00	mm
fy	= 400.0	MPa	설계모멘트 =	53.54	kN · m
단 면 폭	= 1000.0	mm	설계전단력 =	70.98	kN
단면높이	= 500.0	mm	φf =	0.85	
d'	= 80.0	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(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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 377.89 ㎟ [p = 0.00090]

(4/3)필요량 = 377.89 X 4 / 3 = 503.85 ㎟
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 : 503.85 < 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 / 53.54 = 4.1 : 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

∴ 70.98 < 272.798 / 2 = 136.399 : 전단철근 불필요

다. 횡균열 제어 검토

주철근 응력, fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ n = Es / Ec = 7.5 ≒ 7]

$= -7 \times 0.00378 + \sqrt{[\,2 \times 0.0265 + 0.0265^2\,]} = 0.205$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.21 / 3 = 0.932$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 53.801 MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm (여기서, d_b = 16)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc$ = 1284 mm

$s_2 = 300 (210 / fst)$ = 1171 mm

> s = 125.0 mm ∴ O.K

라. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

필요철근량 = 500 X 1000 X 0.002 = 1000.00 ㎟

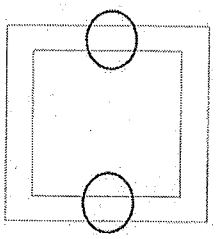
사용철근량 = H 13 - 10 개

= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ :O.K

(2) 슬래브 장지간 중앙부

fck = 27.0 MPa　　측면피복두께 = 70.00 mm
fy = 400.0 MPa　　설계모멘트 = 42.07 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

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(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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 289.45 ㎟ [p = 0.00067]

(4/3)필요량 = 289.45 X 4 / 3 = 385.93 ㎟
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 : 385.93 < 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 / 42.07 = 5.34 : 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

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ [∵ $n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7$]

$= -7 \times 0.00369 + \sqrt{[\,2 \times 0.0259 + 0.0259^2\,]} = 0.203$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.2 / 3 = 0.932$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 41.289$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 70 - 15.9 / 2 = 62$ mm (여기서, $d_b = 16$)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 1752$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 1526$ 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

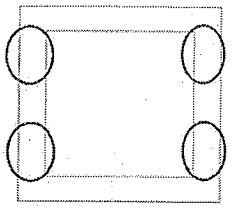
= 126.7 X 10 = 1267.00 ㎟ :O.K

(3) 슬래브 단지간 단부

fck	=	27.0 MPa	측면피복두께	=	80.00 mm
fy	=	400.0 MPa	설계모멘트	=	53.54 kN·m
단 면 폭	=	1000.0 mm	설계전단력	=	40.39 kN
단면높이	=	500.0 mm	φf	=	0.85
d'	=	80.0 mm	φs	=	0.75

$c = As \cdot fy/(\alpha \cdot fck \cdot b)$ = (1588.8X400) / (0.85x0.85X27X1000)

= 32.6 mm



< KEY MAP >

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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 377.89 ㎟ [p = 0.00090]

(4/3)필요량 = 377.89 X 4 / 3 = 503.85 ㎟

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 : 503.85 < 1588.80 < 8778.00 : O.K

$$\varphi Mn = \varphi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 219.401 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 219.401 / 53.54 = 4.1 : 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

∴ 40.39 < 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]
$= -7 \times 0.00378 + \sqrt{[\ 2 \times 0.0265 + 0.0265^2\ ]} = 0.205$
$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.21 / 3 = 0.932$
$fs = M / [As \cdot d \cdot j]$ = 53.801 MPa

주철근 간격
$Cc = d_t' - d_b/2$ = 80 - 15.9 / 2 = 72 mm (여기서, d_b = 16)
$s_1 = 375\ (\ 210 / fst\ ) - 2.5\ Cc$ = 1284 mm
$s_2 = 300\ (\ 210 / fst\ )$ = 1171 mm
> s = 125.0 mm ∴ O.K

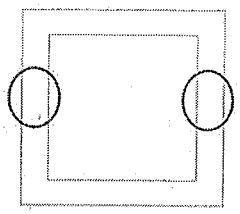
라. 배력철근의 계산

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 =	7.65 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

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 =

$$\frac{1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy - \sqrt{[(1.445 \cdot B \cdot D \cdot fck \cdot fy)^2 - 57800000 \cdot fy^2 \cdot fck \cdot B \cdot M]}}{1.7 \cdot fy}$$

= 52.38 ㎟ [p = 0.00012]

(4/3)필요량 = 52.38 X 4 / 3 = 69.84 ㎟

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 : 69.84 < 794.40 < 8987.00 : O.K

$$\varphi Mn = \varphi \cdot [As \cdot fy \cdot (D - \frac{As \cdot fy}{1.7 \cdot fck \cdot B})] = 114.271 \text{ kN·m}$$

∴ φMn / Mu = 114.271 / 7.65 = 14.94 : O.K

나. 전단철근량의 계산

콘크리트 분담 전단력 = $\varphi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 279.293 kN

단면의 극한 전단력 = $\varphi \cdot (1/6+2/3) \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot D$ = 1396.466 kN

∴ 0 < 279.293 / 2 = 139.647 : 전단철근 불필요

나. 휨균열 제어 검토

주철근 응력 : fs

$k = -np + \sqrt{[\,2np + (np)^2\,]}$ $[\because n = Es / Ec = 7.5 \fallingdotseq 7]$

$= -7 \times 0.00185 + \sqrt{[\,2 \times 0.0129 + 0.0129^2\,]} = 0.148$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.15 / 3 = 0.951$

$fs = M / [As \cdot d \cdot j] = 14.714$ MPa

주철근 간격

$Cc = d_t' - d_b/2 = 70 - 15.9 / 2 = 62$ mm (여기서, $d_b = 16$)

$s_1 = 375 (210 / fst) - 2.5\,Cc = 5197$ mm

$s_2 = 300 (210 / fst) = 4282$ mm $>$ s = 250.0 mm ∴ O.K

다. 배력철근의 계산

최소배력철근량 = 0.00200 (단면적비)

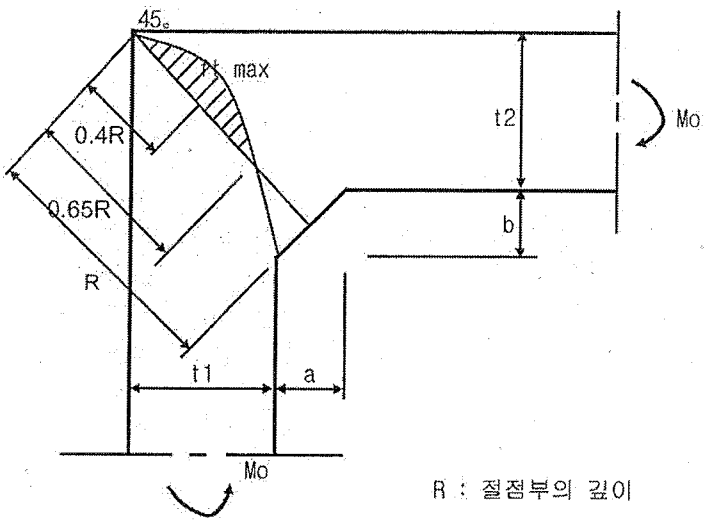
필요철근량 = 500 X 1000 X 0.002 = 1000.00 ㎟

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_o = 33.460 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

$$ftmax = \frac{5\ M_o}{R^2\ W}$$

$$= \frac{5 \times 33.46 \times 1000 \times 10^3}{707.11^2 \times 459.62}$$

= 0.728 MPa > τc 이므로 우각부에 철근으로 보강하여야 한다.

$$Ag = \frac{2\ M_o}{R\ fsa} - \frac{As'}{1}$$

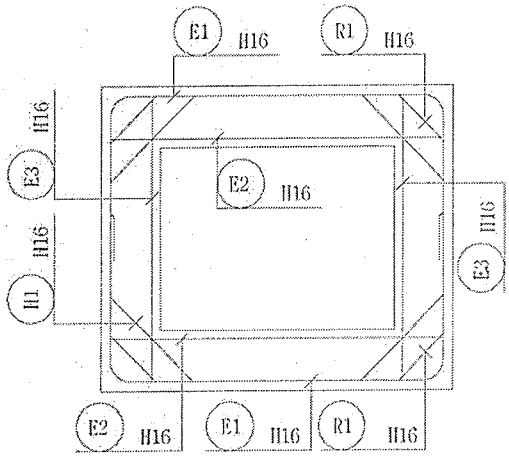
$$= \frac{2 \times 33.46 \times 10E6}{707.107 \times 180} - \frac{199}{1}$$

∵ 보강철근 As = 525.77 - 198.6 = 327.17 mm²

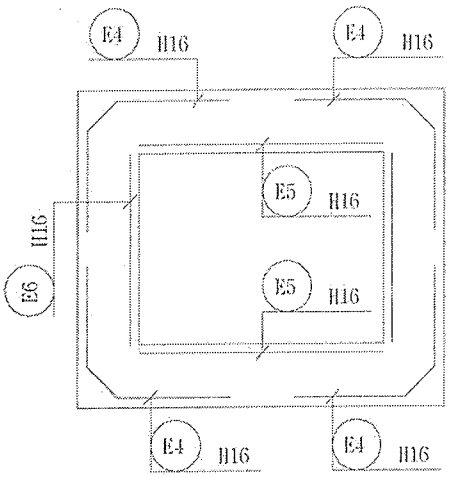
∵ 사용철근 : H 16 @ 250.0 mm - 2.0 개 = 1588.80 mm²

10. 철 근 조 립 도

① C.T.C 250



② C.T.C 250



11. 구조해석 INPUT DATA

```
;------------------------------------------------------------------------------
;  MIDAS/Civil Text(MCT) File.
;  Date : 2013/7/26
;------------------------------------------------------------------------------

*VERSION
   8.1.5

*UNIT    ; Unit System
; FORCE, LENGTH, HEAT, TEMPER
   KN   , M, J, C

*STRUCTYPE    ; Structure Type
; iSTYP, iMASS, iSMAS, bMASSOFFSET, bSELFWEIGHT, GRAV, TEMPER, bALIGNBEAM, bALIGNSLAB, bROTRIGID
     1, 1, 1, NO, NO, 9.806, 0, NO, NO, NO

*REBAR-MATL-CODE    ; Rebar Material Code
; CONC_CODE, CONC_MDB, SRC_CODE, SRC_MDB
 ASTM(RC), Grade 60, ASTM(RC), Grade 60

*NODE    ; Nodes
; iNO, X, Y, Z
     1, 0, 0, 0
     2, 0.67, 0, 0
     3, 1.33, 0, 0
     4, 2, 0, 0
     5, 0, 0, 0.67
     6, 2, 0, 0.67
     7, 0, 0, 1.83
     8, 2, 0, 1.83
     9, 0, 0, 2.5
    10, 0.67, 0, 2.5
    11, 1.33, 0, 2.5
    12, 2, 0, 2.5

*ELEMENT    ; Elements
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL, iOPT(EXVAL2) ; Frame  Element
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, ANGLE, iSUB, EXVAL, EXVAL2, bLMT ; Comp/Tens Truss
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iSUB, iWID             ; Planar Element
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, iN3, iN4, iN5, iN6, iN7, iN8     ; Solid  Element
; iEL, TYPE, iMAT, iPRO, iN1, iN2, REF, RPX, RPY, RPZ, iSUB, EXVAL  ; Frame(Ref. Point)
     1, BEAM  ,    1,     1,     1,     2,     0
     2, BEAM  ,    1,     1,     4,     6,     0
     3, BEAM  ,    1,     1,    12,    11,     0
     4, BEAM  ,    1,     1,     9,     7,     0
     5, BEAM  ,    1,     1,     5,     1,     0
     6, BEAM  ,    1,     1,     2,     3,     0
     7, BEAM  ,    1,     1,    10,     9,     0
     8, BEAM  ,    1,     1,    11,    10,     0
     9, BEAM  ,    1,     1,     3,     4,     0
    10, BEAM  ,    1,     1,     7,     5,     0
    11, BEAM  ,    1,     1,     8,    12,     0
    12, BEAM  ,    1,     1,     6,     8,     0

*MATERIAL    ; Material
; iMAT, TYPE, MNAME, SPHEAT, HEATCO, PLAST, TUNIT, bMASS, DAMPRATIO, [DATA1]          ; STEEL, CONC, USER
; iMAT, TYPE, MNAME, SPHEAT, HEATCO, PLAST, TUNIT, bMASS, DAMPRATIO, [DATA2], [DATA2] ; SRC
; [DATA1] : 1, DB, NAME, CODE
; [DATA1] : 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN, MASS
; [DATA1] : 3, Ex, Ey, Ez, Tx, Ty, Tz, Sxy, Sxz, Syz, Pxy, Pxz, Pyz, DEN, MASS   ; Orthotropic
; [DATA2] : 1, DB, NAME, CODE or 2, ELAST, POISN, THERMAL, DEN, MASS
   1, CONC , C270              , 0, 0, , C, NO, 0.05, 1, KS-Civil(RC),            , C270

*MATL-COLOR
; iMAT, W_R, W_G, W_B, HF_R, HF_G, HF_B, HE_R, HE_G, HE_B, bBLEND, FACT
   1, 255,   0,   0,  255,  77,  77,  192, 220, 192,  NO, 0.5


*SECTION    ; Section
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, [DATA1], [DATA2]                    ; 1st line - DB/USER
```

```
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, BLT, D1, ..., D8, iCEL            ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASy, ASz, Ixx, Iyy, Izz                                       ; 2nd line
;       CyP, CyM, CzP, CzM, QyB, QzB, PERI_OUT, PERI_IN, Cy, Cz             ; 3rd line
;       Y1, Y2, Y3, Y4, Z1, Z2, Z3, Z4, Zyy, Zzz                            ; 4th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, ELAST, DEN, POIS, POIC, SF       ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [SRC]                                                       ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2      ; 1st line - COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET2], bSD, SHAPE, iyVAR, izVAR, STYPE              ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                                    ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                                      ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16, D17, D18                              ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;       AREA1, ASy1, ASz1, Ixx1, Iyy1, Izz1                                ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;       CyP1, CyM1, CzP1, CzM1, QyB1, QzB1, PERI_OUT1, PERI_IN1, Cy1, Cz1   ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       Y11, Y12, Y13, Y14, Z11, Z12, Z13, Z14, Zyy1, Zyy2                  ; 5th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26, D27, D28                              ; 6th line(STYPE=VALUE)
;       AREA2, ASy2, ASz2, Ixx2, Iyy2, Izz2                                ; 7th line(STYPE=VALUE)
;       CyP2, CyM2, CzP2, CzM2, QyB2, QzB2, PERI_OUT2, PERI_IN2, Cy2, Cz2   ; 8th line(STYPE=VALUE)
;       Y21, Y22, Y23, Y24, Z21, Z22, Z23, Z24, Zyy2, Zzz2                  ; 9th line(STYPE=VALUE)
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                 ; 2nd line(STYPE=PSC)
;       ELAST, DEN, POIS, POIC                                              ; 2nd line(STYPE=PSC-CMPW)
;       bSHEARCHK, [SCHK-I], [SCHK-J], [WT-I], [WT-J], WI, WJ, bSYM, bSIDEHOLE ; 3rd line(STYPE=PSC)
;       bSHEARCHK, bSYM, bHUNCH, [CMPWEB-I], [CMPWEB-J]                     ; 3rd line(STYPE=PSC-CMPW)
;       bUSERDEFMESHSIZE, MESHSIZE, bUSERINPSTIFF, [STIFF-I], [STIFF-J]     ; 4th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-A]-i                                                          ; 5th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-B]-i                                                          ; 6th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-C]-i                                                          ; 7th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-D]-i                                                          ; 8th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-A]-j                                                          ; 9th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-B]-j                                                          ; 10th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-C]-j                                                          ; 11th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-D]-j                                                          ; 12th line(STYPE=PSC)
;       GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMULTI, EsEc-L, EsEc-S     ; 2nd line(STYPE=CMP-B/I)
;       SW_i, Hw_i, tw_i, B_i, Bf1_i, tf1_i, B2_i, Bf2_i, tf2_i             ; 3rd line(STYPE=CMP-B/I)
;       SW_j, Hw_j, tw_j, B_j, Bf1_j, tf1_j, B2_j, Bf2_j, tf2_j             ; 4th line(STYPE=CMP-B/I)
;       N1, N2, Hr, Hr2, tr1, tr2                                           ; 5th line(STYPE=CMP-B)
;       GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EgdEsb, DgdDsb, Pgd, Psb, bSYM, SW_i, SW_j     ; 2nd line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                 ; 3rd line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-A]-i                                                          ; 4th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-B]-i                                                          ; 5th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-C]-i                                                          ; 6th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-D]-i                                                          ; 7th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-A]-j                                                          ; 8th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-B]-j                                                          ; 9th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-C]-j                                                          ; 10th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-D]-j                                                          ; 11th line(STYPE=CMP-CI/CT)
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, STYPE1, STYPE2                          ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)                    ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)                    ; After  (STYPE2)
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                   ; 1st line - COMPOSITE-SB
;       Hw, tw, B, Bf1, tf1, B2, Bf2, tf2                                   ; 2nd line
;       N1, N2, Hr, Hr2, tr1, tr2                                           ; 3rd line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMulti, Elong, Esh     ; 4th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                   ; 1st line - COMPOSITE-SI
;       Hw, tw, B, tf1, B2, tf2                                             ; 2nd line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMulti, Elong, Esh     ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                   ; 1st line - COMPOSITE-CI/CT
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                 ; 2nd line
;       [SIZE-A]                                                            ; 3rd line
;       [SIZE-B]                                                            ; 4th line
;       [SIZE-C]                                                            ; 5th line
;       [SIZE-D]                                                            ; 6th line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EgdEsb, DgdDsb, Pgd, Psb                   ; 7th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                   ; 1st line - PSC
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                 ; 2nd line
;       bSHEARCHK, [SCHK], [WT], WIDTH, bSYM, bSIDEHOLE                     ; 3rd line
;       bUSERDEFMESHSIZE, MESHSIZE, bUSERINPSTIFF, [STIFF]                  ; 4th line
;       [SIZE-A]                                                            ; 5th line
;       [SIZE-B]                                                            ; 6th line
;       [SIZE-C]                                                            ; 7th line
;       [SIZE-D]                                                            ; 8th line
; [DATA1] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10
; [DATA2] : CCSHAPE or iCEL or iN1, iN2
```

```
; [SRC]  : 1, DB, NAME1, NAME2 or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10, iN1, iN2
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8
; [OFFSET] : OFFSET, iCENT, iREF, iHORZ, HUSER, iVERT, VUSER
; [OFFSET2]: OFFSET, iCENT, iREF, iHORZ, HUSERI, HUSERJ, iVERT, VUSERI, VUSERJ
; [JOINT]  :  8(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  9(PSCM),  8(PSCH), 9(PSCT),  2(PSCB), 0(nCELL),  2(nCEL2)
; [SIZE-A] :  6(1CELL, 2CELL), 10(3CELL), 10(PSCM),  6(PSCH), 8(PSCT), 10(PSCB), 5(nCELL), 11(nCEL2)
; [SIZE-B] :  6(1CELL, 2CELL), 12(3CELL),  6(PSCM),  6(PSCH), 8(PSCT),  6(PSCB), 8(nCELL), 18(nCEL2)
; [SIZE-C] : 10(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  9(PSCM), 10(PSCH), 7(PSCT),  8(PSCB), 0(nCELL), 11(nCEL2)
; [SIZE-D] :  8(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  6(PSCM),  7(PSCH), 8(PSCT),  5(PSCB), 0(nCELL), 18(nCEL2)
; [STIFF]  : AREA, ASy, ASz, Ixx, Iyy, Izz
; [SCHK]   : bAUTO_Z1, Z1, bAUTO_Z3, Z3
; [WT]     : bAUTO_TOR, TOR, bAUTO_SHR1, SHR1, bAUTO_SHR2, SHR2, bAUTO_SHR3, SHR3
; [CMPWEB] : EFD, LRF, A, B, H, T
   1, DBUSER     , H400                , CC, 0, 0, 0, 0, 0, 0, YES, SB , 2, 0.5, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

*SECT-COLOR
; iSEC, W_R, W_G, W_B, HF_R, HF_G, HF_B, HE_R, HE_G, HE_B, bBLEND, FACT
   1, 255,   0,   0,    0, 255,   0,    0,   0, 255,  NO, 0.5

*DGN-SECT
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, [DATA1], [DATA2]                    ; 1st line - DB/USER
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, BLT, D1, ..., D8, iCEL              ; 1st line - VALUE
;       AREA, ASy, ASz, Ixx, Iyy, Izz                                         ; 2nd line
;       CyP, CyM, CzP, CzM, QyB, QzB, PERI_OUT, PERI_IN, Cy, Cz               ; 3rd line
;       Y1, Y2, Y3, Y4, Z1, Z2, Z3, Z4, Zyy, Zzz                              ; 4th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, ELAST, DEN, POIS, POIC, SF         ; 1st line - SRC
;       D1, D2, [SRC]                                                         ; 2nd line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, 1, DB, NAME1, NAME2, D1, D2        ; 1st line - COMBINED
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE, 2, D11, D12, D13, D14, D15, D21, D22, D23, D24
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET2], bSD, SHAPE, iyVAR, izVAR, STYPE               ; 1st line - TAPERED
;       DB, NAME1, NAME2                                                      ; 2nd line(STYPE=DB)
;       [DIM1], [DIM2]                                                        ; 2nd line(STYPE=USER)
;       D11, D12, D13, D14, D15, D16, D17, D18                                ; 2nd line(STYPE=VALUE)
;       AREA1, ASy1, ASz1, Ixx1, Iyy1, Izz1                                   ; 3rd line(STYPE=VALUE)
;       CyP1, CyM1, CzP1, CzM1, QyB1, QzB1, PERI_OUT1, PERI_IN1, Cy1, Cz1     ; 4th line(STYPE=VALUE)
;       Y11, Y12, Y13, Y14, Z11, Z12, Z13, Z14, Zyy1, Zyy2                    ; 5th line(STYPE=VALUE)
;       D21, D22, D23, D24, D25, D26, D27, D28                                ; 6th line(STYPE=VALUE)
;       AREA2, ASy2, ASz2, Ixx2, Iyy2, Izz2                                   ; 7th line(STYPE=VALUE)
;       CyP2, CyM2, CzP2, CzM2, QyB2, QzB2, PERI_OUT2, PERI_IN2, Cy2, Cz2     ; 8th line(STYPE=VALUE)
;       Y21, Y22, Y23, Y24, Z21, Z22, Z23, Z24, Zyy2, Zzz2                    ; 9th line(STYPE=VALUE)
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                   ; 2nd line(STYPE=PSC)
;       ELAST, DEN, POIS, POIC                                                ; 2nd line(STYPE=PSC-CMPW)
;       bSHEARCHK, [SCHK-I], [SCHK-J], [WT-I], [WT-J], WI, WJ, bSYM, bSIDEHOLE ; 3rd line(STYPE=PSC)
;       bSHEARCHK, bSYM, bHUNCH, [CMPWEB-I], [CMPWEB-J]                       ; 3rd line(STYPE=PSC-CMPW)
;       bUSERDEFMESHSIZE, MESHSIZE, bUSERINPSTIFF, [STIFF-I], [STIFF-J]       ; 4th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-A]-i                                                            ; 5th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-B]-i                                                            ; 6th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-C]-i                                                            ; 7th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-D]-i                                                            ; 8th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-A]-j                                                            ; 9th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-B]-j                                                            ; 10th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-C]-j                                                            ; 11th line(STYPE=PSC)
;       [SIZE-D]-j                                                            ; 12th line(STYPE=PSC)
;       GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMULTI, EsEc-L, EsEc-S       ; 2nd line(STYPE=CMP-B/I)
;       SW_i, Hw_i, tw_i, B_i, Bf1_i, tf1_i, B2_i, Bf2_i, tf2_i               ; 3rd line(STYPE=CMP-B/I)
;       SW_j, Hw_j, tw_j, B_j, Bf1_j, tf1_j, B2_j, Bf2_j, tf2_j               ; 4th line(STYPE=CMP-B/I)
;       N1, N2, Hr, Hr2, tr1, tr2                                             ; 5th line(STYPE=CMP-B)
;       GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EgdEsb, DgdDsb, Pgd, Psb, bSYM, SW_i, SW_j       ; 2nd line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                   ; 3rd line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-A]-i                                                            ; 4th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-B]-i                                                            ; 5th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-C]-i                                                            ; 6th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-D]-i                                                            ; 7th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-A]-j                                                            ; 8th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-B]-j                                                            ; 9th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-C]-j                                                            ; 10th line(STYPE=CMP-CI/CT)
;       [SIZE-D]-j                                                            ; 11th line(STYPE=CMP-CI/CT)
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, STYPE1, STYPE2                            ; 1st line - CONSTRUCT
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)                      ; Before (STYPE1)
;       SHAPE, ...(same with other type data from shape)                      ; After  (STYPE2)
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                     ; 1st line - COMPOSITE-SB
;       Hw, tw, B, Bf1, tf1, B2, Bf2, tf2                                     ; 2nd line
;       N1, N2, Hr, Hr2, tr1, tr2                                             ; 3rd line
```

```
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMulti, Elong, Esh          ; 4th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                       ; 1st line - COMPOSITE-SI
;       Hw, tw, B, tf1, B2, tf2                                                 ; 2nd line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EsEc, DsDc, Ps, Pc, bMulti, Elong, Esh         ; 3rd line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                       ; 1st line - COMPOSITE-CI/CT
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                     ; 2nd line
;       [SIZE-A]                                                                ; 3rd line
;       [SIZE-B]                                                                ; 4th line
;       [SIZE-C]                                                                ; 5th line
;       [SIZE-D]                                                                ; 6th line
;       SW, GN, CTC, Bc, Tc, Hh, EgdEsb, DgdDsb, Pgd, Psb                       ; 7th line
; iSEC, TYPE, SNAME, [OFFSET], bSD, SHAPE                                       ; 1st line - PSC
;       OPT1, OPT2, [JOINT]                                                     ; 2nd line
;       bSHEARCHK, [SCHK], [WT], WIDTH, bSYM, bSIDEHOLE                         ; 3rd line
;       bUSERDEFMESHSIZE, MESHSIZE, bUSERINPSTIFF, [STIFF]                      ; 4th line
;       [SIZE-A]                                                                ; 5th line
;       [SIZE-B]                                                                ; 6th line
;       [SIZE-C]                                                                ; 7th line
;       [SIZE-D]                                                                ; 8th line
; [DATA1] : 1, DB, NAME or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10
; [DATA2] : CCSHAPE or iCEL or iN1, iN2
; [SRC]   : 1, DB, NAME1, NAME2 or 2, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8, D9, D10, iN1, iN2
; [DIM1], [DIM2] : D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, D8
; [OFFSET] : OFFSET, iCENT, iREF, iHORZ, HUSER, iVERT, VUSER
; [OFFSET2]: OFFSET, iCENT, iREF, iHORZ, HUSERI, HUSERJ, iVERT, VUSERI, VUSERJ
; [JOINT]  :  8(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  9(PSCM),  8(PSCH), 9(PSCT),  2(PSCB), 0(nCELL),  2(nCEL2)
; [SIZE-A] :  6(1CELL, 2CELL), 10(3CELL), 10(PSCM),  6(PSCH), 8(PSCT), 10(PSCB), 5(nCELL), 11(nCEL2)
; [SIZE-B] :  6(1CELL, 2CELL), 12(3CELL),  6(PSCM),  6(PSCH), 8(PSCT),  6(PSCB), 8(nCELL), 18(nCEL2)
; [SIZE-C] : 10(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  9(PSCM), 10(PSCH), 7(PSCT),  8(PSCB), 0(nCELL), 11(nCEL2)
; [SIZE-D] :  8(1CELL, 2CELL), 13(3CELL),  6(PSCM),  7(PSCH), 8(PSCT),  5(PSCB), 0(nCELL), 18(nCEL2)
; [STIFF]  : AREA, ASy, ASz, Ixx, Iyy, Izz
; [SCHK]   : bAUTO_Z1, Z1, bAUTO_Z3, Z3
; [WT]     : bAUTO_TOR, TOR, bAUTO_SHR1, SHR1, bAUTO_SHR2, SHR2, bAUTO_SHR3, SHR3
; [CMPWEB] : EFD, LRF, A, B, H, T
   1, DBUSER    , H400              , CC, 0, 0, 0, 0, 0, 0, YES, SB , 2, 0.5, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0


*STLDCASE    ; Static Load Cases
; LCNAME, LCTYPE, DESC
  활하중토압(측압), USER,
  전토압(지하수무), USER,
  전토압(지하수유), USER,
  수압 , USER,


*CONSTRAINT    ; Supports
; NODE_LIST, CONST(Dx,Dy,Dz,Rx,Ry,Rz), GROUP
  1, 111000,
  4, 011000,

*USE-STLD, 활하중토압(측압)

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
    1, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 7.965, 1, 7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    2, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -7.965, 1, -7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    3, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -7.965, 1, -7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    4, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 7.965, 1, 7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    5, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 7.965, 1, 7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    6, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 7.965, 1, 7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    7, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -7.965, 1, -7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    8, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -7.965, 1, -7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    9, BEAM   , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 7.965, 1, 7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
   10, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 7.965, 1, 7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
   11, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -7.965, 1, -7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
   12, BEAM   , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -7.965, 1, -7.965, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO

; End of data for load case [활하중토압(측압)] ----------------------
```

```
*USE-STLD, 전토압(지하수무)

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
     1, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 48.162, 1, 48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     2, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -48.162, 1, -48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     3, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -48.162, 1, -48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     4, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 48.162, 1, 48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     5, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 48.162, 1, 48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     6, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 48.162, 1, 48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     7, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -48.162, 1, -48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     8, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -48.162, 1, -48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     9, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 48.162, 1, 48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    10, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 48.162, 1, 48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    11, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -48.162, 1, -48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    12, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -48.162, 1, -48.162, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO

; End of data for load case [전토압(지하수무)] ------------------------

*USE-STLD, 전토압(지하수유)

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
     1, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 29.524, 1, 29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     2, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -29.524, 1, -29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     3, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -29.524, 1, -29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     4, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 29.524, 1, 29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     5, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 29.524, 1, 29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     6, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 29.524, 1, 29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     7, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -29.524, 1, -29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     8, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -29.524, 1, -29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     9, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 29.524, 1, 29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    10, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 29.524, 1, 29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    11, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -29.524, 1, -29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    12, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -29.524, 1, -29.524, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO

; End of data for load case [전토압(지하수유)] ------------------------

*USE-STLD, 수압

*BEAMLOAD    ; Element Beam Loads
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, DIR, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; ELEM_LIST, CMD, TYPE, TYPE, DIR, VX, VY, VZ, bPROJ, [ECCEN], [VALUE], GROUP
; [VALUE]       : D1, P1, D2, P2, D3, P3, D4, P4
; [ECCEN]       : bECCEN, ECCDIR, I-END, J-END, bJ-END
; [ADDITIONAL]  : bADDITIONAL, ADDITIONAL_I-END, ADDITIONAL_J-END, bADDITIONAL_J-END
     1, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 39, 1, 39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     2, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -39, 1, -39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     3, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -39, 1, -39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     4, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 39, 1, 39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     5, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 39, 1, 39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     6, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 39, 1, 39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     7, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -39, 1, -39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     8, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -39, 1, -39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
     9, BEAM    , UNILOAD, GZ, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 39, 1, 39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    10, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, 39, 1, 39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    11, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -39, 1, -39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO
    12, BEAM    , UNILOAD, GX, NO , NO, aDir[1], , , , 0, -39, 1, -39, 0, 0, 0, 0, , NO, 0, 0, NO

; End of data for load case [수압] ------------------------


*LOADCOMB    ; Combinations
; NAME=NAME, KIND, ACTIVE, bES, iTYPE, DESC, iSERV-TYPE, nLCOMTYPE   ; line 1
;      ANAL1, LCNAME1, FACT1, ...                                    ; from line 2
```

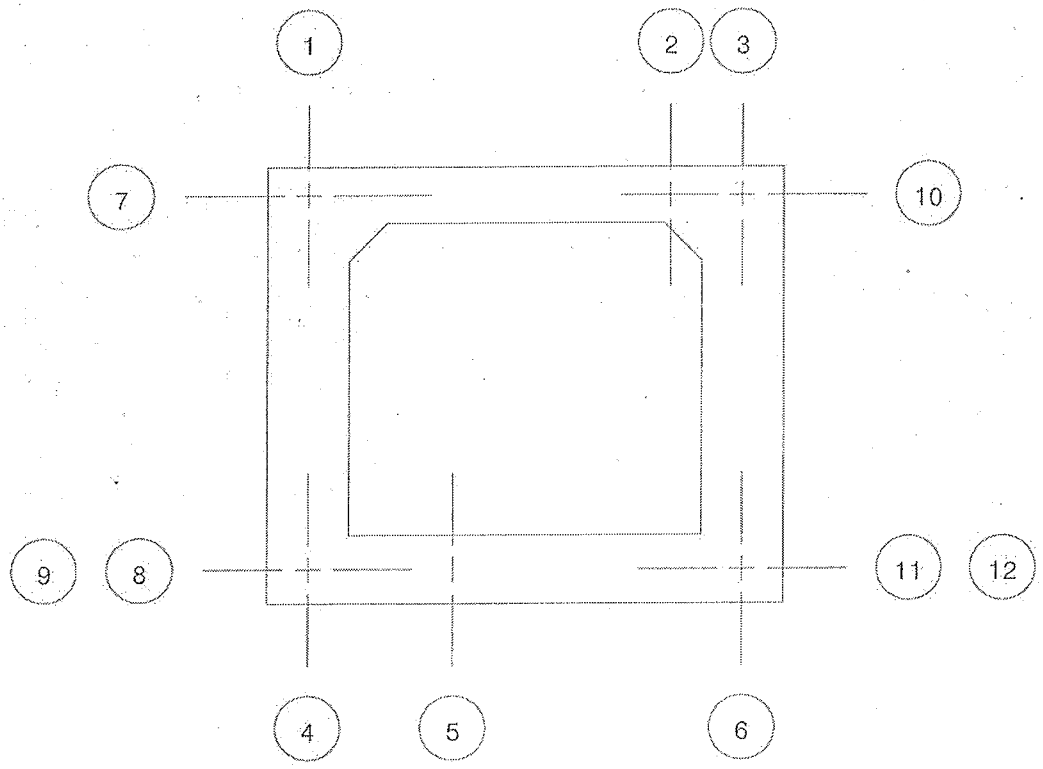
```
   NAME=COM1, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0
        ST, 활하중토압(측압), 1.6, ST, 전토압(지하수무), 1.6
   NAME=COM2, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0
        ST, 활하중토압(측압), 1.6, ST, 전토압(지하수유), 1.6, ST, 수압, 1.6
   NAME=COM3, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0
        ST, 활하중토압(측압), 1, ST, 전토압(지하수무), 1
   NAME=COM4, GEN, ACTIVE, 0, 0, , 0, 0
        ST, 활하중토압(측압), 1, ST, 전토압(지하수유), 1, ST, 수압, 1
   NAME=all, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0
        CB, COM1, 1, CB, COM2, 1
   NAME=save, GEN, ACTIVE, 0, 1, , 0, 0
        CB, COM3, 1, CB, COM4, 1

*LC-COLOR    ; Diagram Color for Load Case
; ANAL, LCNAME, iR1(ALL), iG1(ALL), iB1(ALL), iR2(MIN), iG2(MIN), iB2(MIN), iR3(MAX), iG2(MAX), iB2(MAX)
 ST, 활하중토압(측압), 85, 192, 0, 192, 72, 0, 0, 128, 255
 ST, 전토압(지하수무), 85, 192, 0, 160, 192, 255, 210, 210, 210
 ST, 전토압(지하수유), 0, 128, 255, 192, 192, 192, 192, 192, 192
 ST, 수압, 148, 87, 255, 255, 255, 87, 0, 128, 57
 CB, COM1, 192, 128, 0, 192, 192, 0, 78, 0, 255
 CB, COM2, 93, 255, 87, 146, 0, 255, 85, 0, 192
 CB, all, 85, 192, 0, 0, 128, 128, 255, 160, 255
 CB, COM3, 255, 160, 255, 148, 87, 255, 255, 0, 128
 CB, COM4, 0, 128, 128, 255, 0, 128, 192, 0, 192
 CB, save, 255, 255, 255, 255, 87, 87, 255, 255, 255

*ANAL-CTRL
; bARDC, bANRC, iITER, TOL, bCSECF, bTRS, bCRBAR, bTPF, bCSO, bSCS, bCLATS
   YES, YES, 20, 0.001, YES, YES, YES, NO, NO, NO, NO

*DGN-MATL    ; Modify Steel(Concrete) Material
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA1]                                    ; STEEL
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA2], [R-DATA], FCI, bSERV, SHORT, LONG ; CONC
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA3], [DATA2], [R-DATA]                 ; SRC
; iMAT, TYPE, MNAME, [DATA5]                                    ; STEEL(None) & KSCE-ASD05
; [DATA1] : 1, DB, CODE, NAME or 2, ELAST, POISN, FU, FY1, FY2, FY3, FY4
;           FY5, FY6, AFT, AFT2, AFT3, FY, AFV, AFV2, AFV3
; [DATA2] : 1, DB, CODE, NAME or 2, FC, CHK, LAMBDA
; [DATA3] : 1, DB, CODE, NAME or 2, ELAST, FU, FY1, FY2, FY3, FY4
;             FY5, FY6, AFT, AFT2, AFT3, FY, AFV, AFV2, AFV3
; [DATA4] : 1, DB, CODE, NAME or 2, FC
; [DATA5] : 3, ELAST, POISN, AL1, AL2, AL3, AL4, AL5, AL6, AL7, AL8, AL9, AL10
;             MIN1, MIN2, MIN3
; [R-DATA]: RBCODE, RBMAIN, RBSUB, FY(R), FYS
   1, CONC , C270              , 1, KS-Civil(RC),           ,C270          , NO, 1, , , , 0, 0, 0, NO, 0, 0
```

3.7 피난연결통로

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	425	566.65	664.36	4300.73	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		중앙부	2	1000	370	369.42	411.89	3173.83	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.11
		우측	3	1000	425	566.65	664.36	4300.73	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	450	755.04	852.49	5526.38	H32 - 8.0EA	6353.60	1.13
		중앙부	5	1000	470	472.54	533.44	3139.90	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
		우측	6	1000	450	755.04	852.49	5526.38	H32 - 8.0EA	6353.60	1.13
좌측벽체	1층	상부	7	1000	650	894.83	1594.72	-	H29 - 8.0EA	7833.60	1.78
		중앙부	8	1000	570	683.24	802.86	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	9048.00	1.18
		하부	9	1000	550	781.82	1513.15	-	H32 - 8.0EA	9048.00	1.94
우측벽체	1층	상부	10	1000	650	894.83	1594.72	-	H29 - 8.0EA	7833.60	1.78
		중앙부	11	1000	570	683.24	802.86	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	9048.00	1.18
		하부	12	1000	550	781.82	1513.15	-	H32 - 8.0EA	9048.00	1.94

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	900.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	900.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	900.0	1986.0	O.K	-	-	-
하부슬래브	1경간	좌측	4	1100.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	5	1100.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	6	1100.0	1986.0	O.K	-	-	-
좌측벽체	1층	상부	7	1300.0	1986.0	O.K	975.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1300.0	1986.0	O.K	975.0	1986.0	O.K
		하부	9	1300.0	1986.0	O.K	975.0	1986.0	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1300.0	1986.0	O.K	975.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1300.0	1986.0	O.K	975.0	1986.0	O.K
		하부	12	1300.0	1986.0	O.K	975.0	1986.0	O.K

■ 전단철근 검토

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	227.3	707.4	783.41	4.00	685.88	H16	150	794.40	O.K
		중앙부	2	240.3	654.3	828.18	4.00	559.40	H16	150	794.40	O.K
		우측	3	227.3	707.4	783.41	4.00	685.88	H16	150	794.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	292.3	730.0	1323.68	4.00	486.37	H19	150	1146.00	O.K
		중앙부	5	305.3	736.2	843.89	4.00	916.87	H19	300	1146.00	O.K
		우측	6	292.3	729.7	1323.68	4.00	486.05	H19	150	1146.00	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	399.2	945.8	1273.09	4.00	496.90	H16	150	794.40	O.K
		중앙부	8	415.9	424.4	1321.52	4.00	7.47	H16	150	794.40	O.K
		하부	9	401.3	424.4	1275.15	4.00	21.01	H16	150	794.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	399.2	945.8	1273.09	4.00	496.90	H16	150	794.40	O.K
		중앙부	11	415.9	424.4	1321.52	4.00	7.48	H16	150	794.40	O.K
		하부	12	401.3	424.4	1275.15	4.00	21.01	H16	150	794.40	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	425	H29 - 8.0EA	125	380.085	O.K	3.041
		중앙부	2	370	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	635.340	O.K	5.083
		우측	3	425	H29 - 8.0EA	125	387.606	O.K	3.101
하부슬래브	1경간	좌측	4	450	H32 - 8.0EA	125	280.082	O.K	2.241
		중앙부	5	470	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	202.459	O.K	1.620
		우측	6	450	H32 - 8.0EA	125	285.482	O.K	2.284
좌측벽체	1층	상부	7	650	H29 - 8.0EA	125	276.261	O.K	2.210
		중앙부	8	570	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	1969.411	O.K	15.755
		하부	9	550	H32 - 8.0EA	125	329.894	O.K	2.639
우측벽체	1층	상부	10	650	H29 - 8.0EA	125	279.003	O.K	2.232
		중앙부	11	570	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	2167.829	O.K	17.343
		하부	12	550	H32 - 8.0EA	125	334.886	O.K	2.679

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 일반암거 (내공 : 2.8M × 2.5M, 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) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 18.172 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

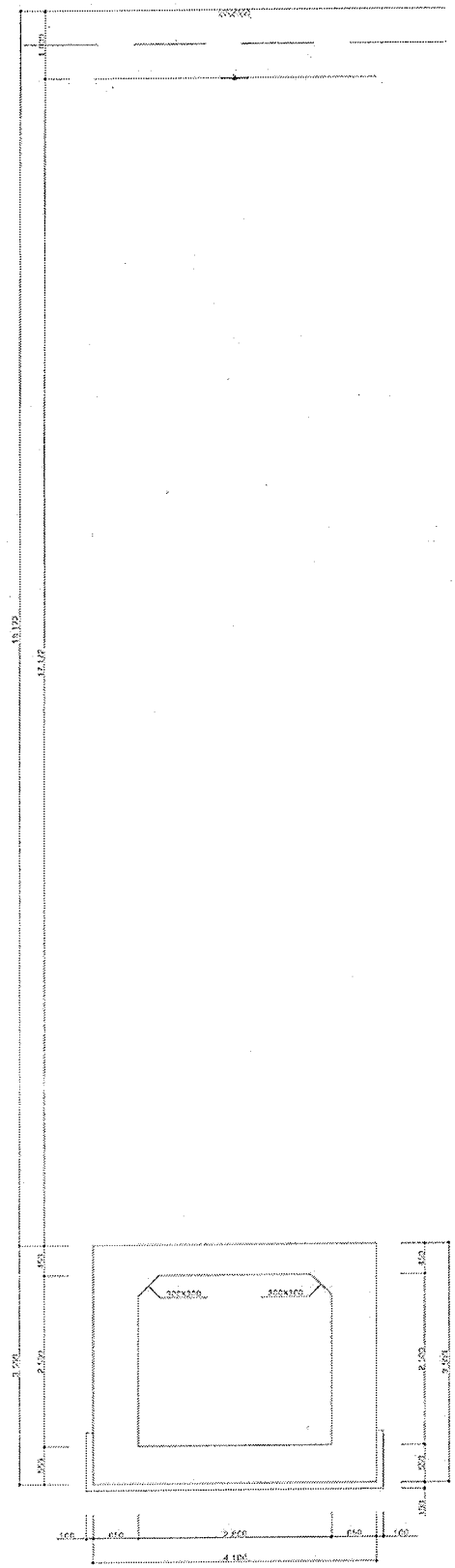
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

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

3. 단 면 가 정



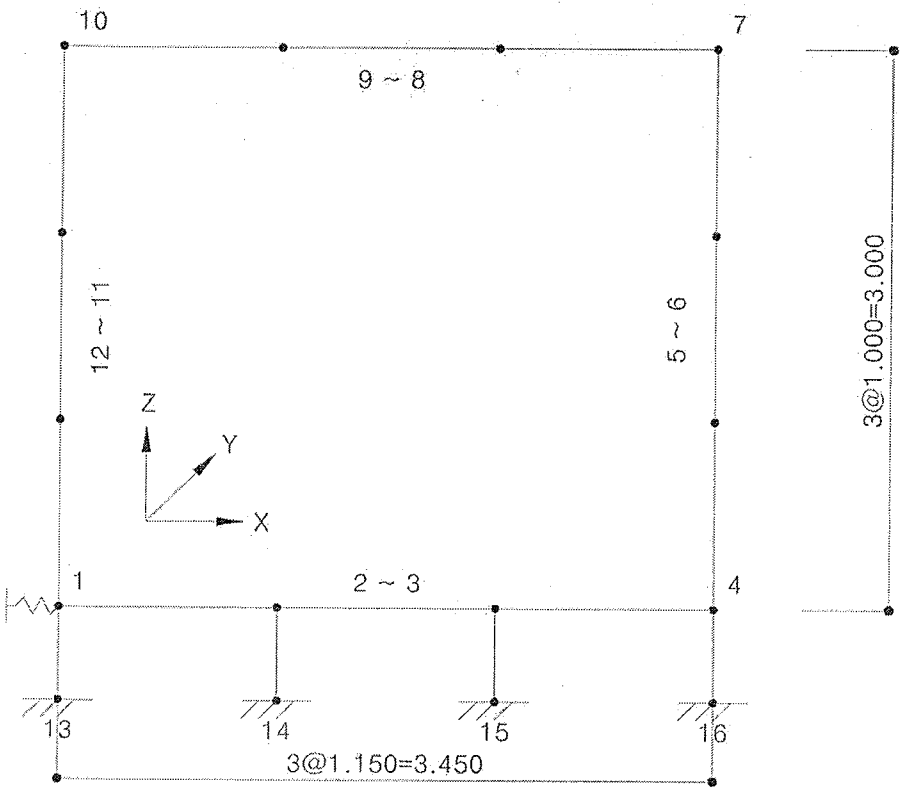
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

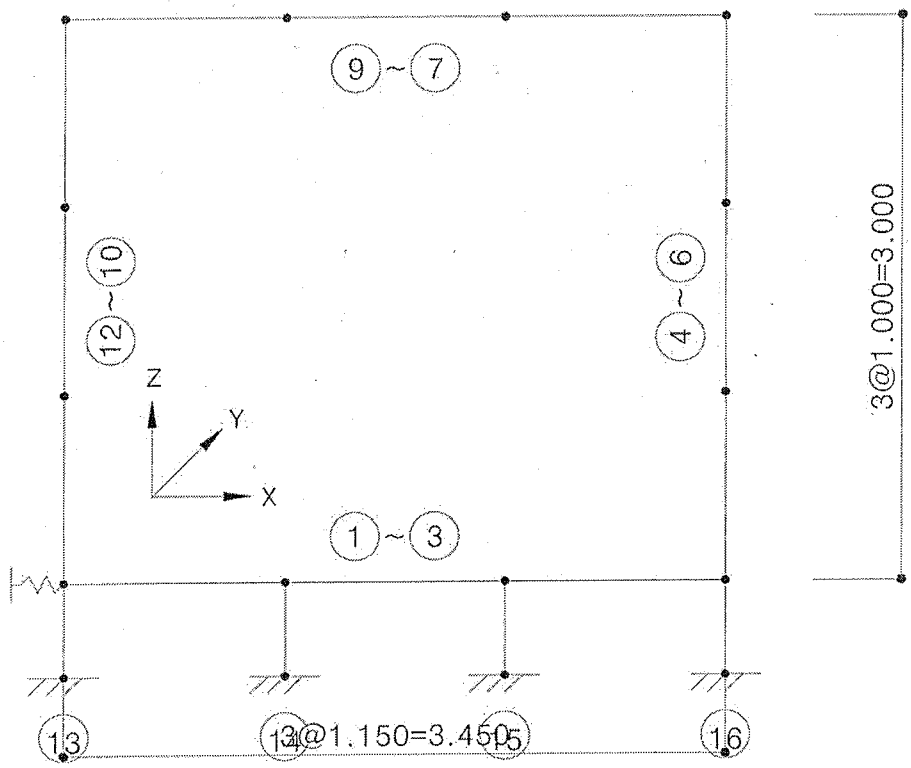
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

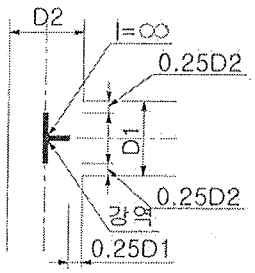
NO	A (㎡)		I (㎥)	부 재
1	0.550 × 1.000	= 0.550	0.01386	1~3
2	0.650 × 1.000	= 0.650	0.02289	4~6, 10~12
3	0.450 × 1.000	= 0.450	0.00759	7~9

3) 단면좌표

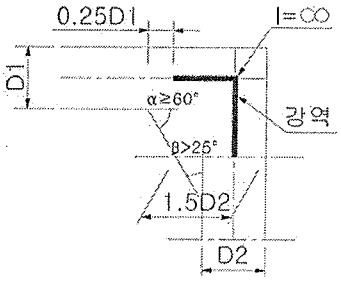
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	9	1.150	3.500
2	1.150	0.500	10	0.000	3.500
3	2.300	0.500	11	0.000	2.500
4	3.450	0.500	12	0.000	1.500
5	3.450	1.500	13	0.000	0.000
6	3.450	2.500	14	1.150	0.000
7	3.450	3.500	15	2.300	0.000
8	2.300	3.500	16	3.450	0.000

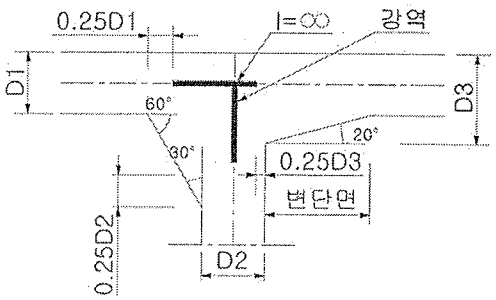
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 10 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 650 / 2 + 300 - (450 × 300) / (2 × 300) = 400 mm

(2) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 450 / 2 + 300 - (650 × 300) / (2 × 300) = 200 mm

(3) 7 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 650 / 2 + 300 - (450 × 300) / (2 × 300) = 400 mm

(4) 7 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 450 / 2 + 300 - (650 × 300) / (2 × 300) = 200 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 650 / 2 - 0.25 × 550 = 188 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 550 / 2 - 0.25 × 650 = 113 mm

(7) 4 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 650 / 2 - 0.25 × 550 = 188 mm

(8) 4 지점 - 슬래브 벽체 연결부

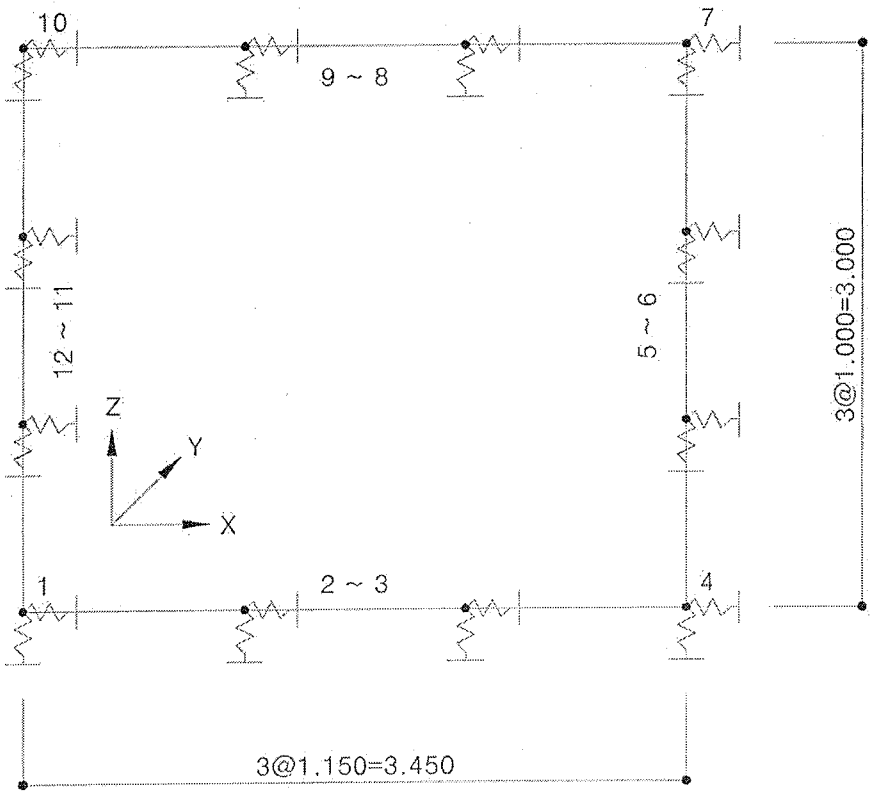
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 550 / 2 - 0.25 × 650 = 113 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

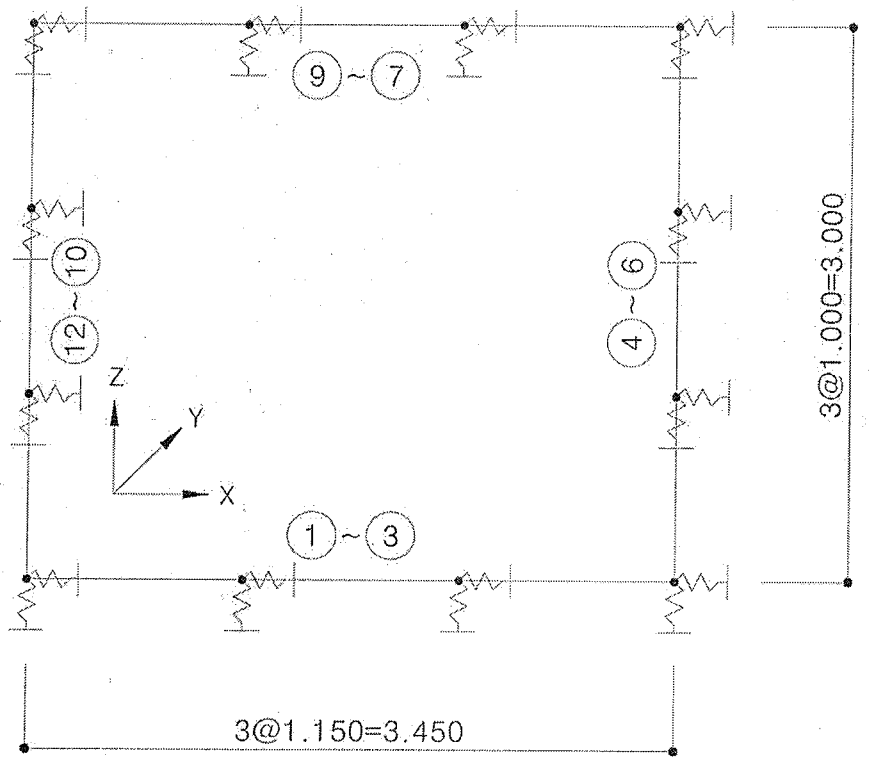
1) Modeling

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

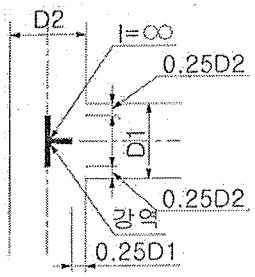
NO	A (m^2)	I (m^4)	부 재
1	0.550 × 1.000 = 0.550	0.01386	1~3
2	0.650 × 1.000 = 0.650	0.02289	4~6, 10~12
3	0.450 × 1.000 = 0.450	0.00759	7~9

3) 단면좌표

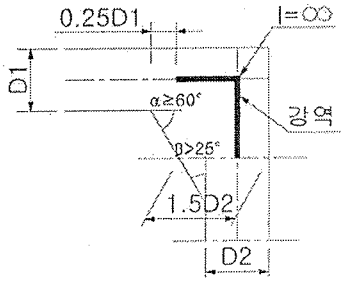
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	7	3.450	3.000
2	1.150	0.000	8	2.300	3.000
3	2.300	0.000	9	1.150	3.000
4	3.450	0.000	10	0.000	3.000
5	3.450	1.000	11	0.000	2.000
6	3.450	2.000	12	0.000	1.000

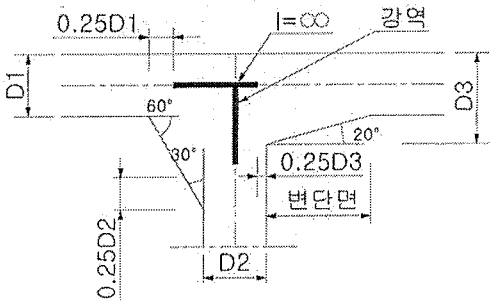
8) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 10 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 650 / 2 + 300 - (450 × 300) / (2 × 300) = 400 mm

(2) 10 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 450 / 2 + 300 - (650 × 300) / (2 × 300) = 200 mm

(3) 7 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 + B - (D1 × B) / (2 × H) = 650 / 2 + 300 - (450 × 300) / (2 × 300) = 400 mm

(4) 7 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D1 / 2 + H - (D2 × H) / (2 × B) = 450 / 2 + 300 - (650 × 300) / (2 × 300) = 200 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 650 / 2 - 0.25 × 550 = 188 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 550 / 2 - 0.25 × 650 = 113 mm

(7) 4 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 650 / 2 - 0.25 × 550 = 188 mm

(8) 4 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 550 / 2 - 0.25 × 650 = 113 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, $$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 50000.00 kN/m² (지반보고서 참조)

Bv = √(B × B) = √(4.100 × 4.100) = 4.10 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 50000 = 166670.00 kN/m³

Kv = 166670.000 × (4.100 / 0.3) $^{-3/4}$ = 23448.25 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.150/2) = 21103 kN/m	1,4
Kv2	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 26965 kN/m	2,3
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	2

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 17.500 ~ -4.932, N=31)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $31^{1/3}$ = 251.3 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 251.3 = 251.3 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 251.3^2 = 128750.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 128750.0 = 339900.0 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $31^{1/3}$ = 251.3 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 251.3 = 201.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 201.0^2 = 82367.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 82367.0 = 217448.9 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 .퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv	=	√(B × B)	= √(4.100 × 4.100)	=	4.100 m
Kvo	=	1 / 0.3 × α × Ed	= 1 / 0.3 × 2 × 339900.0	=	2266000.00 kN/m³
Kv	=	2266000.000 × (4.100 / 0.3)$^{-3/4}$		=	318796.07 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb	=	λ × Kv	= 1/3.0 × 318796.070	=	106265.36 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv	=	√(B × B)	= √(4.100 × 4.100)	=	4.100 m
Kvo	=	1 / 0.3 × α × Ed	= 1 / 0.3 × 2 × 339900.0	=	2266000.00 kN/m³
Kv	=	2266000.000 × (4.100 / 0.3)$^{-3/4}$		=	318796.07 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb	=	λ × Kv	= 1/3.0 × 318796.070	=	106265.36 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(3.500 × 3.500) = 3.500 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 339900.0 = 2266000.00 kN/m³

Kh = 2266000.000 × (3.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 358963.11 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 358963.110 = 119654.37 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 366615 kN/m	8,9
Ksb1	Ksb x (1.150/2 + 1.150/2) = 122205 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.000/2 + 1.000/2) = 358963 kN/m	5~6,11,12
Kss1	Kss x (1.000/2 + 1.000/2) = 119654 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 366615 kN/m	2,3
Ksb1	Ksb x (1.150/2 + 1.150/2) = 122205 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.150/2) = 286916 kN/m	1,4
Ksb1	Kh x (1.000/2 + 0.550/2) = 278196 kN/m	
Kv2	Kv x (1.150/2 + 0.650/2) = 286916 kN/m	7,10
Ksb2	Kh x (1.000/2 + 0.450/2) = 260248 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제2토층 ,퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(4.100 × 4.100) = 4.100 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kv = 1449659.330 × (4.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 203947.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 203947.790 = 67982.60 kN/m³

(2) 하부슬래브 : 제2토층 , 퇴적토

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(4.100 × 4.100) = 4.100 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kv = 1449659.330 × (4.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 203947.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 203947.790 = 67982.60 kN/m³

(3) 측벽 : 제2토층 , 퇴적토

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(3.500 × 3.500) = 3.500 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 217448.9 = 1449659.33 kN/m³

Kh = 1449659.330 × (3.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 229644.40 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 229644.400 = 76548.13 kN/m³

(4) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 234540 kN/m	8,9
Ksb1	Ksb x (1.150/2 + 1.150/2) = 78180 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.000/2 + 1.000/2) = 229644 kN/m	5~6,11,12
Kss1	Kss x (1.000/2 + 1.000/2) = 76548 kN/m	

- 하부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.150/2 + 1.150/2) = 234540 kN/m	2,3
Ksb1	Ksb x (1.150/2 + 1.150/2) = 78180 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.650/2 + 1.150/2) = 183553 kN/m	1,4
Ksb1	Kh x (1.000/2 + 0.550/2) = 177974 kN/m	
Kv2	Kv x (1.150/2 + 0.650/2) = 183553 kN/m	7,10
Ksb2	Kh x (1.000/2 + 0.450/2) = 166492 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	: 17.672 × 19.00	= 335.768	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 347.268	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)	: 17.172 × 10.00	= 171.720	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 192.720	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 18.172m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.5(= 5.000 kN/m²

③ 상재활하중

- WL = 10.000 kN/m²

④ 상재활하중에 의한 수평하중

- WH = 10.000 x 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 17.897 × 19.000) × 0.500 = 175.772 kN/m²

Wh2 = 175.772 + 1.000 × 19.000 × 0.500 = 185.272 kN/m²

Wh3 = 185.272 + 1.000 × 19.000 × 0.500 = 194.772 kN/m²

Wh4 = 194.772 + 1.000 × 19.000 × 0.500 = 204.272 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 17.397 × = 97.485 kN/m²

Wh2 = 97.485 + 1.000 × 10.000 × 0.500 = 102.485 kN/m²

Wh3 = 102.485 + 1.000 × 10.000 × 0.500 = 107.485 kN/m²

Wh4 = 107.485 + 1.000 × 10.000 × 0.500 = 112.485 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 17.172 × 10.000 = 171.720 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 17.397 × 10.000 = 173.970 kN/m²

Ww3 = 173.970 + 1.000 × 10.000 = 183.970 kN/m²

Ww4 = 183.970 + 1.000 × 10.000 = 193.970 kN/m²

Ww5 = 193.970 + 1.000 × 10.000 = 203.970 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww6 = (18.172 + 3.500 - 1.000) × 10.000 = 206.720 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) 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	0.132	248.600	198.900	19.000	0.002	0.003
애립토	4.200	145.400	116.300	19.000	0.116	0.144
퇴적토	18.100	251.300	201.000	20.000	0.288	0.360
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	2.868	248.600	198.900	20.000	0.046	0.058
계					0.516	0.645

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.516 = 0.645	1.25 Tg' = 1.25 × 0.645 = 0.806

2) 통제주기(Ts)

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Ts(sec)	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554	Ts = Cv / (2.5 × Ca) = 0.180/(2.5×0.130) = 0.554
To(sec)	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111	To = 0.2 × Ts = 0.2 × 0.554 = 0.111

3) 감쇠율에 대한 보정계수(Cd)

① 성능수준별 감쇠율(h)

- 기능수행수준 : h = 0.1
- 붕괴방지수준 : h = 0.2

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

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Cd	0.800	0.667

단,별도의 합리적인 해석에 의하여 구한 값을 적용할 수 있다.

4) 가속도 응답스펙트럼(Sa) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

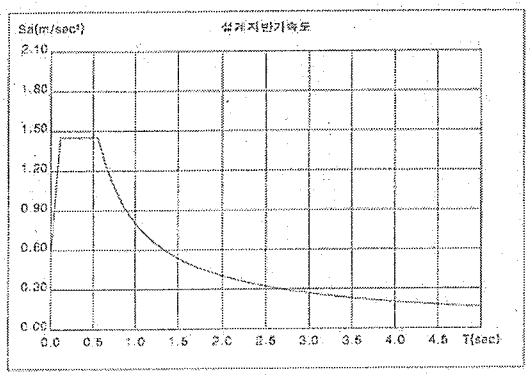
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 1.248 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.046 m/s²

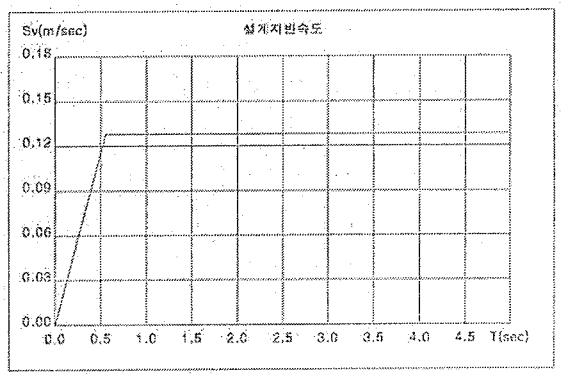
5) 속도 응답스펙트럼(Sv) - 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.645 / 2π × 1.248 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.806 / 2π × 2.046 = 0.262 m/s

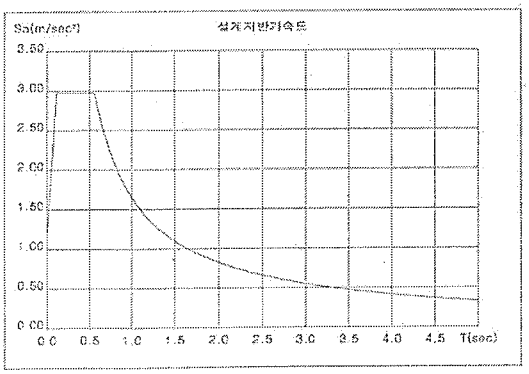
6) 설계응답 응답스펙트럼

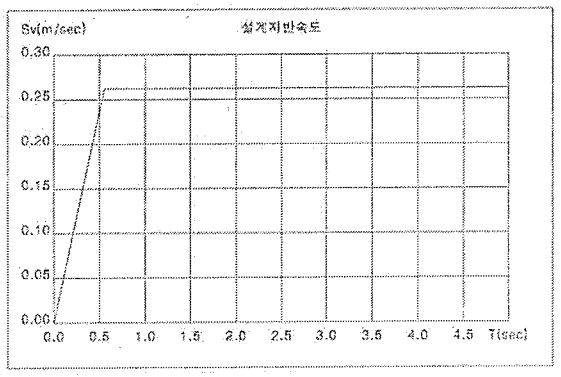
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 18.397 m
- 하부슬래브 EL. = 21.397 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 18.397 / (2 \times 30.000)) = 0.009550$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.645 \times \cos(\pi \times 21.397 / (2 \times 30.000)) = 0.007284$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.806 \times \cos(\pi \times 18.397 / (2 \times 30.000)) = 0.024428$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.806 \times \cos(\pi \times 21.397 / (2 \times 30.000)) = 0.018631$

$Po = Ksb.top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 106265.360 \times (0.009550 - 0.007284) = 240.797\ kN/m^2$	$Po = 67982.600 \times (0.024428 - 0.018631) = 394.095\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
18.397	358963.110	0.009550	0.002266	813.410
19.397	358963.110	0.008818	0.001534	550.649
20.397	358963.110	0.008062	0.000778	279.273
21.397	358963.110	0.007284	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
18.397	229644.400	0.024428	0.005797	1331.249
19.397	229644.400	0.022555	0.003924	901.125
20.397	229644.400	0.020621	0.001990	456.992
21.397	229644.400	0.018631	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$. $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
Vu	128750.000 × 0.000712 = 91.670	82367.000 × 0.001821 = 149.990
Vb	128750.000 × 0.000783 = 100.810	82367.000 × 0.002003 = 164.980
Vs	(91.670 + 100.810) / 2 = 96.240	(149.990 + 164.980) / 2 = 157.490

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 0.450×25.000×0.074×(1 - 0.015×18.122) = 0.606	fu = 0.450×25.000×0.182×(1 - 0.015×18.122) = 1.491

② 하부슬래브

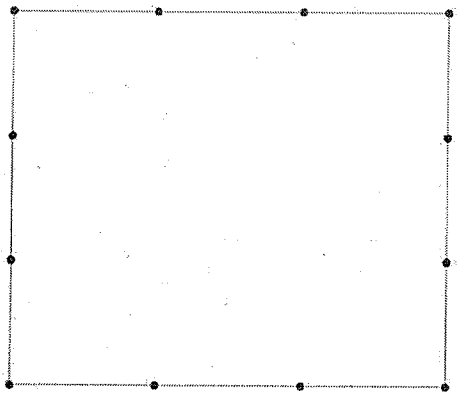
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fb = 0.550×25.000×0.074×(1 - 0.015×21.122) = 0.695	fb = 0.550×25.000×0.182×(1 - 0.015×21.122) = 1.710

③ 측벽

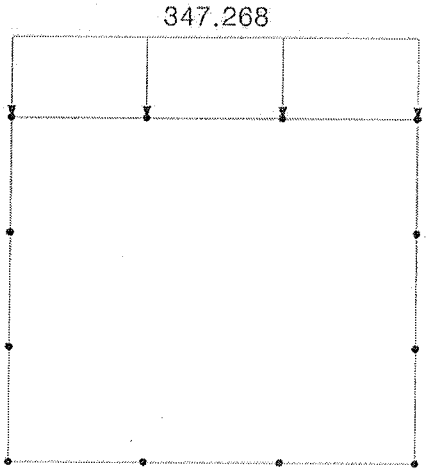
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.650×25.000×0.074×(1-0.015×18.122) = 0.876	f1 = 0.650×25.000×0.182×(1-0.015×18.122) = 2.154
f2 = 0.650×25.000×0.074×(1-0.015×19.122) = 0.858	f2 = 0.650×25.000×0.182×(1-0.015×19.122) = 2.109
f3 = 0.650×25.000×0.074×(1-0.015×20.122) = 0.840	f3 = 0.650×25.000×0.182×(1-0.015×20.122) = 2.065
f4 = 0.650×25.000×0.074×(1-0.015×21.122) = 0.822	f4 = 0.650×25.000×0.182×(1-0.015×21.122) = 2.020

10. 하 중 재 하 (상시)

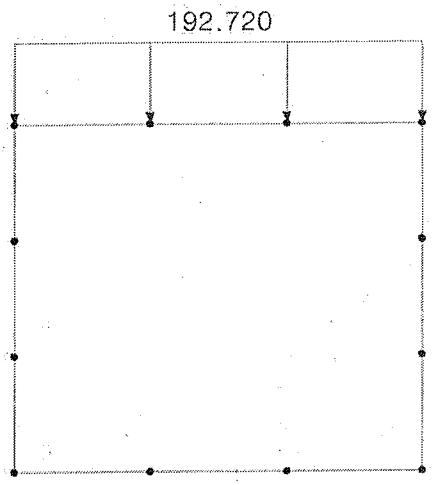
1) CASE1 - 구체자중(SW)



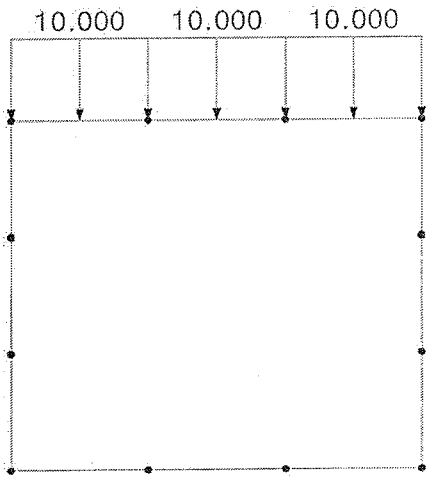
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



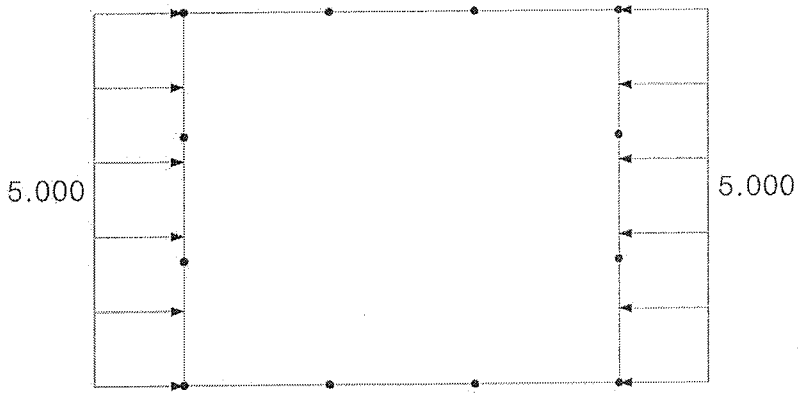
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



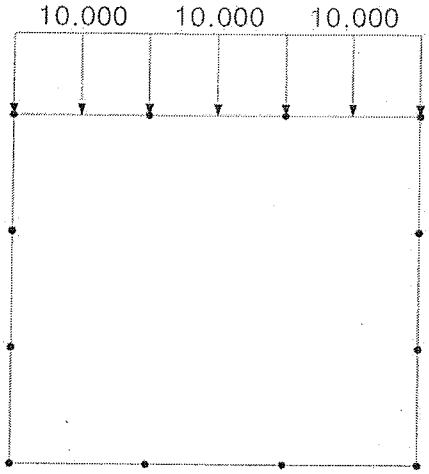
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



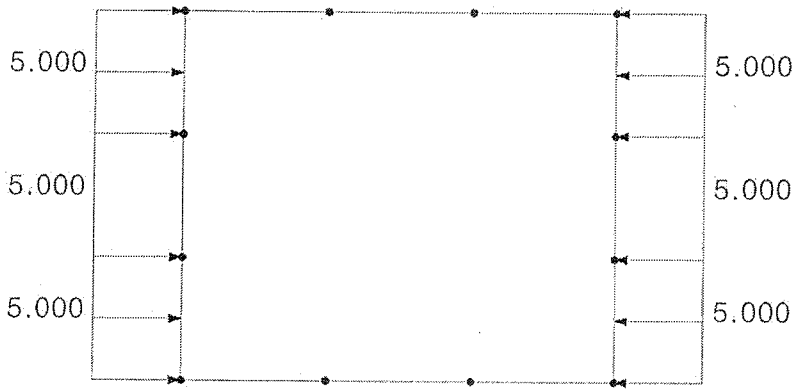
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



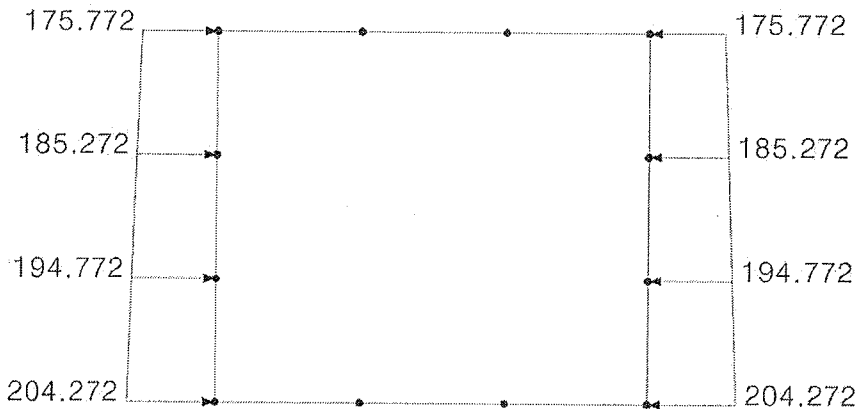
6) CASE6 - 상재활하중(LIVEA)



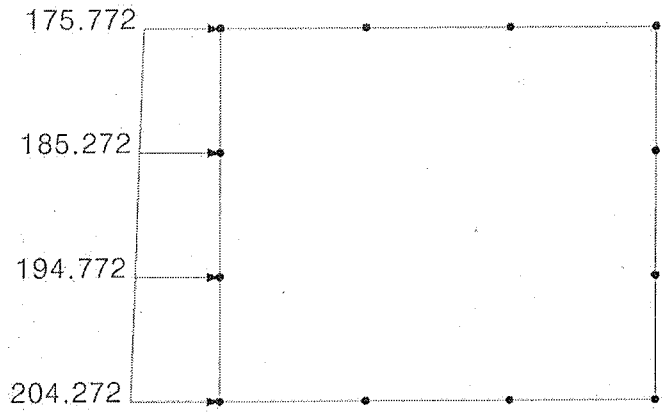
7) CASE7 - 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAH)



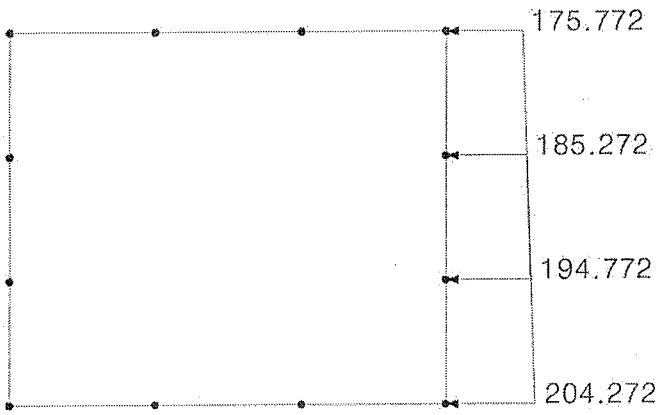
8) CASE8 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



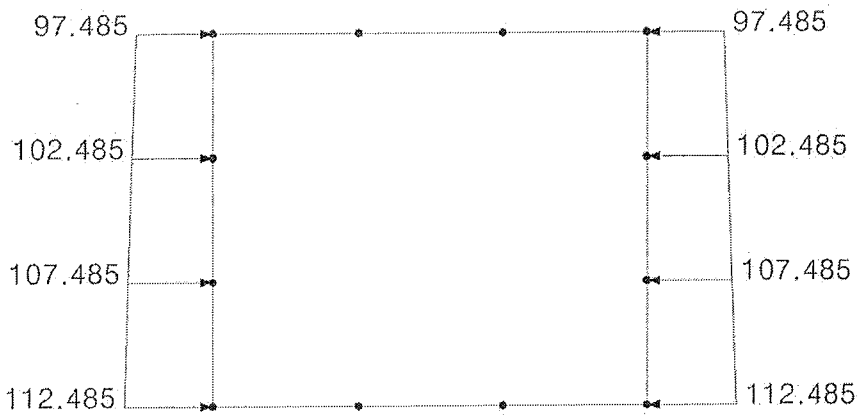
9) CASE9 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



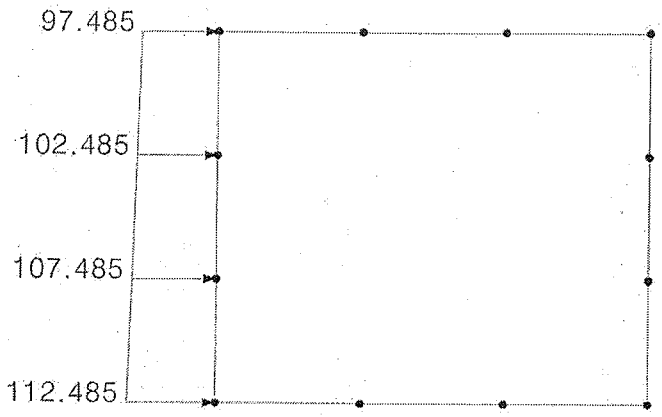
10) CASE10 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



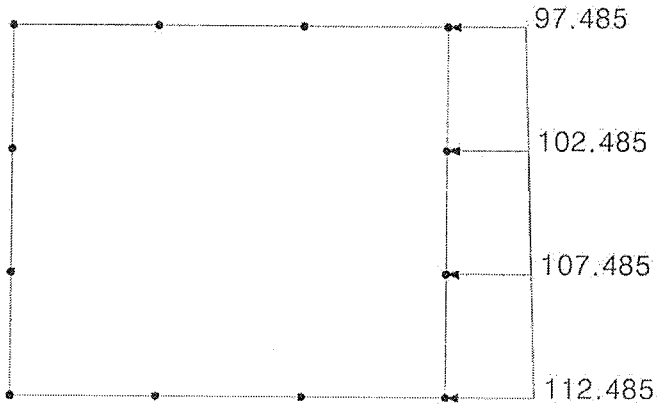
11) CASE11 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



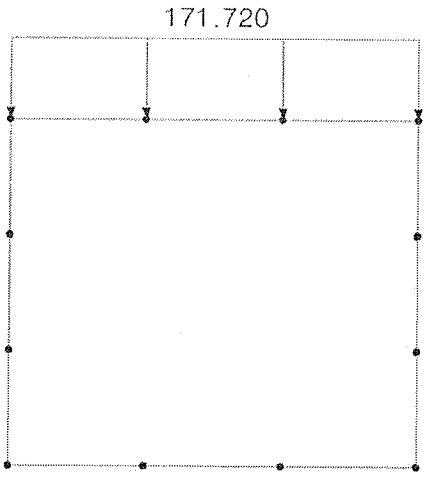
12) CASE12 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



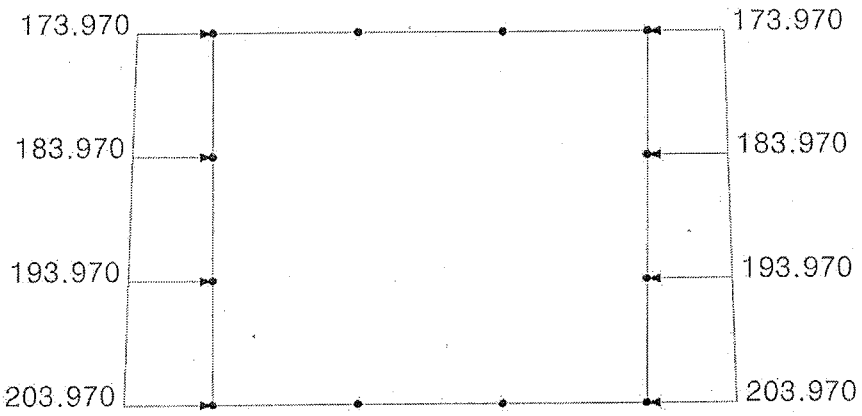
13) CASE13 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



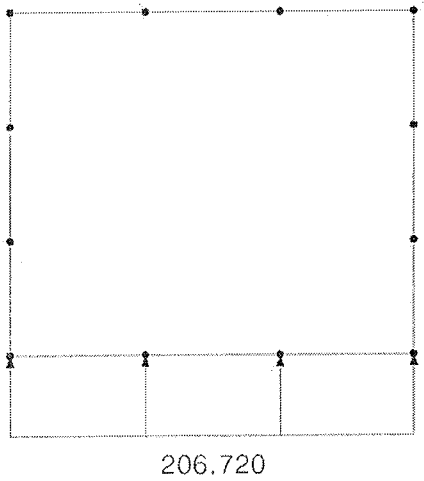
14) CASE14 - 연직수압(WATERV)



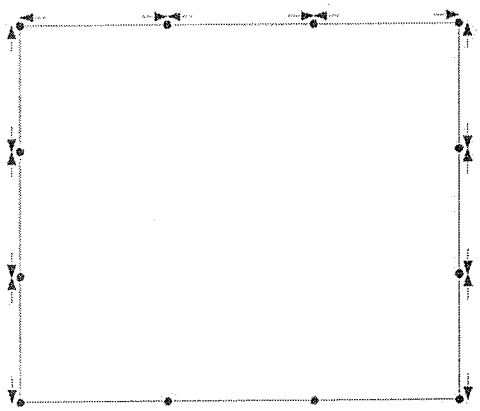
15) CASE15 - 수평수압(WATERH)



16) CASE16 - 부력(BUOYANCY)

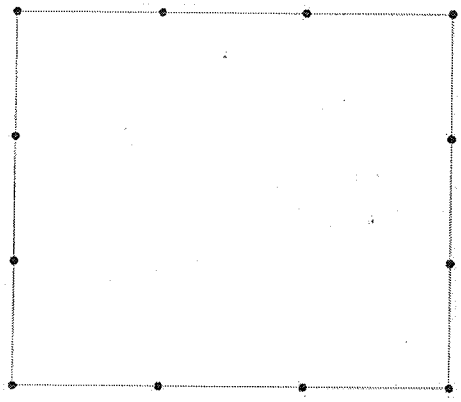


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

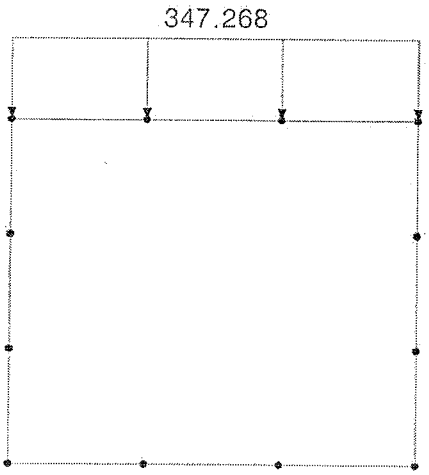


11. 하중 재하 (기능수행)

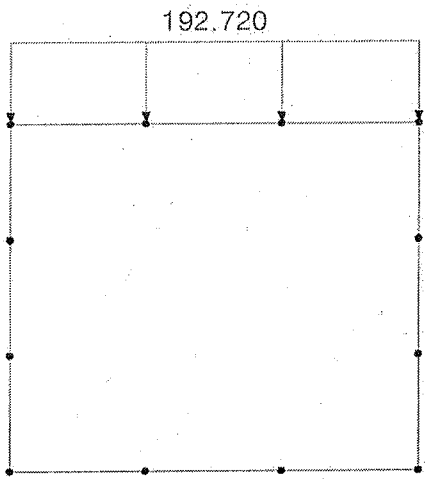
1) CASE1 - 구체자중(SW)



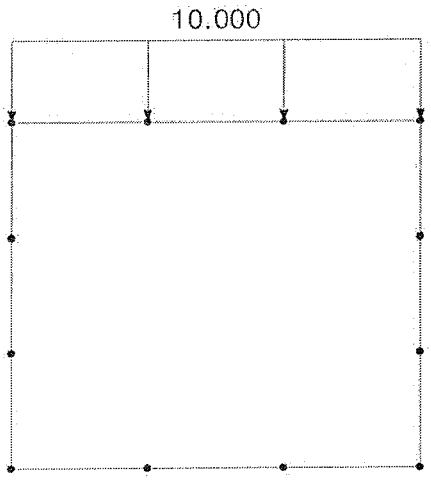
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



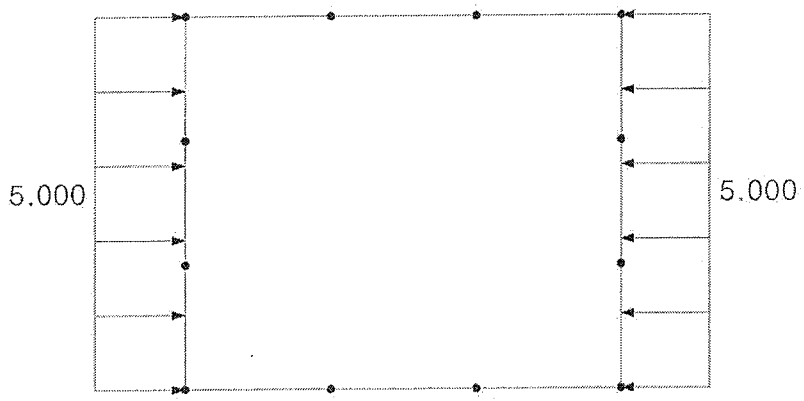
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



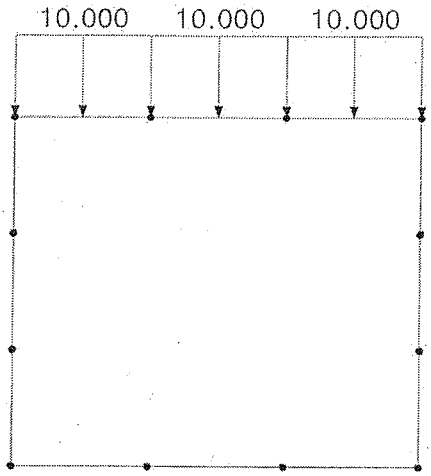
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



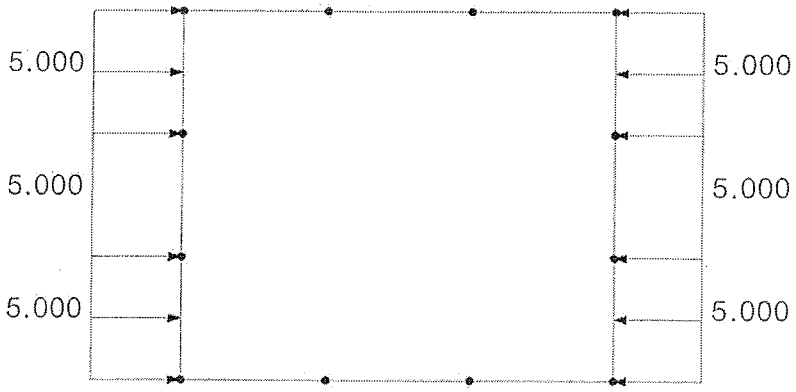
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



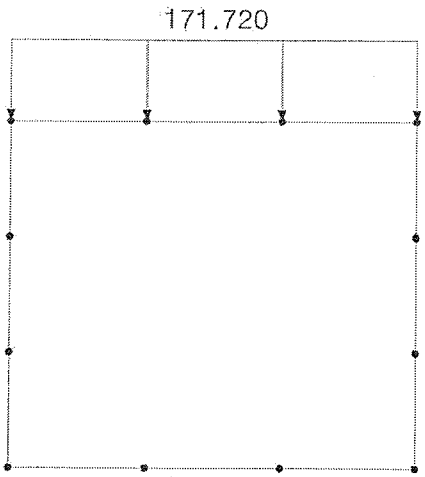
6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



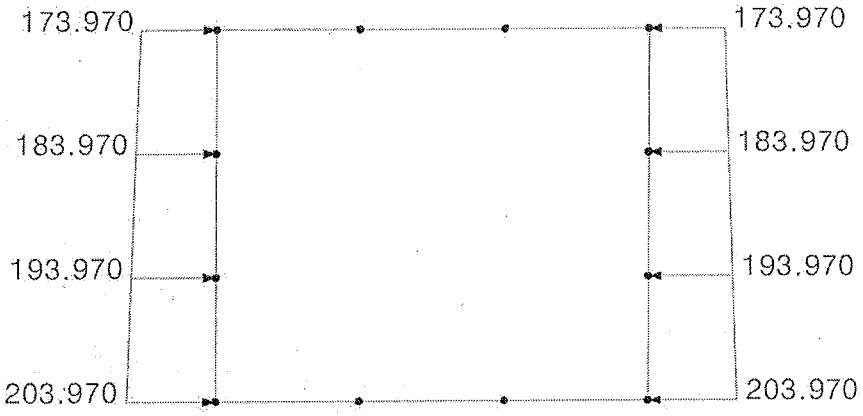
7) CASE7 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



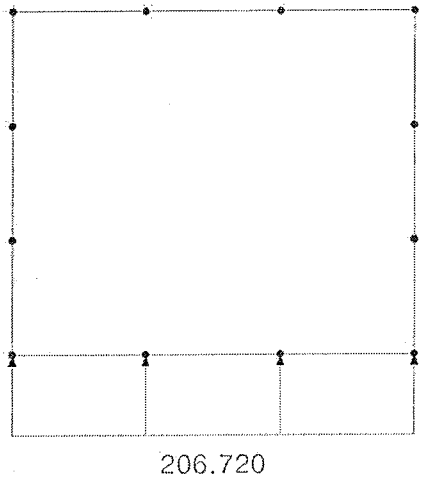
8) CASE8 - 연직수압(WATERV)



9) CASE9 - 수평수압(WATERH)

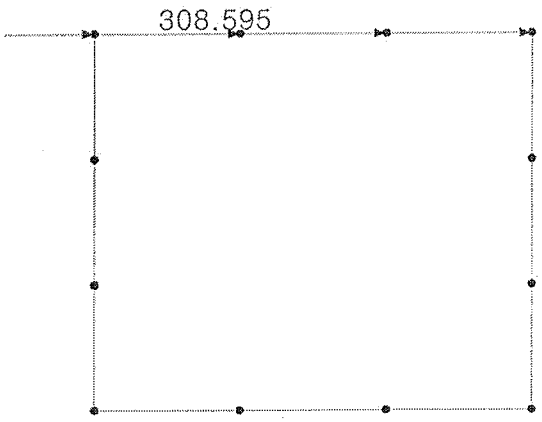


10) CASE10 - 부력(BUOYANCY)

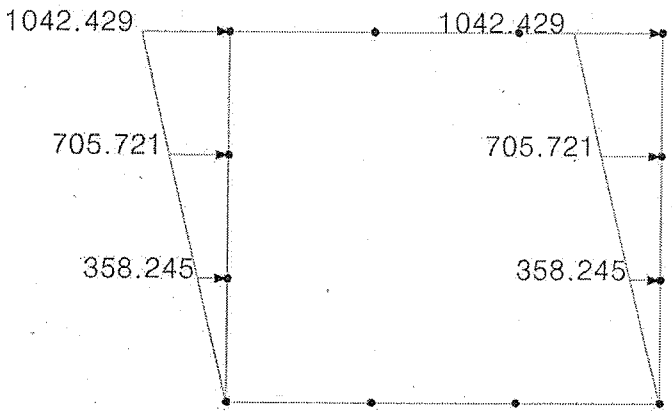


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

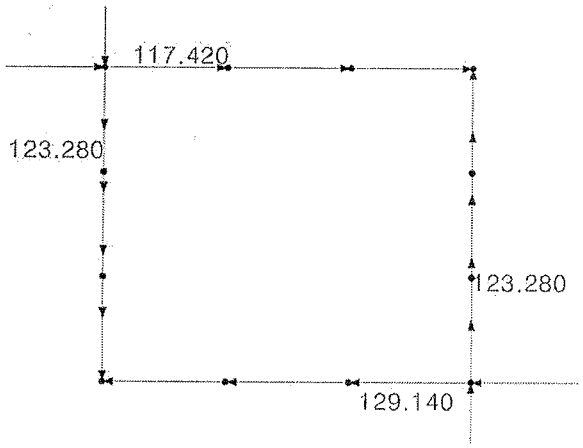
11) CASE11 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



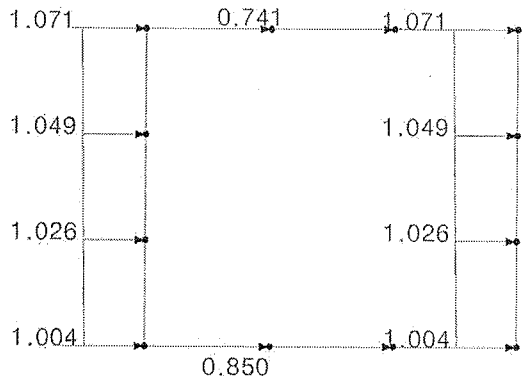
12) CASE12 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



13) CASE13 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

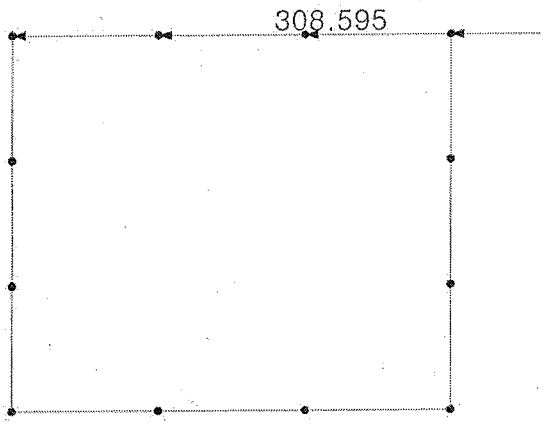


14) CASE14 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

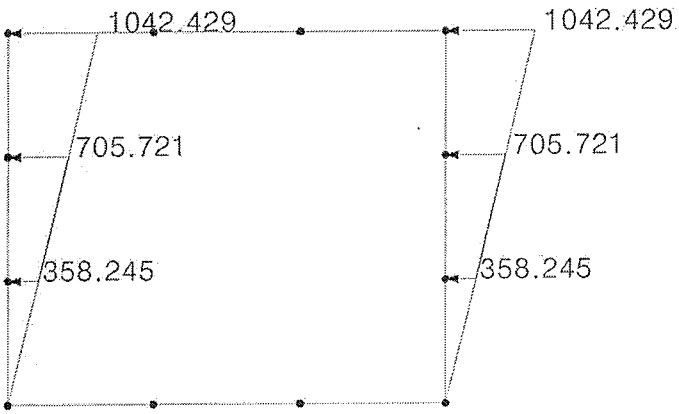


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

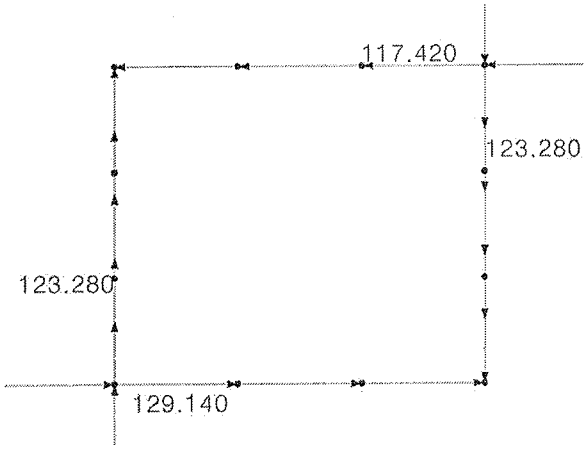
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



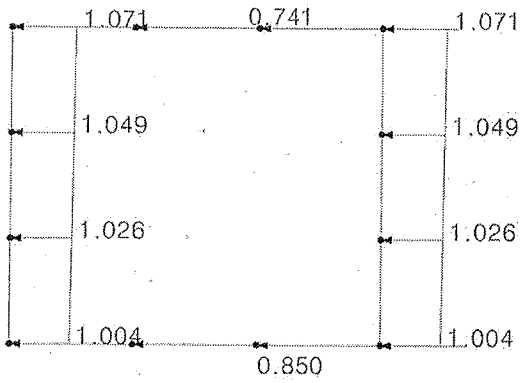
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

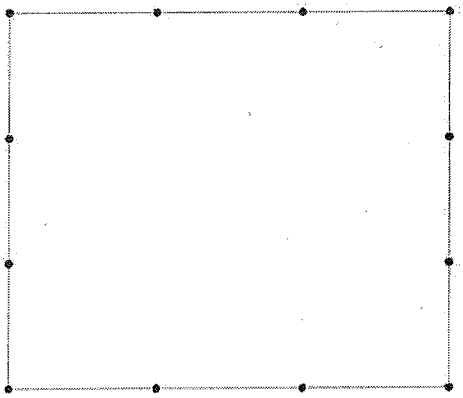


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

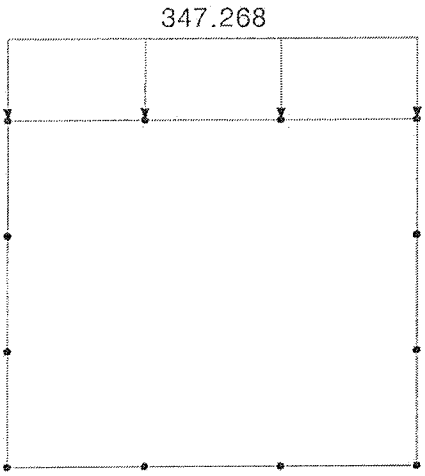


12. 하중 재하 (붕괴방지)

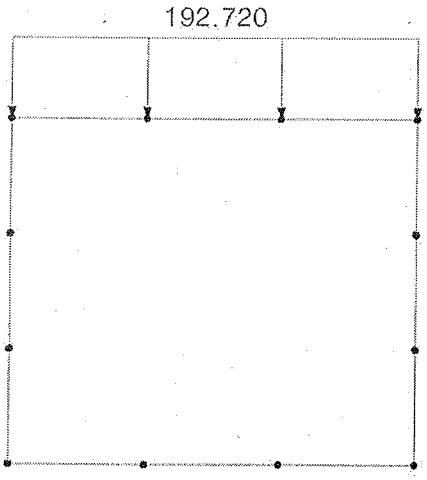
1) CASE1 - 구체자중(SW)



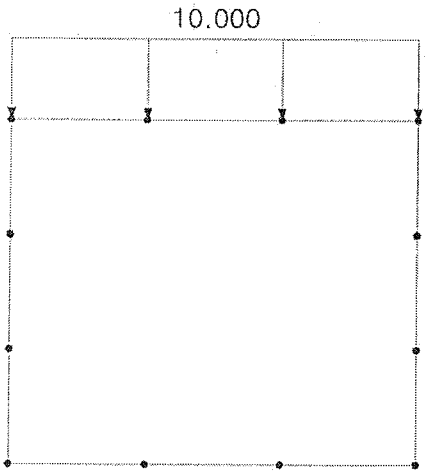
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



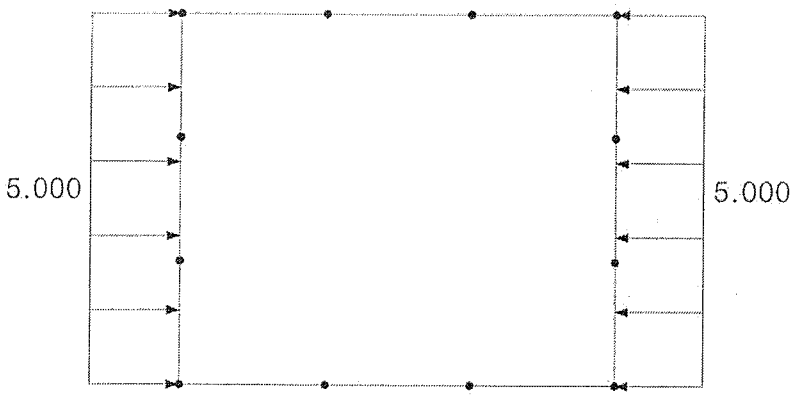
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



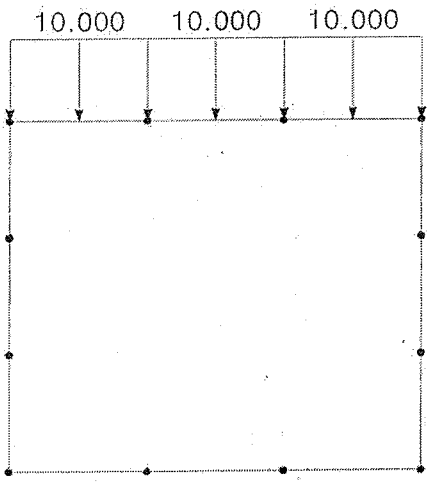
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



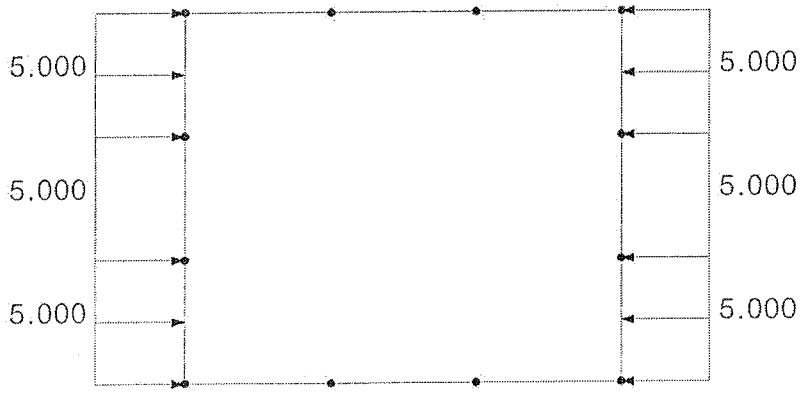
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



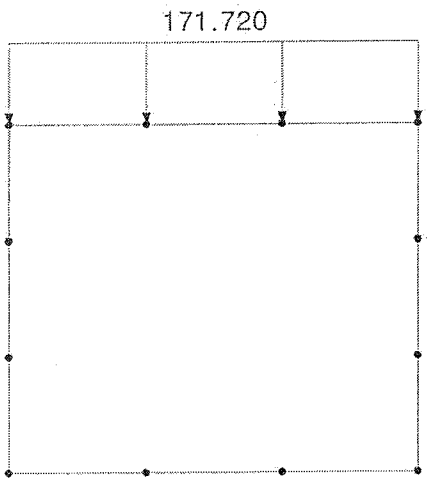
6) CASE6 - 지진시 상재활하중(LIVEAE)



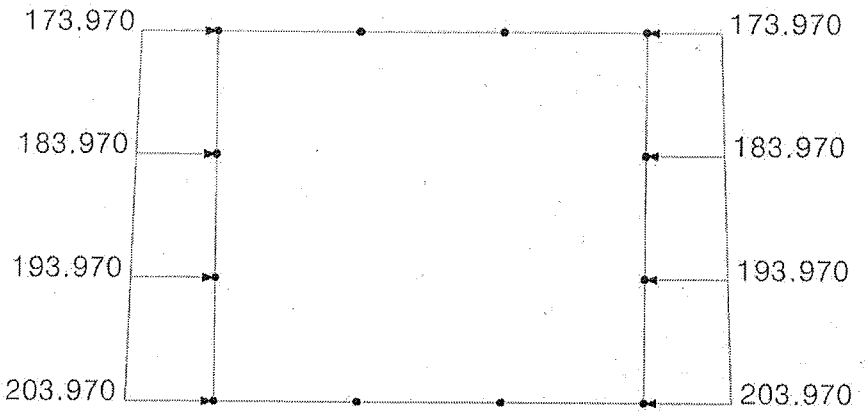
7) CASE7 - 지진시 상재활하중에 의한 수평하중(LIVEAHE)



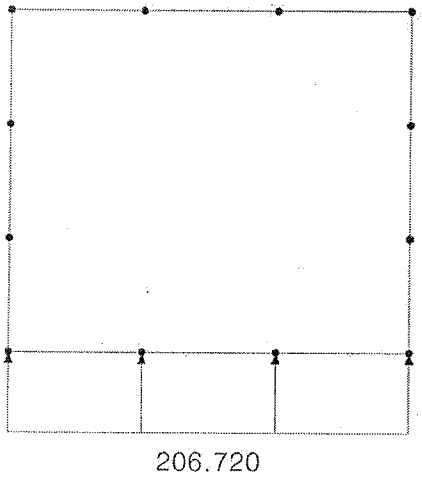
8) CASE8 - 연직수압(WATERV)



9) CASE9 - 수평수압(WATERH)

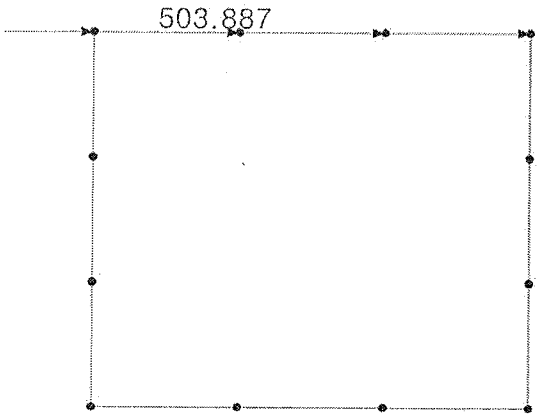


10) CASE10 - 부력(BUOYANCY)

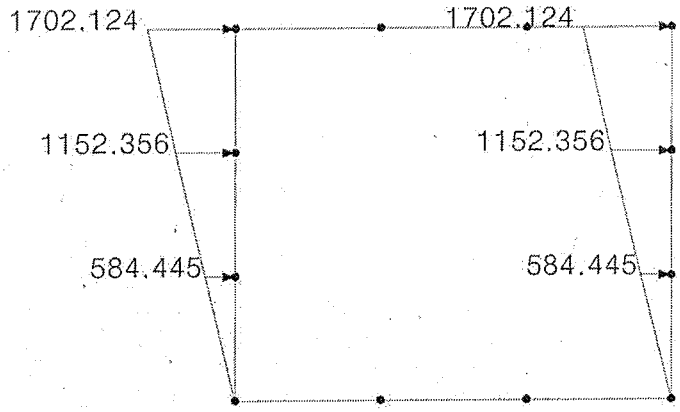


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

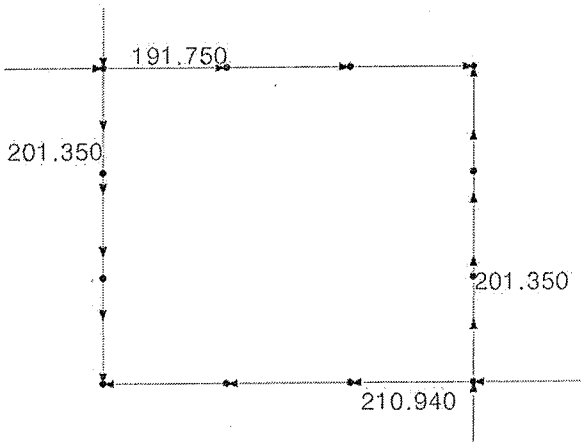
11) CASE11 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



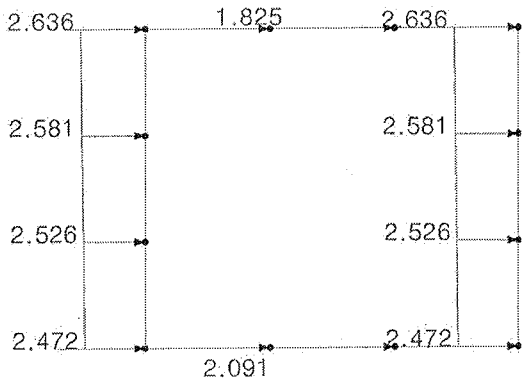
12) CASE12 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



13) CASE13 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

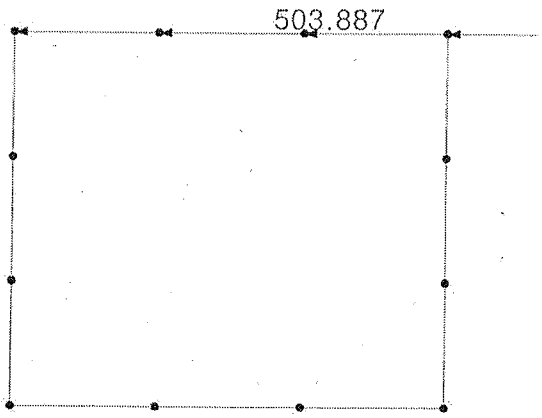


14) CASE14 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

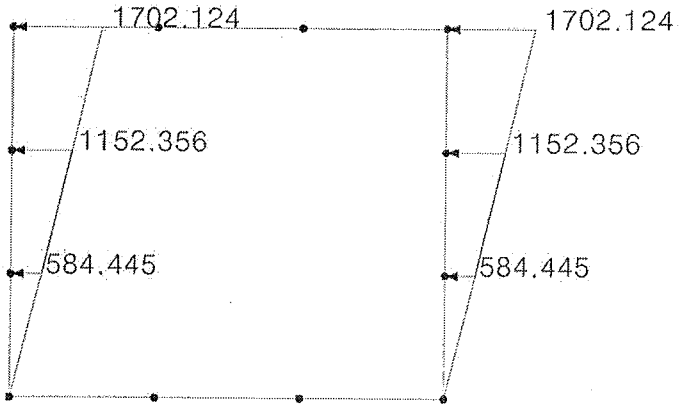


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

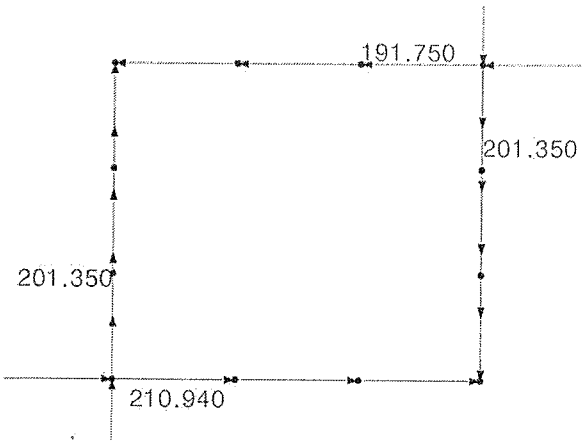
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



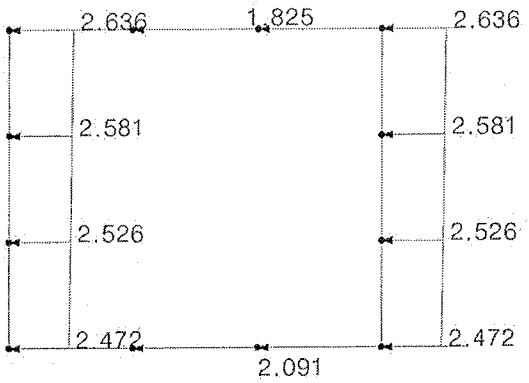
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



18) CASE18 - 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 = 18.172 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		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	●

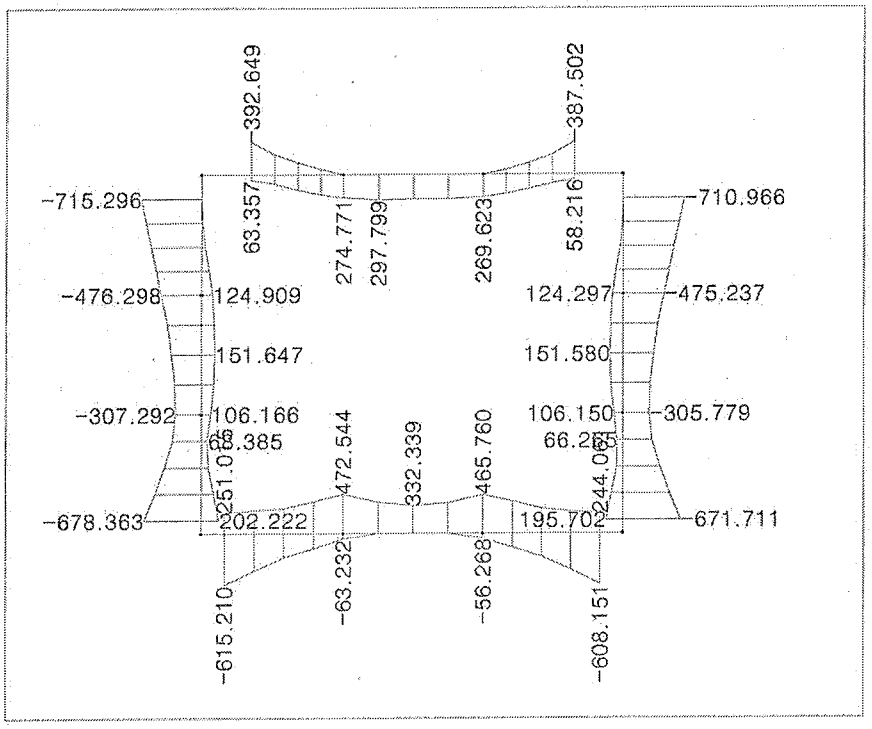
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

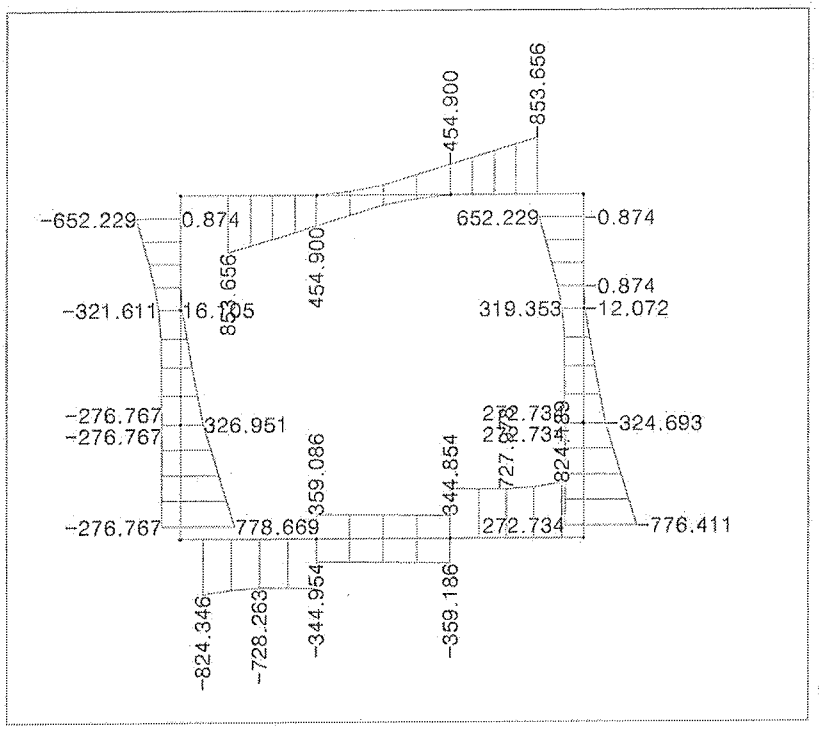
14. 단면력정리

14.1 상시

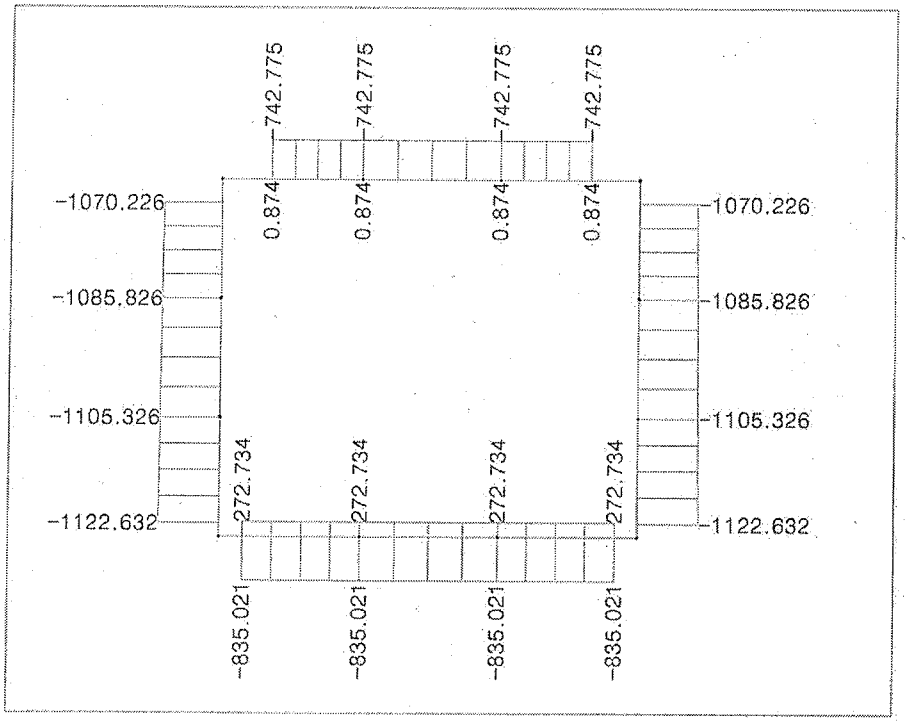
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



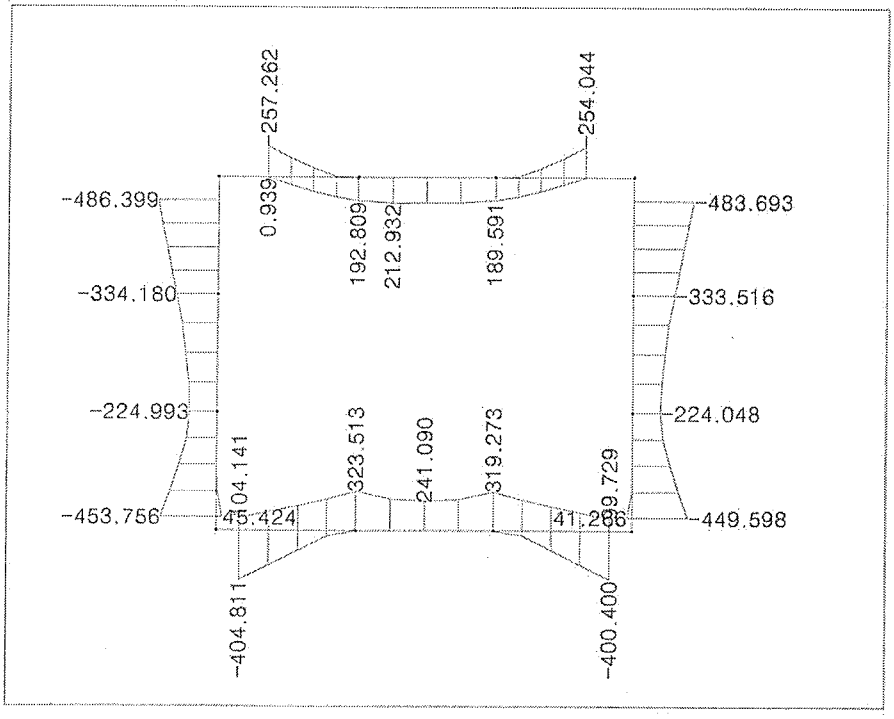
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

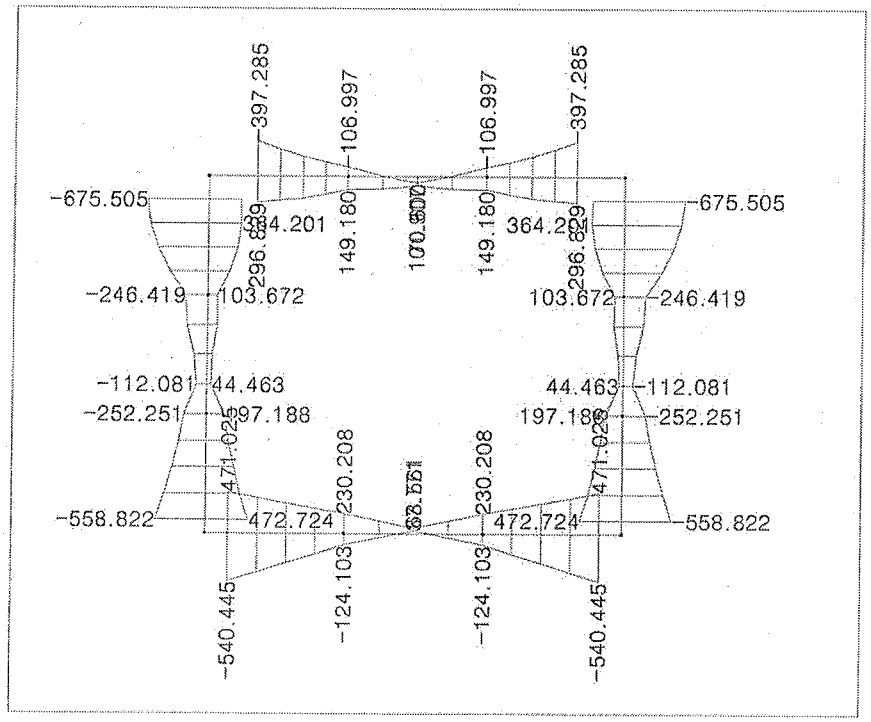


5) 단면력 정리

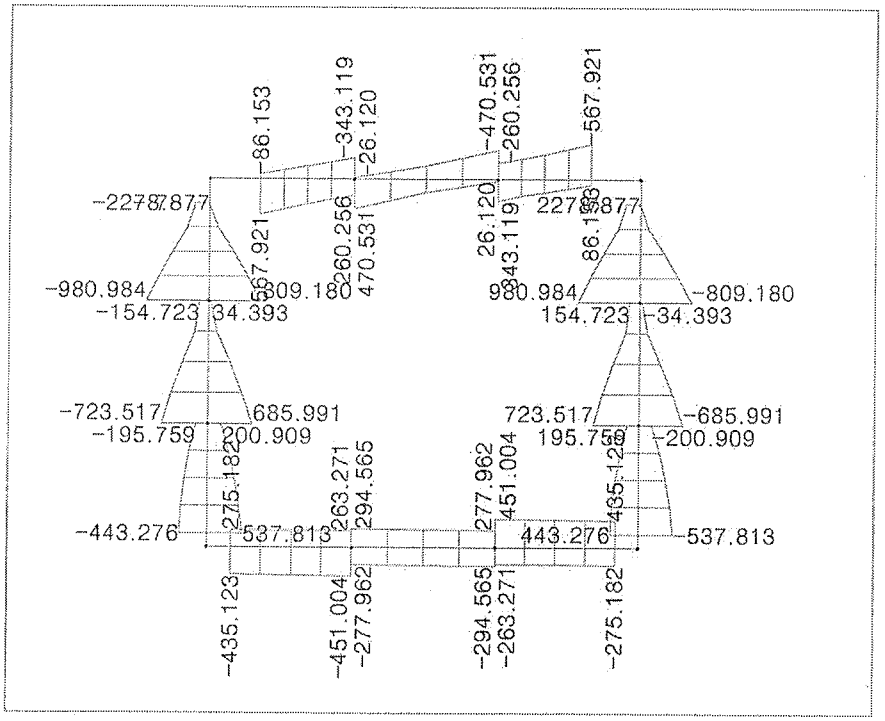
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	392.65	707.45	742.78	257.26	1000.00	525.00	
		중앙부	2	173.54	654.28	742.78	116.32	1000.00	450.00	
		우측	3	387.50	707.45	742.78	254.04	1000.00	525.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	615.21	730.02	835.02	404.81	1000.00	550.00	
		중앙부	5	472.54	736.20	835.02	323.51	1000.00	550.00	
		우측	6	608.15	729.73	835.02	400.40	1000.00	550.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	715.30	393.97	1070.23	486.40	1000.00	750.00	
		중앙부	8	202.22	414.62	1122.63	45.42	1000.00	650.00	
		하부	9	678.36	414.62	1122.63	453.76	1000.00	650.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	710.97	392.00	1070.23	483.69	1000.00	750.00	
		중앙부	11	195.70	412.37	1122.63	41.27	1000.00	650.00	
		하부	12	671.71	412.37	1122.63	449.60	1000.00	650.00	

14.2 지진시(기능수행)

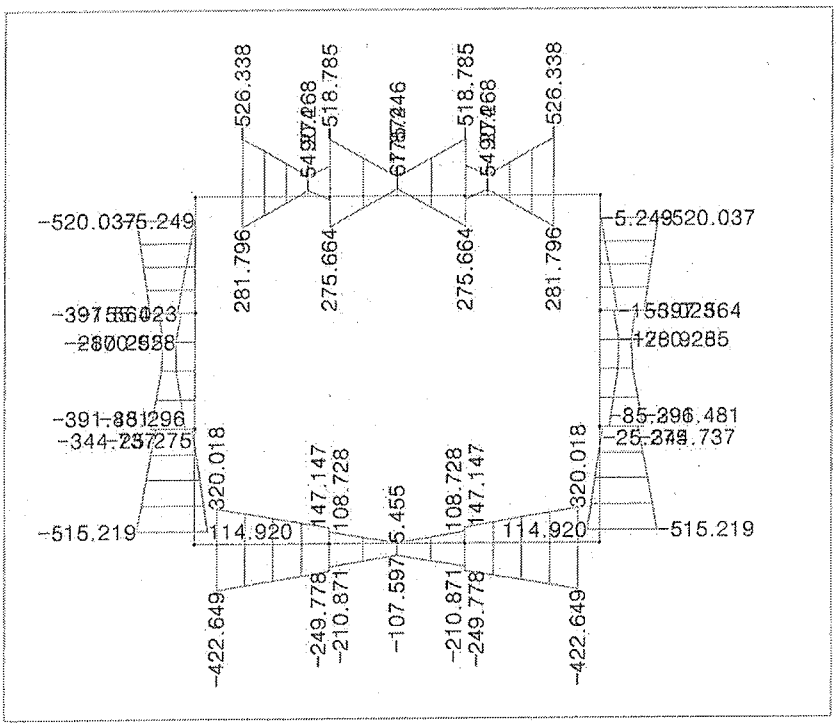
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

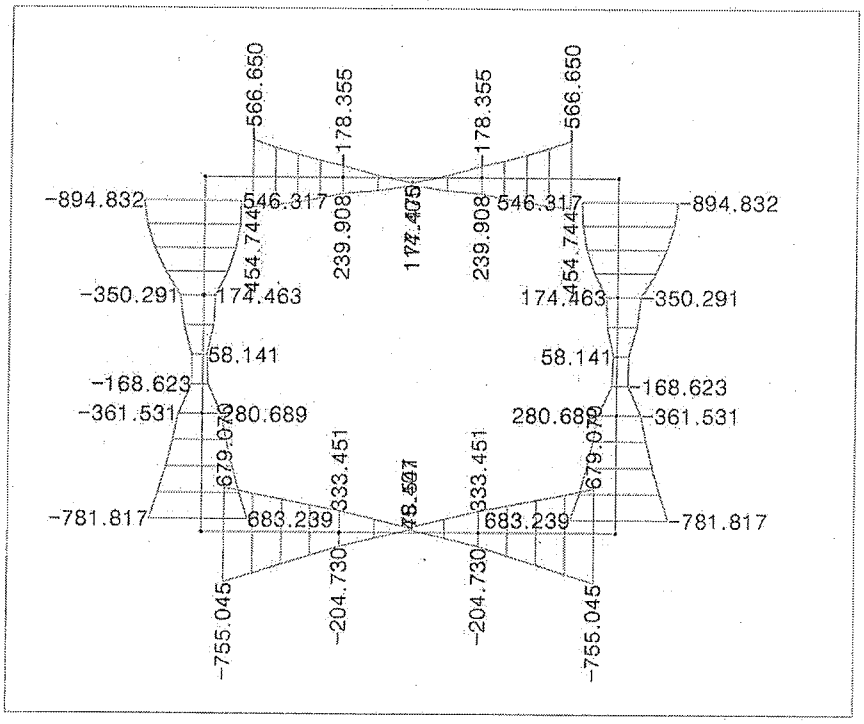


4) 단면력 정리

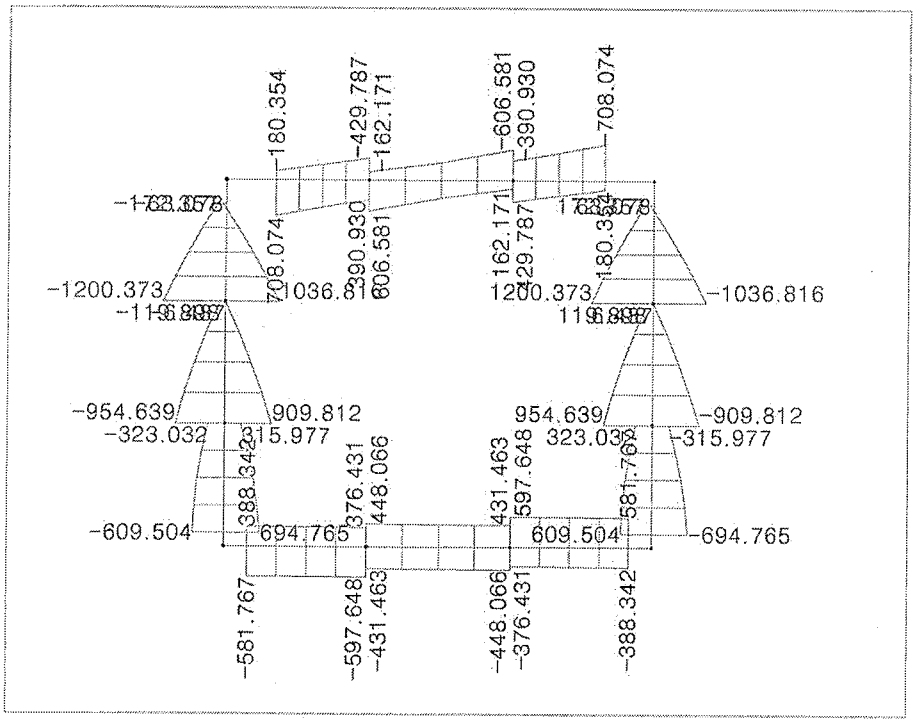
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	397.29	444.11	526.34	1000.00	525.00	
		중앙부	2	246.19	399.09	302.29	1000.00	450.00	
		우측	3	397.29	444.11	526.34	1000.00	525.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	540.45	444.82	422.65	1000.00	550.00	
		중앙부	5	230.21	451.00	249.78	1000.00	550.00	
		우측	6	540.45	444.82	422.65	1000.00	550.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	675.51	758.32	520.04	1000.00	750.00	
		중앙부	8	472.72	296.26	515.22	1000.00	650.00	
		하부	9	558.82	296.26	515.22	1000.00	650.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	675.51	758.32	520.04	1000.00	750.00	
		중앙부	11	472.72	296.27	515.22	1000.00	650.00	
		하부	12	558.82	296.27	515.22	1000.00	650.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

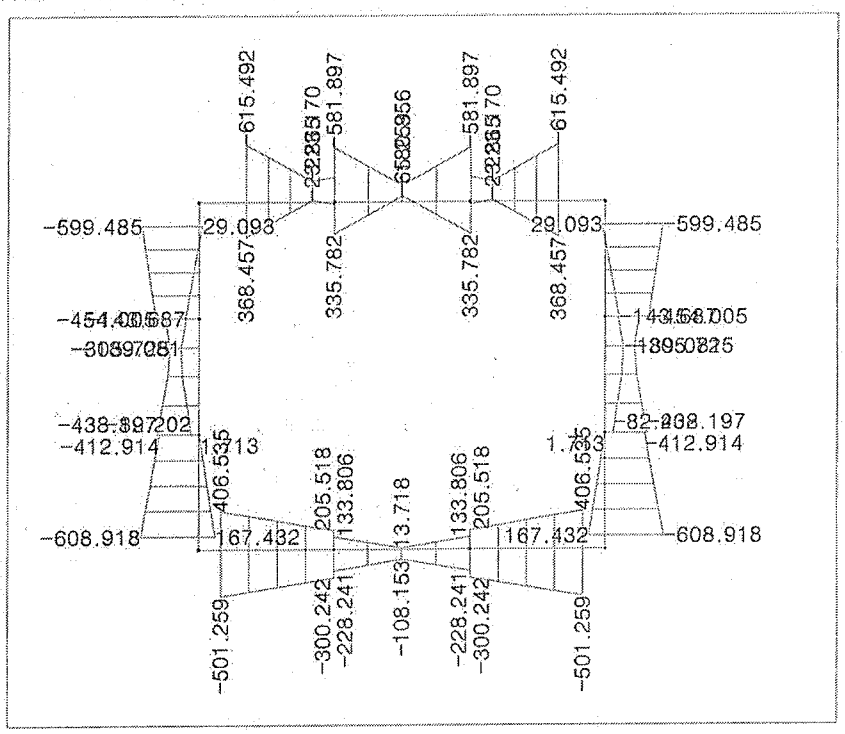
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	566.65	584.26	615.49	1000.00	525.00	
		중앙부	2	369.42	539.24	353.94	1000.00	450.00	
		우측	3	566.65	584.26	615.49	1000.00	525.00	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	755.05	591.46	501.26	1000.00	550.00	
		중앙부	5	333.45	597.65	300.24	1000.00	550.00	
		우측	6	755.05	591.46	501.26	1000.00	550.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	894.83	945.84	599.49	1000.00	750.00	
		중앙부	8	683.24	424.42	608.92	1000.00	650.00	
		하부	9	781.82	424.42	608.92	1000.00	650.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	894.83	945.84	599.49	1000.00	750.00	
		중앙부	11	683.24	424.42	608.92	1000.00	650.00	
		하부	12	781.82	424.42	608.92	1000.00	650.00	

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	-392.65	-	-566.65	-397.29	-566.65	
		중앙부	2	173.54	-	369.42	246.19	369.42	
		우측	3	-387.50	-	-566.65	-397.29	-566.65	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-615.21	-	-755.05	-540.45	-755.05	
		중앙부	5	472.54	-	333.45	230.21	472.54	
		우측	6	-608.15	-	-755.05	-540.45	-755.05	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-715.30	-	-894.83	-675.51	-894.83	
		중앙부	8	202.22	-	683.24	472.72	683.24	
		하부	9	-678.36	-	-781.82	-558.82	-781.82	
우측 벽체	1 층	상부	10	-710.97	-	-894.83	-675.51	-894.83	
		중앙부	11	195.70	-	683.24	472.72	683.24	
		하부	12	-671.71	-	-781.82	-558.82	-781.82	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	707.45	-	584.26	444.11	707.45	
		중앙부	2	-654.28	-	-539.24	-399.09	-654.28	
		우측	3	-707.45	-	-584.26	-444.11	-707.45	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-730.02	-	-591.46	-444.82	-730.02	
		중앙부	5	-736.20	-	-597.65	-451.00	-736.20	
		우측	6	729.73	-	591.46	444.82	729.73	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-393.97	-	-945.84	-758.32	-945.84	
		중앙부	8	414.62	-	424.42	296.26	424.42	
		하부	9	414.62	-	424.42	296.26	424.42	
우측 벽체	1 층	상부	10	392.00	-	945.84	758.32	945.84	
		중앙부	11	-412.37	-	-424.42	-296.27	-424.42	
		하부	12	-412.37	-	-424.42	-296.27	-424.42	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-742.78	-	-615.49	-526.34	-742.78	
		중앙부	2	-742.78	-	-353.94	-302.29	-742.78	
		우측	3	-742.78	-	-615.49	-526.34	-742.78	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-835.02	-	-501.26	-422.65	-835.02	
		중앙부	5	-835.02	-	-300.24	-249.78	-835.02	
		우측	6	-835.02	-	-501.26	-422.65	-835.02	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1070.23	-	-599.49	-520.04	-1070.23	
		중앙부	8	-1122.63	-	-608.92	-515.22	-1122.63	
		하부	9	-1122.63	-	-608.92	-515.22	-1122.63	
우측 벽체	1 층	상부	10	-1070.23	-	-599.49	-520.04	-1070.23	
		중앙부	11	-1122.63	-	-608.92	-515.22	-1122.63	
		하부	12	-1122.63	-	-608.92	-515.22	-1122.63	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				20	30	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-257.26	-	-	-	-257.26	
		중앙부	2	116.32	-	-	-	116.32	
		우측	3	-254.04	-	-	-	-254.04	
하부 슬래브	1 경간	좌측	4	-404.81	-	-	-	-404.81	
		중앙부	5	323.51	-	-	-	323.51	
		우측	6	-400.40	-	-	-	-400.40	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-486.40	-	-	-	-486.40	
		중앙부	8	45.42	-	-	-	45.42	
		하부	9	-453.76	-	-	-	-453.76	
우측 벽체	1 층	상부	10	-483.69	-	-	-	-483.69	
		중앙부	11	41.27	-	-	-	41.27	
		하부	12	-449.60	-	-	-	-449.60	

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	425	566.65	664.36	4300.73	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
		중앙부	2	1000	370	369.42	411.89	3173.83	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.11
		우측	3	1000	425	566.65	664.36	4300.73	H29 - 8.0EA	5139.20	1.17
하부슬래브	1경간	좌측	4	1000	450	755.04	852.49	5526.38	H32 - 8.0EA	6353.60	1.13
		중앙부	5	1000	470	472.54	533.44	3139.90	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
		우측	6	1000	450	755.04	852.49	5526.38	H32 - 8.0EA	6353.60	1.13
좌측벽체	1층	상부	7	1000	650	894.83	1594.72	-	H29 - 8.0EA	7833.60	1.78
		중앙부	8	1000	570	683.24	802.86	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	9048.00	1.18
		하부	9	1000	550	781.82	1513.15	-	H32 - 8.0EA	9048.00	1.94
우측벽체	1층	상부	10	1000	650	894.83	1594.72	-	H29 - 8.0EA	7833.60	1.78
		중앙부	11	1000	570	683.24	802.86	-	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	9048.00	1.18
		하부	12	1000	550	781.82	1513.15	-	H32 - 8.0EA	9048.00	1.94

(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	227.3	707.4	783.41	4.00	685.88	H16	150	794.40	O.K
		중앙부	2	240.3	654.3	828.18	4.00	559.40	H16	150	794.40	O.K
		우측	3	227.3	707.4	783.41	4.00	685.88	H16	150	794.40	O.K
하부슬래브	1경간	좌측	4	292.3	730.0	1323.68	4.00	486.37	H19	150	1146.00	O.K
		중앙부	5	305.3	736.2	843.89	4.00	916.87	H19	300	1146.00	O.K
		우측	6	292.3	729.7	1323.68	4.00	486.05	H19	150	1146.00	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	399.2	945.8	1273.09	4.00	496.90	H16	150	794.40	O.K
		중앙부	8	415.9	424.4	1321.52	4.00	7.47	H16	150	794.40	O.K
		하부	9	401.3	424.4	1275.15	4.00	21.01	H16	150	794.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	399.2	945.8	1273.09	4.00	496.90	H16	150	794.40	O.K
		중앙부	11	415.9	424.4	1321.52	4.00	7.48	H16	150	794.40	O.K
		하부	12	401.3	424.4	1275.15	4.00	21.01	H16	150	794.40	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	525.00	425.00	100.00	566.65	707.45

* 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 (425.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00910

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 4300.733 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.195]

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 = 0.01209

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 (425.00 - a/2) = 664.356 kN.m

≥ Mu (= 566.650 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.172]

* 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 (= 707.445 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (707.445-227.332) x 150.00 / (400x350.00xΦ) x 1000 = 685.876 mm²

Av_use = 794.400 mm² (H16-4.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 794.400 x 400.0 x 350.00 / 150.00 x 1000 = 741.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 350.00 / 1000 = 1212.436 kN ≥ 741.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (303.109 + 741.440) = 783.412 kN ≥ 707.445 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	450.00	370.00	80.00	369.42	654.28

* 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 (370.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01214

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3173.831\ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.126]

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 = 0.00966

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 (370.00 - a/2) = 411.887 kN.m

≥ Mu (= 369.421 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.115]

* 전단에 대한 검토 (d = 370.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 370.00 = 240.322 kN

< Vu (= 654.278 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (654.278-240.322) x 150.00 / (400x370.00xΦ) x 1000 = 559.400 mm²

Av_use = 794.400 mm² (H16-4.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 794.400 x 400.0 x 370.00 / 150.00 x 1000 = 783.808 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 370.00 / 1000 = 1281.718 kN ≥ 783.808 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (320.429 + 783.808) = 828.178 kN ≥ 654.278 kN ∴ O.K

▣ 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	525.00	425.00	100.00	566.65	707.45

* 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 (425.00 - 105.379) / 105.379 = 0.00910

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 4300.729 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.195]

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 = 0.01209

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 (425.00 - a/2) = 664.356 kN.m

≥ Mu (= 566.650 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.172]

* 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 (= 707.445 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (707.445-227.332) x 150.00 / (400x350.00xΦ) x 1000 = 685.876 mm²

Av_use = 794.400 mm² (H16-4.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 794.400 x 400.0 x 350.00 / 150.00 x 1000 = 741.440 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 350.00 / 1000 = 1212.436 kN ≥ 741.440 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (303.109 + 741.440) = 783.412 kN ≥ 707.445 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(좌측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	550.00	450.00	100.00	755.05	730.02

* 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 (450.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00736

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5526.379 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.150]

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 = 0.01412

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 (450.00 - a/2) = 852.491 kN.m

≥ Mu (= 755.045 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 450.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 450.00 = 292.284 kN

< Vu (= 730.016 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (730.016-292.284) x 150.00 / (400x450.00xΦ) x 1000 = 486.370 mm²

Av_use = 1146.000 mm² (H19-4.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 1146.000 x 400.0 x 450.00 / 150.00 x 1000 = 1375.200 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 450.00 / 1000 = 1558.846 kN ≥ 1375.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (389.711 + 1375.200) = 1323.684 kN ≥ 730.016 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	550.00	470.00	80.00	472.54	736.20

* 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 (470.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01623

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3139.898 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.139]

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 = 0.00761

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 (470.00 - a/2) = 533.444 kN.m

≥ Mu (= 472.544 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 470.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 470.00 = 305.274 kN

< Vu (= 736.204 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (736.204-305.274) x 300.00 / (400x470.00xΦ) x 1000 = 916.872 mm²

Av_use = 1146.000 mm² (H19-4.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 1146.000 x 400.0 x 470.00 / 300.00 x 1000 = 718.160 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 470.00 / 1000 = 1628.128 kN ≥ 718.160 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (407.032 + 718.160) = 843.894 kN ≥ 736.204 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 하부슬래브 1경간(우측)

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	550.00	450.00	100.00	755.05	729.73

* 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 (450.00 - 130.280) / 130.280 = 0.00736

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 5526.379 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 6353.6 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.150]

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 = 0.01412

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 (450.00 - a/2) = 852.491 kN.m

≥ Mu (= 755.045 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 450.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 450.00 = 292.284 kN

< Vu (= 729.732 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (729.732-292.284) x 150.00 / (400x450.00xΦ) x 1000 = 486.053 mm²

Av_use = 1146.000 mm² (H19-4.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 1146.000 x 400.0 x 450.00 / 150.00 x 1000 = 1375.200 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 450.00 / 1000 = 1558.846 kN ≥ 1375.200 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (389.711 + 1375.200) = 1323.684 kN ≥ 729.732 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	750	100	650	1070.226	894.832	836.1

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 ㎜), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 750.0 x 1000.0 = 17212500.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (17212500.0 x 375.00 + 2055680.0 x 100.000 + 1077760.0 x 670.000) / 20345940.0

= 362.842 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 390.00 ㎜, ab = k1 x cb = 331.50 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 331500.000 = 7607.925 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 7607.925 + 1015.924 - 2055.680 = 6568.169 kN

Mb = Cc x 221.408 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2536.826 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 386.230 ㎜, e = Mu/Pu = 836.115 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 177.96 ㎜, a = k1 x c = 151.26 ㎜ 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 151263.905 = 3471.507 kN

∑Csi = 828.050 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3471.507 + 828.050 - 2055.680 = 2243.877 kN

Mn = Cc x 287.210 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1876.127 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=836.109) | = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 750.00 - 100.00 = 650.000 ㎜

c = 177.958 ㎜, a = k1 x c = 151.264 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (650.00-177.96) / 177.96 = 0.00796

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} = 16132.927 kN ≥ Pn = 2243.877 kN

ΦPn = 0.85 x 2243.877 = 1907.295 kN ≥ Pu = 1070.226 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.836 = 1594.719 kN.m ≥ Mu = 894.832 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토 (d = 550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 550.00 = 399.249 kN

< Vu (= 945.840 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (945.840 - 399.249) x 150.00 / (400.0 x 550.00 x Φ) = 496.901 mm²

Use Av = 794.400 mm² (H16-4.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 794.400 x 400.0 x 550.00 / 150.00 = 1165.120 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 550.00 = 1905.256 kN ≥ 1165.120 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (532.332 + 1165.120) = 1273.089 kN ≥ 945.840 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1.000	650	80	570	1122.632	683.239	608.6

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 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 (= 0.0139) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 650.0 x 1000.0 = 14917500.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (14917500.0 x 325.00 + 1077760.0 x 80.000 + 2541440.0 x 550.000) / 18536700.0

= 341.603 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 342.00 mm, ab = k1 x cb = 290.70 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 290700.000 = 6671.565 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 6671.565 + 2395.625 - 1077.760 = 7989.430 kN

Mb = Cc x 163.047 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1868.962 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 233.929 mm, e = Mu/Pu = 608.605 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 112.73 mm, a = k1 x c = 95.82 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 95823.319 = 2199.145 kN

∑Csi = 430.586 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 2199.145 + 430.586 - 1077.760 = 1551.972 kN

Mn = Cc x 293.692 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 944.523 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=608.595)| = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 650.00 - 80.00 = 570.000 mm

c = 112.733 mm, a = k1 x c = 95.823 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (570.00-112.73) / 112.73 = 0.01217

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} = 14663.239 kN ≥ Pn = 1551.972 kN

ΦPn = 0.85 x 1551.972 = 1319.176 kN ≥ Pu = 1122.632 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.609 = 802.857 kN.m ≥ Mu = 683.239 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 570.00 = 415.899 kN

< Vu (= 424.417 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (424.417 - 415.899) x 150.00 / (400.0 x 570.00 x Φ) = 7.472 mm²

Use Av = 794.400 mm² (H16-4.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 794.400 x 400.0 x 570.00 / 150.00 = 1207.488 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 570.00 = 1974.538 kN ≥ 1207.488 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (554.532 + 1207.488) = 1321.515 kN ≥ 424.417 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 하부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	650	100	550	1122.632	781.817	696.4

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 ㎟ (인장중심 = 100.00 ㎜), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 ㎜

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 ㎜), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 ㎜

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0139) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 650.0 x 1000.0 = 14917500.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (14917500.0 x 325.00 + 2541440.0 x 100.000 + 1077760.0 x 570.000) / 18536700.0

= 308.397 ㎜

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 330.00 ㎜, ab = k1 x cb = 280.50 ㎜

Cc = 0.85 x 27.0 x 280500.000 = 6437.475 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 6437.475 + 1015.924 - 2541.440 = 4911.959 kN

Mb = Cc x 201.353 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2091.604 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 425.819 ㎜, e = Mu/Pu = 696.415 ㎜)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 216.17 ㎜, a = k1 x c = 183.74 ㎜ 를 사용,

Cc = 0.85 x 27.0 x 183742.940 = 4216.900 kN

∑Csi = 956.514 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 4216.900 + 956.514 - 2541.440 = 2631.974 kN

Mn = Cc x 216.525 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1832.949 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=696.416)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 650.00 - 100.00 = 550.000 ㎜

c = 216.168 ㎜, a = k1 x c = 183.743 ㎜

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (550.00-216.17) / 216.17 = 0.00463

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.826

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14663.239 kN ≥ Pn = 2631.974 kN

ΦPn = 0.83 x 2631.974 = 2172.773 kN ≥ Pu = 1122.632 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.696 = 1513.151 kN.m ≥ Mu = 781.817 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 550.00 = 401.306 kN

< Vu (= 424.417 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (424.417 - 401.306) x 150.00 / (400.0 x 550.00 x Φ) = 21.010 ㎟

Use Av = 794.400 ㎟ (H16-4.0 EA, C.T.C 150 ㎜)

Vs = 794.400 x 400.0 x 550.00 / 150.00 = 1165.120 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 550.00 = 1905.256 kN ≥ 1165.120 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (535.075 + 1165.120) = 1275.146 kN ≥ 424.417 kN ∴ O.K

▣ 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	750	100	650	1070.226	894.832	836.1

㉯ 철근비 검토

As = 5139.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H29- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2694.400 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0104) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 750.0 x 1000.0 = 17212500.0 N

Cs = As x fy = 2055680.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (17212500.0 x 375.00 + 2055680.0 x 100.000 + 1077760.0 x 670.000) / 20345940.0

= 362.842 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 390.00 mm, ab = k1 x cb = 331.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 331500.000 = 7607.925 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pb = 7607.925 + 1015.924 - 2055.680 = 6568.169 kN

Mb = Cc x 221.408 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2536.826 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 386.230 mm, e = Mu/Pu = 836.115 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 177.96 mm, a = k1 x c = 151.26 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 151263.905 = 3471.507 kN

∑Csi = 828.050 kN, ∑Tsi = 2055.680 kN

Pn = 3471.507 + 828.050 - 2055.680 = 2243.877 kN

Mn = Cc x 287.210 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1876.127 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=836.109)| = 0.0056 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 750.00 - 100.00 = 650.000 mm

c = 177.958 mm, a = k1 x c = 151.264 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (650.00-177.96) / 177.96 = 0.00796

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} = 16132.927 kN ≥ Pn = 2243.877 kN

ΦPn = 0.85 x 2243.877 = 1907.295 kN ≥ Pu = 1070.226 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.836 = 1594.719 kN.m ≥ Mu = 894.832 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토 (d = 550.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 550.00 = 399.249 kN

< Vu (= 945.840 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (945.840 - 399.249) x 150.00 / (400.0 x 550.00 x Φ) = 496.901 mm²

Use Av = 794.400 mm² (H16-4.0 EA. C.T.C 150 mm)

Vs = 794.400 x 400.0 x 550.00 / 150.00 = 1165.120 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 550.00 = 1905.256 kN ≥ 1165.120 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (532.332 + 1165.120) = 1273.089 kN ≥ 945.840 kN ∴ O.K

▣ 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	650	80	570	1122.632	683.239	608.6

㉯ 철근비 검토

As = 2694.400 ㎟ (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 6353.600 ㎟ (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0139) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 650.0 x 1000.0 = 14917500.0 N

Cs = As x fy = 1077760.0 N, Cs' = Asf x fy = 2541440.0 N

Xp = (14917500.0 x 325.00 + 1077760.0 x 80.000 + 2541440.0 x 550.000) / 18536700.0

= 341.603 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 342.00 mm, ab = k1 x cb = 290.70 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 290700.000 = 6671.565 kN, ∑Csi = 2395.625 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pb = 6671.565 + 2395.625 - 1077.760 = 7989.430 kN

Mb = Cc x 163.047 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1868.962 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 233.929 mm, e = Mu/Pu = 608.605 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 112.73 mm, a = k1 x c = 95.82 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 95823.319 = 2199.145 kN

∑Csi = 430.586 kN, ∑Tsi = 1077.760 kN

Pn = 2199.145 + 430.586 - 1077.760 = 1551.972 kN

Mn = Cc x 293.692 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 944.523 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=608.595) | = 0.0097 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 650.00 - 80.00 = 570.000 mm

c = 112.733 mm, a = k1 x c = 95.823 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (570.00-112.73) / 112.73 = 0.01217

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} = 14663.239 kN ≥ Pn = 1551.972 kN

ΦPn = 0.85 x 1551.972 = 1319.176 kN ≥ Pu = 1122.632 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.609 = 802.857 kN.m ≥ Mu = 683.239 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

$\Phi Vc = 0.75 \times 1/6 \times (1 + 1/14\ Pu/Ag) \times \sqrt{27.0} \times 1000.00 \times 570.00 = 415.899$ kN

$\therefore <$ Vu (= 424.422 kN) . 전단보강 필요.

Req Av = $(424.422 - 415.899) \times 150.00 / (400.0 \times 570.00 \times \Phi) = 7.476$ mm²

Use Av = 794.400 mm² (H16-4.0 EA. C.T.C 150 mm)

Vs = $794.400 \times 400.0 \times 570.00 / 150.00 = 1207.488$ kN

Vs Max = $2 \times \sqrt{27.0} / 3 \times 1000.00 \times 570.00 = 1974.538$ kN ≥ 1207.488 kN ∴ O.K

ΦVn = $0.75 \times (554.532 + 1207.488) = 1321.515$ kN ≥ 424.422 kN ∴ O.K

▣ 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	650	100	550	1122.632	781.817	696.4

㉯ 철근비 검토

As = 6353.600 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H32- 8.0EA, d1 = 100.00 mm

Asf = 2694.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H22- 4.0EA + H19- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0139) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 650.0 x 1000.0 = 14917500.0 N

Cs = As x fy = 2541440.0 N, Cs' = Asf x fy = 1077760.0 N

Xp = (14917500.0 x 325.00 + 2541440.0 x 100.000 + 1077760.0 x 570.000) / 18536700.0

= 308.397 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 330.00 mm, ab = k1 x cb = 280.50 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 280500.000 = 6437.475 kN, ∑Csi = 1015.924 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pb = 6437.475 + 1015.924 - 2541.440 = 4911.959 kN

Mb = Cc x 201.353 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2091.604 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 425.819 mm, e = Mu/Pu = 696.415 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 216.17 mm, a = k1 x c = 183.74 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 183742.940 = 4216.900 kN

∑Csi = 956.514 kN, ∑Tsi = 2541.440 kN

Pn = 4216.900 + 956.514 - 2541.440 = 2631.974 kN

Mn = Cc x 216.525 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1832.949 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=696.416)| = 0.0015 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 650.00 - 100.00 = 550.000 mm

c = 216.168 mm, a = k1 x c = 183.743 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (550.00-216.17) / 216.17 = 0.00463

εy < εt < 0.00500 이므로 변화구간단면이며, Φ = 0.83 를 적용한다.

Φ = 0.650 + (0.0046-0.0020) x (0.850-0.650) / (0.00500-0.00200) = 0.826

㉳ 축방향력 및 휨에 대한 검토

MaxPn = 0.80 x {0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 14663.239 kN ≥ Pn = 2631.974 kN

ΦPn = 0.83 x 2631.974 = 2172.773 kN ≥ Pu = 1122.632 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.696 = 1513.151 kN.m ≥ Mu = 781.817 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 550.00 = 401.306 kN

< Vu (= 424.422 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (424.422 - 401.306) x 150.00 / (400.0 x 550.00 x Φ) = 21.014 mm²

Use Av = 794.400 mm² (H16-4.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 794.400 x 400.0 x 550.00 / 150.00 = 1165.120 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 550.00 = 1905.256 kN ≥ 1165.120 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (535.075 + 1165.120) = 1275.146 kN ≥ 424.422 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 450 × 0.0020 = 900.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 900.000 ∴ O.K

4) 하부슬래브 : 1경간(좌측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 550 × 0.0020 = 1100.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1100.000 ∴ O.K

5) 하부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 550 × 0.0020 = 1100.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1100.000 ∴ O.K

6) 하부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 550 × 0.0020 = 1100.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1100.000 ∴ O.K

7) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 650 × 0.0020 = 1300.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1300.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 650 x 1000 = 975.0 ㎟ (≤1800)

∴ 975.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

8) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 650 × 0.0020 = 1300.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1300.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 650 x 1000 = 975.0 ㎟ (≤1800)
∴ 975.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

9) 좌측벽체 : 하부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 650 × 0.0020 = 1300.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1300.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 650 x 1000 = 975.0 ㎟ (≤1800)
∴ 975.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

10) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 650 × 0.0020 = 1300.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1300.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 650 x 1000 = 975.0 ㎟ (≤1800)
∴ 975.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

11) 우측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 650 × 0.0020 = 1300.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1300.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 650 x 1000 = 975.0 ㎟ (≤1800)
∴ 975.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

12) 우측벽체 : 하부

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

= 1000 × 650 × 0.0020 = 1300.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1300.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

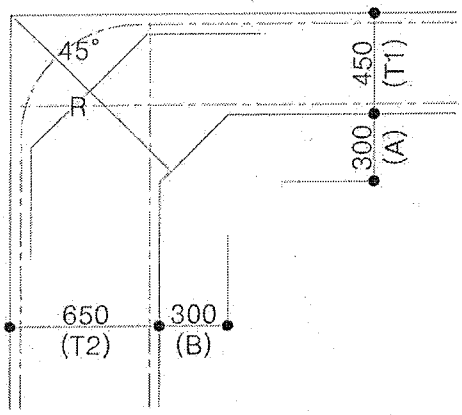
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 650 x 1000 = 975.0 ㎟ (≤1800)

∴ 975.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 486.399 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 486.399 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times E}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 989.949 \text{ mm}$$

▣ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 486.40 \times 10^6}{989.949^2 \times 1000} = 2.482 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 486.40 \times 10^6}{989.949 \times 180} = 5459.305 \text{ m}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5459.305 mm² - 2569.600 mm²

= 2889.705 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2889.705 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0054778 + √(2 x 0.0383 + (0.0383)²) = 0.241

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.241 /3 = 0.920

fs = Mo / (As x d x j) = 939278.000 / (2026.800 x 370.000 x 0.920)

= 1.362 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 1.362 x 2026.800 = 2760.563 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0027165 + √(2 x 0.0190 + (0.0190)²) = 0.177

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.177 /3 = 0.941

fs = Mo / (As x d x j) = 939278.000 / (1548.400 x 570.000 x 0.941)

= 1.131 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 1.131 x 1548.400 = 1751.129 N

- 보강철근량 산정

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

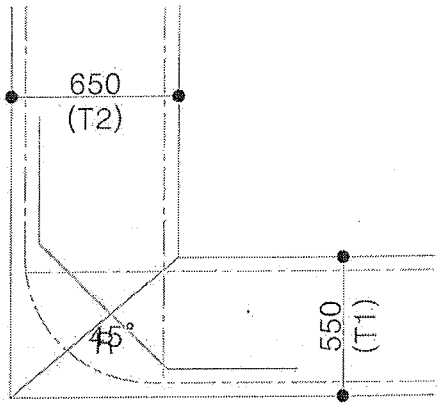
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(2760.563² + 1751.129²) / 180.0

As = 18.162 ㎟

사용철근량 : H16 @ 250, 2EA = 1588.800 ㎟ ∴ O.K

2) 좌측하단



- CON'C 설계기준강: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 453.756 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 453.756 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 851.469$ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 453.76 \times 10^6}{851.469^2 \times 1000} = 3.129 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 453.76 \times 10^6}{851.469 \times 180} = 5921.216 \text{ m}$$

Asb = 3176.800 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5921.216 mm² - 3176.800 mm²

= 2744.416 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2744.416 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.8 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0043123 + √(2 x 0.0302 + (0.0302)²) = 0.217

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.217 /3 = 0.928

fs = Mo / (As x d x j) = 104140880.000 / (2026.800 x 470.000 x 0.928)

= 117.863 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 117.863 x 2026.80 = 238885.132 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0027165 + √(2 x 0.0190 + (0.0190)²) = 0.177

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.177 /3 = 0.941

fs = Mo / (As x d x j) = 104140880.000 / (1548.400 x 570.000 x 0.941)

= 125.390 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 125.390 x 1548.40 = 194153.467 N

- 보강철근량 산정

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

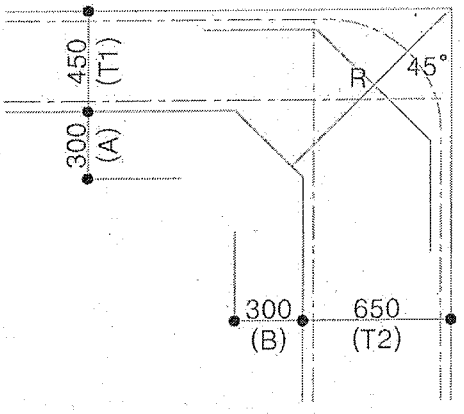
Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(238885.132² + 194153.467²) / 180.0

As = 1710.188 ㎟

사용철근량 : H19 @ 250, 2EA = 2292.000 ㎟ ∴ O.K

3) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 483.693 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 483.693 kN.m

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 989.949 \text{ mm}$$

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H29 @250 - 4EA = 2569.600 mm²

∴ Total Asb = 2569.600 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 483.69 \times 10^6}{989.949^2 \times 1000} = 2.468 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck} \ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 483.69 \times 10^6}{989.949 \times 180} = 5428.928 \text{ m}$$

Asb = 2569.600 mm²

Req'd As = As - Asb

= 5428.928 mm² - 2569.600 mm²

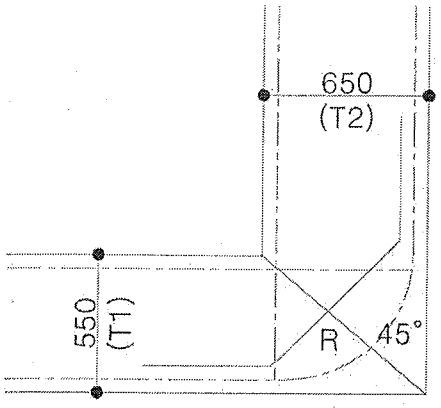
= 2859.328 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm² > Req'd As (= 2859.328 mm²) ----------> O.K !!!

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 449.598 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 449.598 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 851.469$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H32 @250 - 4EA = 3176.800 mm^2

∴ Total Asb = 3176.800 mm^2

① 외측인장 휨모멘트 보강검토

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 449.60 \times 10^6}{851.469^2 \times 1000} = 3.101 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 449.60 \times 10^6}{851.469 \times 180} = 5866.962 \text{ m}$$

Asb = 3176.800 mm^2

Req'd As = As - Asb
= 5866.962 mm^2 - 3176.800 mm^2
= 2690.162 mm^2

- 사용보강철근

Use'd As = H22 - 8EA

∴ Total As = 3096.800 mm^2 > Req'd As (= 2690.162 mm^2) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2026.8 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0043123 + \sqrt{(2 \times 0.0302 + (0.0302)^2)} = 0.217$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.217 / 3 = 0.928$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 99729358.000 / (2026.800 \times 470.000 \times 0.928)$

$= 112.870$ MPa

인장력 $Th1 = fs \times As = 112.870 \times 2026.80 = 228765.696$ N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 1548.4 ㎟

$k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

$= -7 \times 0.0027165 + \sqrt{(2 \times 0.0190 + (0.0190)^2)} = 0.177$

$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.177 / 3 = 0.941$

$fs = Mo / (As \times d \times j) = 99729358.000 / (1548.400 \times 570.000 \times 0.941)$

$= 120.078$ MPa

인장력 $Th2 = fs \times As = 120.078 \times 1548.40 = 185928.913$ N

- 보강철근량 산정

$T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times AsT$: 대각선 방향의 인장력

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

$As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(228765.696^2 + 185928.913^2)} / 180.0$

$As = 1637.743$ ㎟

사용철근량 : H19 @ 250, 2EA = 2292.000 ㎟ ∴ 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	425	H29 - 8.0EA	125	380.085	O.K	3.041
		중앙부	2	370	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	635.340	O.K	5.083
		우측	3	425	H29 - 8.0EA	125	387.606	O.K	3.101
하부슬래브	1경간	좌측	4	450	H32 - 8.0EA	125	280.082	O.K	2.241
		중앙부	5	470	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	202.459	O.K	1.620
		우측	6	450	H32 - 8.0EA	125	285.482	O.K	2.284
좌측벽체	1층	상부	7	650	H29 - 8.0EA	125	276.261	O.K	2.210
		중앙부	8	570	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	1969.411	O.K	15.755
		하부	9	550	H32 - 8.0EA	125	329.894	O.K	2.639
우측벽체	1층	상부	10	650	H29 - 8.0EA	125	279.003	O.K	2.232
		중앙부	11	570	H22 - 4.0EA + H19 - 4.0EA	125	2167.829	O.K	17.343
		하부	12	550	H32 - 8.0EA	125	334.886	O.K	2.679

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 257.262 x 1000000 / [5139.200 x (424.998 - 142.554/3)]
= 132.613 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x425.0/(7x5139.200)]
= 142.554 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 / 132.61) - 2.5 x 85.50 = 380.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 132.61) = 475.07 mm
Sa는 작은 값인 380.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 380.08 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 116.324 x 1000000 / [3575.200 x (370.000 - 113.342/3)]
= 97.937 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x370.0/(7x3575.200)]
= 113.342 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 / 97.94) - 2.5 x 67.50 = 635.34 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 97.94) = 643.27 mm
Sa는 작은 값인 635.34 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 635.34 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 254.044 x 1000000 / [5139.200 x (424.999 - 142.554/3)]
= 130.954 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x425.0/(7x5139.200)]
= 142.554 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 / 130.95) - 2.5 x 85.50 = 387.61 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 130.95) = 481.08 mm
Sa는 작은 값인 387.61 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 387.61 mm) ∴ O.K

4) 하부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 404.811 x 1000000 / [6353.600 x (450.000 - 160.478/3)]
= 160.687 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x6353.600)]
= 160.478 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 / 160.69) - 2.5 x 84.00 = 280.08 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 160.69) = 392.07 mm
Sa는 작은 값인 280.08 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 280.08 mm) ∴ O.K

5) 하부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 323.513 x 1000000 / [3575.200 x (470.000 - 130.380/3)]
= 212.145 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x470.0/(7x3575.200)]
= 130.380 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 / 212.14) - 2.5 x 67.50 = 202.46 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 212.14) = 296.97 mm
Sa는 작은 값인 202.46 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 202.46 mm) ∴ O.K

6) 하부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 400.400 x 1000000 / [6353.600 x (450.000 - 160.478/3)]
= 158.936 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x450.0/(7x6353.600)]
= 160.478 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 / 158.94) - 2.5 x 84.00 = 285.48 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 158.94) = 396.39 mm
Sa는 작은 값인 285.48 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 285.48 mm) ∴ O.K

7) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 486.399 x 1000000 / [5139.200 x (650.000 - 183.254/3)]
= 160.711 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x650.0/(7x5139.200)]
= 183.254 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 / 160.71) - 2.5 x 85.50 = 276.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 160.71) = 392.01 mm
Sa는 작은 값인 276.26 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 276.26 mm) ∴ O.K

8) 좌측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 45.424 x 1000000 / [2694.400 x (570.000 - 128.980/3)]
= 31.989 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x2694.400)]
= 128.980 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 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 / 31.99) - 2.5 x 69.00 = 2289.26 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 31.99) = 1969.41 mm
Sa는 작은 값인 1969.41 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 1969.41 mm) ∴ O.K

9) 좌측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 453.756 x 1000000 / [6353.600 x (550.000 - 181.137/3)]
= 145.862 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.0/(7x6353.600)]
= 181.137 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 / 145.86) - 2.5 x 84.00 = 329.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 145.86) = 431.91 mm
Sa는 작은 값인 329.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 329.89 mm) ∴ O.K

10) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 483.693 x 1000000 / [5139.200 x (650.000 - 183.254/3)]
= 159.816 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x650.0/(7x5139.200)]
= 183.254 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 / 159.82) - 2.5 x 85.50 = 279.00 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 159.82) = 394.20 mm
Sa는 작은 값인 279.00 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 279.00 mm) ∴ O.K

11) 우측벽체 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 41.266 x 1000000 / [2694.400 x (570.000 - 128.980/3)]
= 29.061 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x2694.400/1000.0 + 7x2694.400/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x570.0/(7x2694.400)]
= 128.980 mm

사용철근량 = 2694.4 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H22 - 4.0 EA, H19 - 4.0 EA (= 2694.4 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 / 29.06) - 2.5 x 69.00 = 2537.29 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 29.06) = 2167.83 mm
Sa는 작은 값인 2167.83 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 2167.83 mm) ∴ O.K

12) 우측벽체 하부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 449.598 x 1000000 / [6353.600 x (550.000 - 181.137/3)]
= 144.526 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x6353.600/1000.0 + 7x6353.600/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x550.0/(7x6353.600)]
= 181.137 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 / 144.53) - 2.5 x 84.00 = 334.89 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 144.53) = 435.91 mm
Sa는 작은 값인 334.89 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 334.89 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 3.450 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.45 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 = 3.450 / 28

T = 0.123 m < 0.450 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

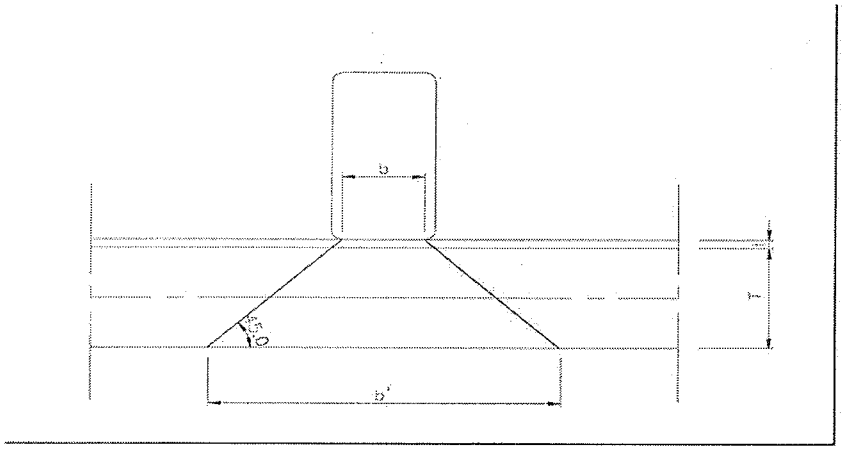
1) 고정하중

- 구체자중 = 186.000 / 4.100 = 45.366 kN/m²
- 상부연직하중 = 347.268 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.08 × 23.00 = 1.840 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 10.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

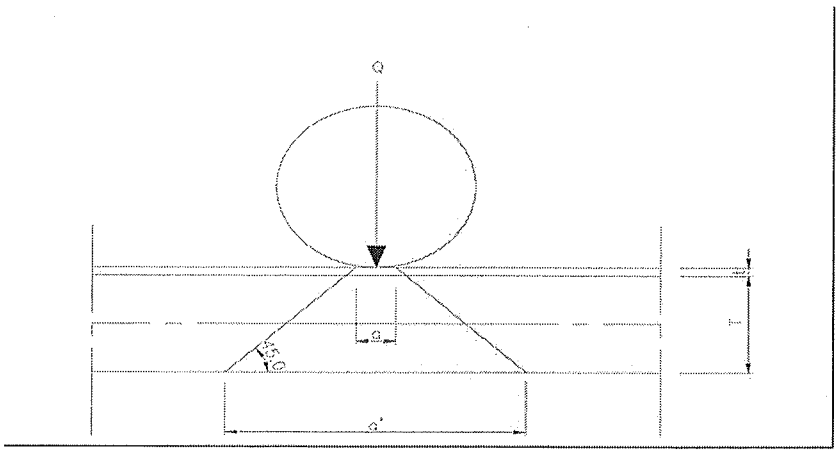


t = 80 mm (암거내부 포장두께)

T = 550 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (0.550 + 0.080) × cot 45°

= 1.760 m



a' = 0.200 + 2 × (0.550 + 0.080) × cot 45°

= 1.460 m

Qz = 96.0 / (1.760 × 1.460)= 37.360 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 45.37 + 347.27 + 20.00 + 1.84 + 37.36

= 451.834 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력

Qa = 812.000 kN/m² ≥ Qmax = 451.834 kN/m² ..... O.K

19.1 부 력 검 토

: 부력에 대한 안전률 Fs = 1.05 (R/B)
부력에 대한 안정계산시 구체자중과 측면마찰력, 상재하중만을 고려
(최소토피 H = 18.172 m 에 대하여 검토)

1) 구체자중

- 상부슬래브	:	4.100 × 0.450 × 25.0	=	46.125	kN/m
- 하부슬래브	:	4.100 × 0.550 × 25.0	=	56.375	kN/m
- 좌측외벽	:	0.650 × 2.500 × 25.0	=	40.625	kN/m
- 우측외벽	:	0.650 × 2.500 × 25.0	=	40.625	kN/m
- 헌치 1	:	0.300 × 0.300 × 1/2 × 2EA × 25.0	=	2.250	kN/m
		∴ Σ	=	186.000	kN/m

2) 상재 하중

- ASPHALT 포장하중	:	0.500 × 4.100 × 23.0	=	47.150	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이상)	:	0.500 × 4.100 × 20.0	=	41.000	kN/m
- 흙의 자중(지하수위 이하)	:	17.172 × 4.100 × 11.0	=	774.457	kN/m
- 지하수 자중	:	17.172 × 4.100 × 10.0	=	704.052	kN/m
		∴ Σ	=	1566.659	kN/m

4) 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

① 지하수위 이상

$F1 = Ku \times \gamma t \times D1^2 \times \tan\delta$

$= 0.426 \times 20.000 \times 0.000^2 \times \tan(35.0 \times 2/3)$

$= 0.000$ kN/m

② 지하수위 이하

$F2 = Ku \times (2 \times D1 \times D2 \times \gamma t + D2^2 \times \gamma sub) \times \tan\delta$

$= 0.426 \times (2 \times 0.000 \times 17.172 \times 20.000 + 17.172^2 \times 11.000) \times \tan(35.0 \times 2/3)$

$= 541.863$ kN/m

∴ Σ = 541.863 kN/m

※ 구조물 벽체와 주변 뒷채움 흙과의 측면 마찰력은 재질간의 접촉 불확실성을 고려하여 무시한다. [철도설계기준2004(노반편,p.170)]

5) 부력

$U = B \times hs \times \gamma w$ (여기서,hs=구조물높이+토피고-지하수위)

$= 4.100 \times 20.672 \times 10.000$

$= 847.552$ kN/m

6) 안정검토

R = 186.000 + 1566.659 + 541.863 = 2294.522 kN/m

Fs = R / U

= 2294.522 / 847.552

= 2.707 > 1.050 ∴O.K

▣ 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

$$H = \frac{56.375}{4.100 \times 10.000 \times 1.100} = 1.250 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 1.250 m 이하유지

- 2단계 : 벽체 타설시

$$H = \frac{137.625}{4.100 \times 10.000 \times 1.100} = 3.052 \text{ m}$$

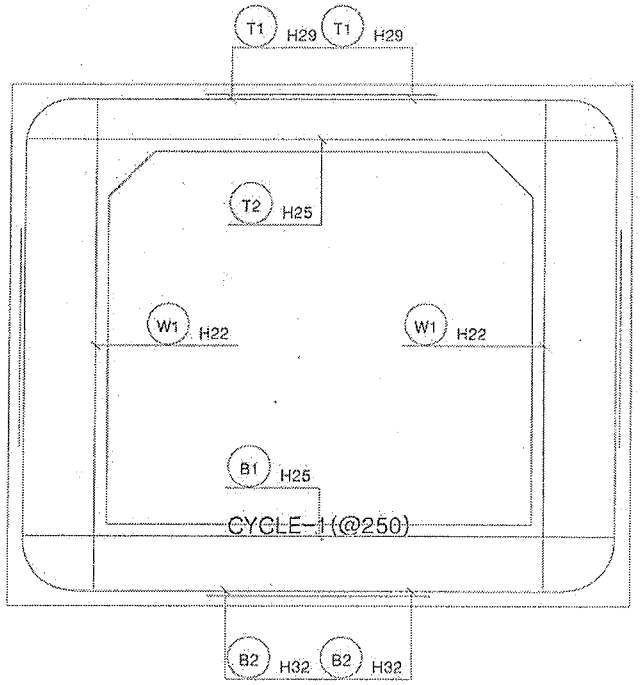
∴ 구조물 저면으로 부터 3.052 m 이하유지

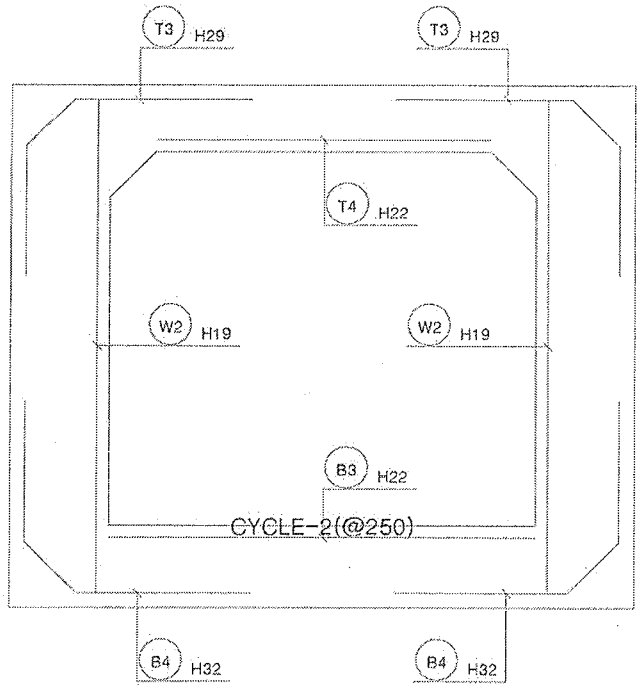
- 3단계 : 상부슬래브 타설시

$$H = \frac{186.000}{4.100 \times 10.000 \times 1.100} = 4.124 \text{ m}$$

∴ 구조물 저면으로 부터 4.124 m 이하유지

20. 주철근 조립도


T1 H29
T1 H29
T2 H25
W1 H22
W1 H22
B1 H25
CYCLE-1(@250)
B2 H32
B2 H32


T3 H29
T3 H29
T4 H22
W2 H19
W2 H19
B3 H22
CYCLE-2(@250)
B4 H32
B4 H32

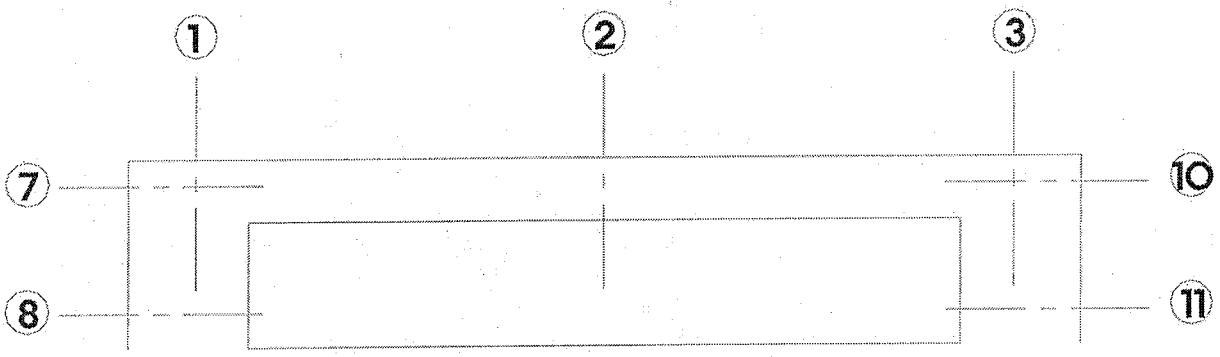
3.8 덕트

덕트1

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	136.798	0	0	N.G

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	266.56	661.591	2.482	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm^2		mm^2	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	400	397.36	448.35	3135.99	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
		중앙부	2	1000	420	281.32	413.81	2057.91	H22 - 8.0EA	3096.80	1.47
		우측	3	1000	400	397.00	448.35	3132.98	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
좌측벽체	1층	상부	7	1000	900	559.35	1621.26	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4369.60	2.90
		중앙부	8	1000	920	35.55	1131.77	-	H16 - 8.0EA	5164.00	31.83
우측벽체	1층	상부	10	1000	900	559.00	1621.76	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4369.60	2.90
		중앙부	11	1000	920	35.55	1131.77	-	H16 - 8.0EA	5164.00	31.83

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1000.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1000.0	1986.0	O.K	-	-	-
좌측벽체	1층	상부	7	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1800.0	1986.0	O.K	1500.0	1986.0	O.K

■ 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	259.8	339.3	462.53	2.00	99.37	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	272.8	20.9	379.23	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	259.8	339.3	462.53	2.00	99.37	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	603.6	215.3	1059.74	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	618.5	212.7	1084.73	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	603.6	213.5	1059.74	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	618.5	210.9	1084.73	2.00	-	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	1	400	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	156.276	O.K	1.250
		중앙부	2	420	H22 - 8.0EA	125	292.691	O.K	2.342
		우측	3	400	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	156.581	O.K	1.253
좌측벽체	1층	상부	7	900	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	398.910	O.K	3.191
		중앙부	8	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	900	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	399.267	O.K	3.194
		중앙부	11	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp A BOX (내공 : 6M × 1M, 사각 : 90°)

2) 지하수위

- GL 에서 -1.000 m

3) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 25.00 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

4) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (fck) = 27 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (Ec) = 26702 MPa
- 철근(SD400) (fy) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (Es) = 200000 MPa

5) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 수 중 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³

6) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 - 기능수행 : 0.570, 붕괴방지 : 1.400)
- 지진구역 : I 구역 (지진구역계수 : 0.110)
- 지반종류 : Sc
- 기능수행수준, 붕괴방지수준

7) 노면활하중 (DB-24 적용) = 39.000 kN/m² (∵ 토피 : 1.832 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

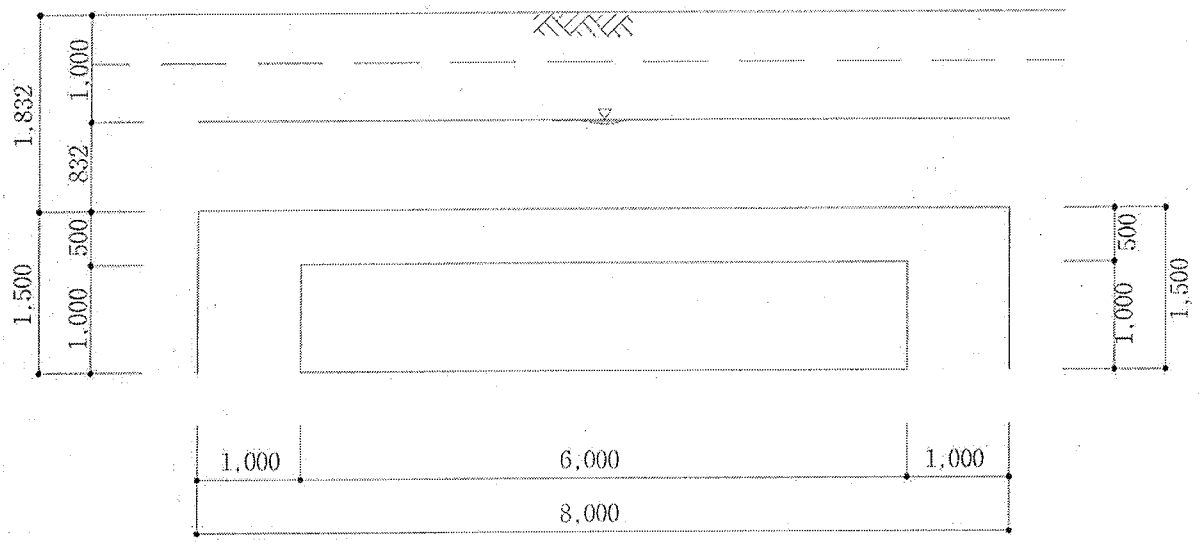
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조설계기준.해설 : 한국콘크리트학회(2007)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정



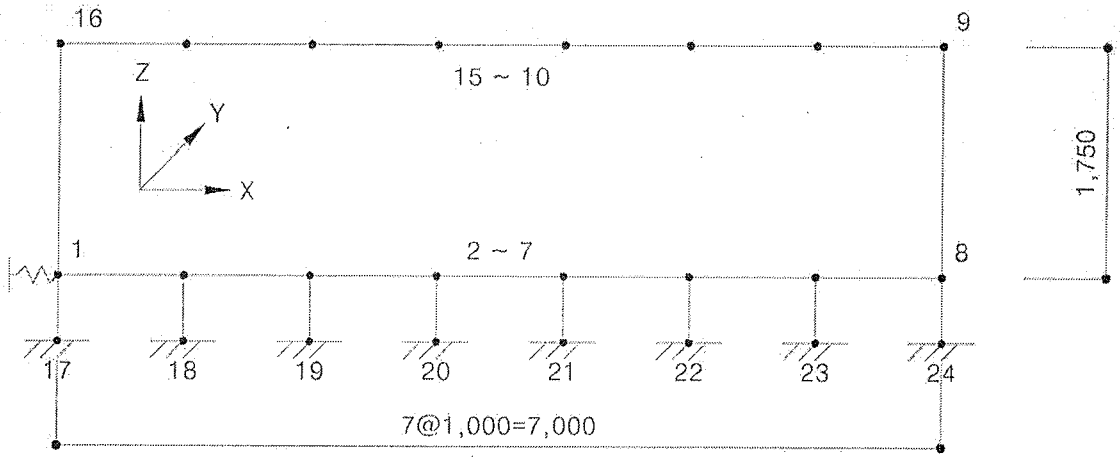
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

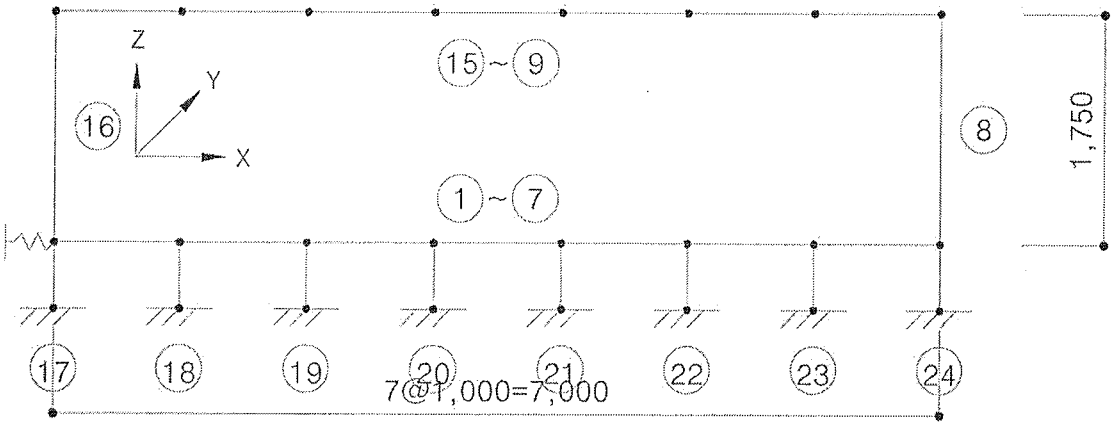
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

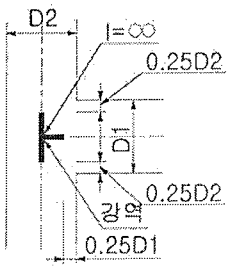
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~8, 16
2	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	9~15

3) 단면좌표

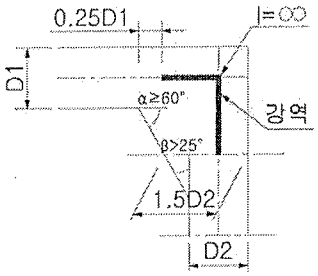
(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	13	3.000	2.250
2	1.000	0.500	14	2.000	2.250
3	2.000	0.500	15	1.000	2.250
4	3.000	0.500	16	0.000	2.250
5	4.000	0.500	17	0.000	0.000
6	5.000	0.500	18	1.000	0.000
7	6.000	0.500	19	2.000	0.000
8	7.000	0.500	20	3.000	0.000
9	7.000	2.250	21	4.000	0.000
10	6.000	2.250	22	5.000	0.000
11	5.000	2.250	23	6.000	0.000
12	4.000	2.250	24	7.000	0.000

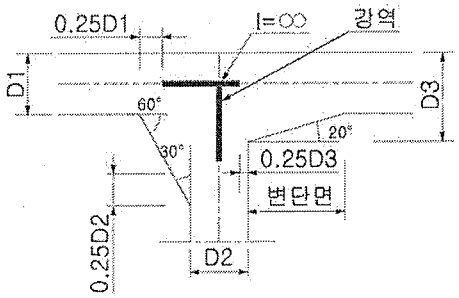
4) 강역설정



(가) 등단면의 경우



(나) 변단면의 경우(1)



(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 500 = 375 mm

(2) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1000 <= 0 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 500 = 375 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1000 <= 0 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1000 = 250 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1000 = 250 mm

(7) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1000 = 250 mm

(8) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

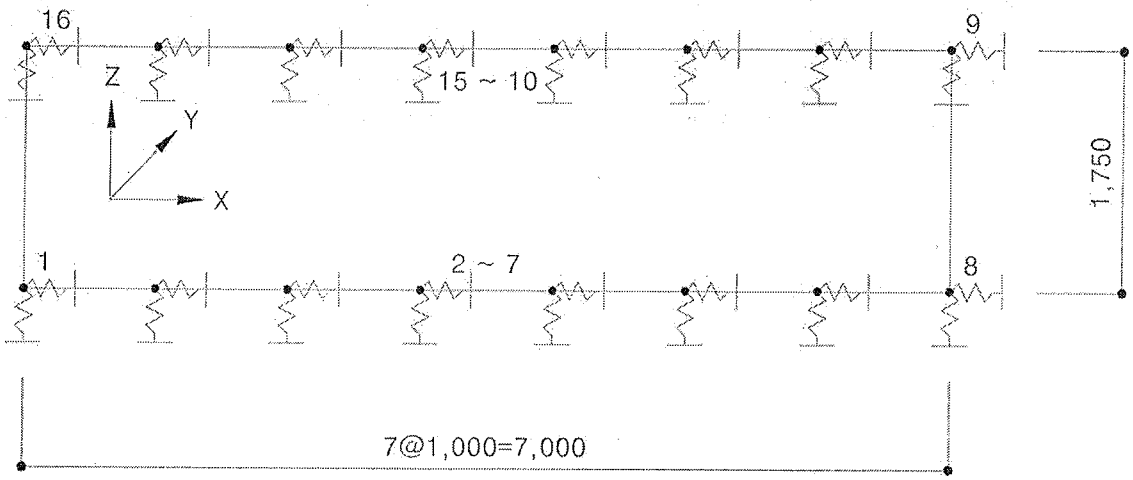
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1000 = 250 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

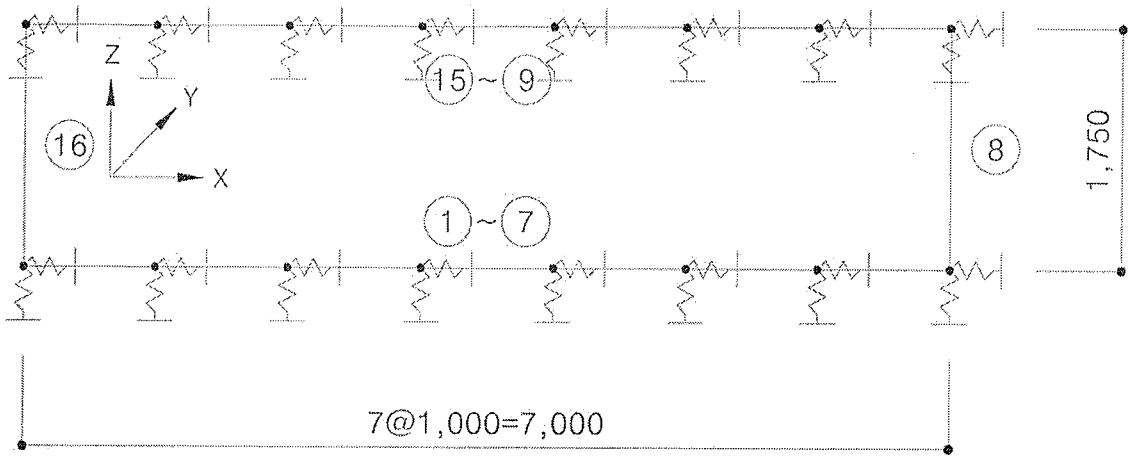
1) Modeling

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

① 절점삽도



② 부재삽도



2) 단면제원

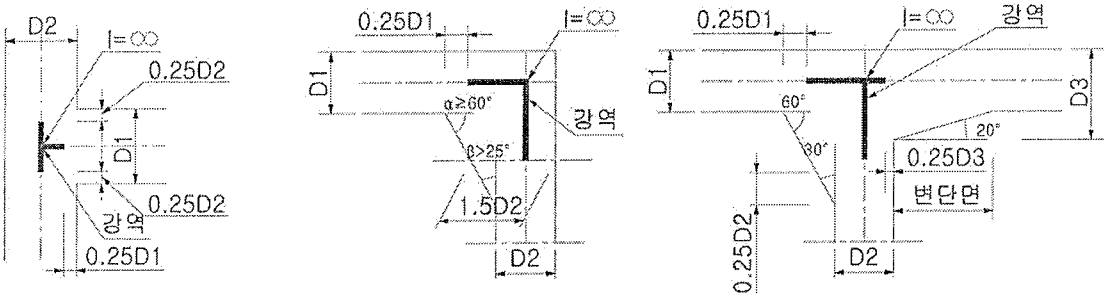
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.000 × 1.000	= 1.000	0.08333	1~8.16
2	0.500 × 1.000	= 0.500	0.01042	9~15

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	9	7.000	1.750
2	1.000	0.000	10	6.000	1.750
3	2.000	0.000	11	5.000	1.750
4	3.000	0.000	12	4.000	1.750
5	4.000	0.000	13	3.000	1.750
6	5.000	0.000	14	2.000	1.750
7	6.000	0.000	15	1.000	1.750
8	7.000	0.000	16	0.000	1.750

4) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 16 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 500 = 375 mm

(2) 16 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1000 <= 0 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 500 = 375 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 500 / 2 - 0.25 × 1000 <= 0 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1000 = 250 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1000 = 250 mm

(7) 8 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1000 = 250 mm

(8) 8 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1000 / 2 - 0.25 × 1000 = 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 = 54000.00 kN/m²

Bv = √(B × B = √(8.000 × 8.000) = 8.00 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 54000 = 180000.00 kN/m³

Kv = 180000.000 × (8.000 / 0.3) $^{-3/4}$ = 15338.96 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 15339 kN/m	1~8
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	5

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 퇴적토 (EL. : 11.376 ~ 0.576, N=23)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $23^{1/3}$ = 227.5 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 227.5 = 227.5 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 227.5^2 = 105517.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 105517.0 = 278564.9 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $23^{1/3}$ = 227.5 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 227.5 = 182.0 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 182.0^2 = 67531.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 67531.0 = 178281.8 kN/m²

(2) 자갈 (EL. : 0.576 ~ -6.724, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 .자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.000 × 8.000) = 8.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kv = 3116256.000 × (8.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 265556.28 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 265556.280 = 88518.76 kN/m³

(2) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(2.500 × 2.500) = 2.500 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (2.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 635358.82 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 635358.820 = 211786.27 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 265556 kN/m	10~15
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 88519 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 265556 kN/m	1.8
Ksb1	Kh x (1.750/2 + 1.000/2) = 873618 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 265556 kN/m	9,16
Ksb2	Kh x (1.750/2 + 0.500/2) = 714779 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(8.000 × 8.000) = 8.000 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (8.000 / 0.3)$^{-3/4}$ = 170013.92 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 170013.920 = 56671.31 kN/m³

(2) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(2.500 × 2.500) = 2.500 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (2.500 / 0.3)$^{-3/4}$ = 406768.18 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 406768.180 = 135589.39 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 170014 kN/m	10~15
Ksb1	Ksb x (1.000/2 + 1.000/2) = 56671 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 170014 kN/m	1,8
Ksb1	Kh x (1.750/2 + 1.000/2) = 559306 kN/m	
Kv2	Kv x (1.000/2 + 1.000/2) = 170014 kN/m	9,16
Ksb2	Kh x (1.750/2 + 0.500/2) = 457614 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

지반분류	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	: 1.332 × 19.00	= 25.308	kN/m²
	∴ Total Wd1	= 36.808	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)	: 0.832 × 10.00	= 8.320	kN/m²
	∴ Total Wd2	= 29.320	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 1.832m

- 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 + 1.582 × 19.000) × 0.500 = 20.779 kN/m²

Wh2 = 20.779 + 1.750 × 19.000 × 0.500 = 37.404 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1 = (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 1.082 × 10.000 = 15.910 kN/m²

Wh2 = 15.910 + 1.750 × 10.000 × 0.500 = 24.660 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 0.832 × 10.000 = 8.320 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 1.082 × 10.000 = 10.820 kN/m²

Ww3 = 10.820 + 1.750 × 10.000 = 28.320 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)		ɣ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
퇴적토	2.000	227.500	182.000	20.000	0.035	0.044
자갈	7.300	294.700	235.800	20.000	0.099	0.124
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	16.000	294.700	235.800	20.000	0.217	0.271
계					0.415	0.519

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.415 = 0.519	1.25 Tg' = 1.25 × 0.519 = 0.649

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)

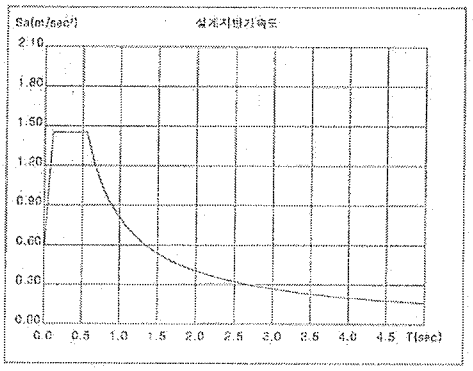
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd = 1.454 m/s² - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.541 m/s²

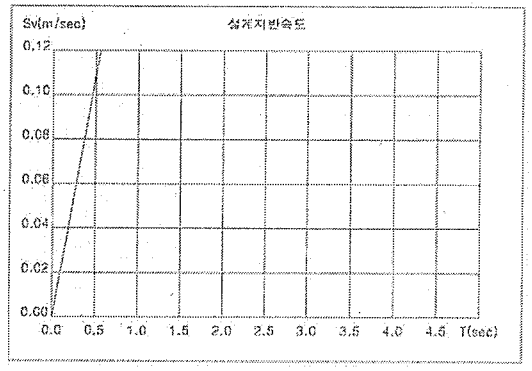
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.519 / 2π × 1.454 = 0.120 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.649 / 2π × 2.541 = 0.262 m/s

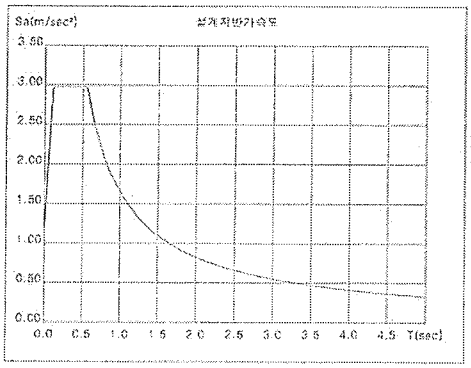
6) 설계응답 응답스펙트럼

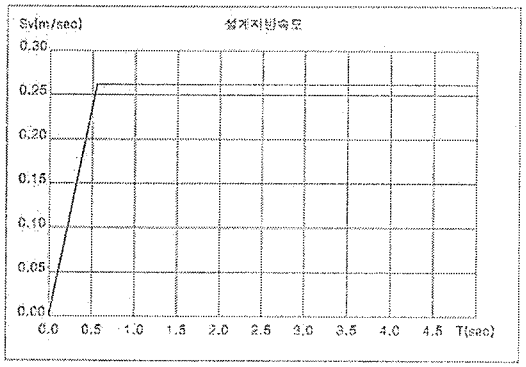
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL.　　=　2.082 m
- 하부슬래브 EL.　　=　3.832 m
- 기반암 심도(H)　　=　30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.120 \times 0.519 \times \cos(\pi \times 2.082 / (2 \times 30.000)) = 0.012546$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.120 \times 0.519 \times \cos(\pi \times 3.832 / (2 \times 30.000)) = 0.012367$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.649 \times \cos(\pi \times 2.082 / (2 \times 30.000)) = 0.034252$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.649 \times \cos(\pi \times 3.832 / (2 \times 30.000)) = 0.033766$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 88518.760 \times (0.012546 - 0.012367)$ $= 15.845\ kN/m^2$	$Po = 56671.310 \times (0.034252 - 0.033766)$ $= 27.542\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
2.082	635358.820	0.012546	0.000179	113.729
3.832	635358.820	0.012367	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m³)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m²)
2.082	406768.180	0.034252	0.000486	197.689
3.832	406768.180	0.033766	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	105517.000 × 0.000055 = 5.800	67531.000 × 0.000149 = 10.060
Vb	177060.000 × 0.000115 = 20.360	113357.000 × 0.000313 = 35.480
Vs	(5.800 + 20.360) / 2 = 13.080	(10.060 + 35.480) / 2 = 22.770

10) 구체 관성력

$fi = Ai \times rcon'c \times KH \times (1 - 0.015 \times Zi)$

① 상부슬래브

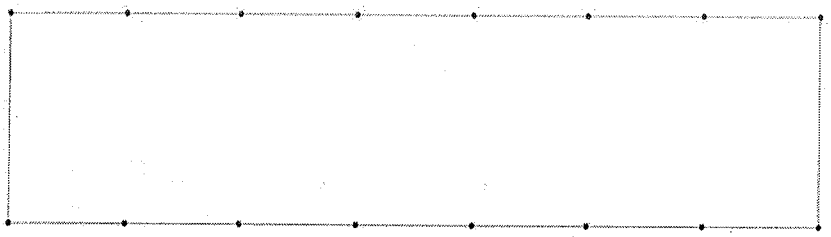
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
$fu = 0.500 \times 25.000 \times 0.074 \times (1 - 0.015 \times 2.082)$ $= 0.896$	$fu = 0.500 \times 25.000 \times 0.182 \times (1 - 0.015 \times 2.082)$ $= 2.204$

③ 측벽

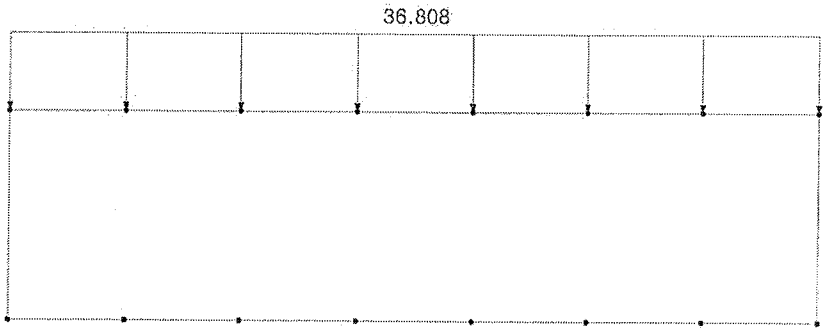
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
$f1 = 1.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1-0.015 \times 2.082)$ $= 1.792$	$f1 = 1.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1-0.015 \times 2.082)$ $= 4.408$
$f2 = 1.000 \times 25.000 \times 0.074 \times (1-0.015 \times 3.832)$ $= 1.744$	$f2 = 1.000 \times 25.000 \times 0.182 \times (1-0.015 \times 3.832)$ $= 4.288$

10. 하 중 재 하 (상시)

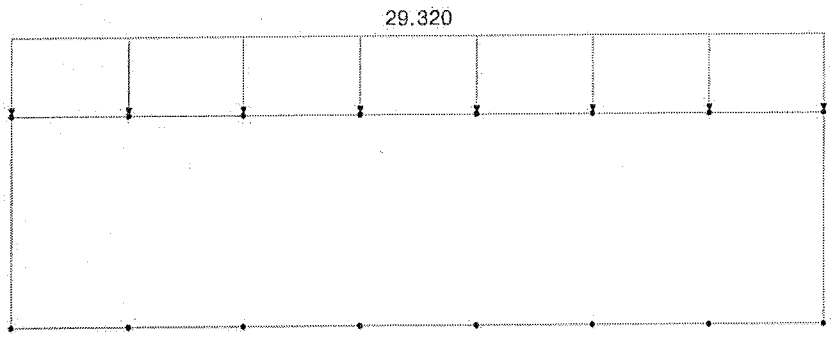
1) CASE1 - 구체자중(SW)



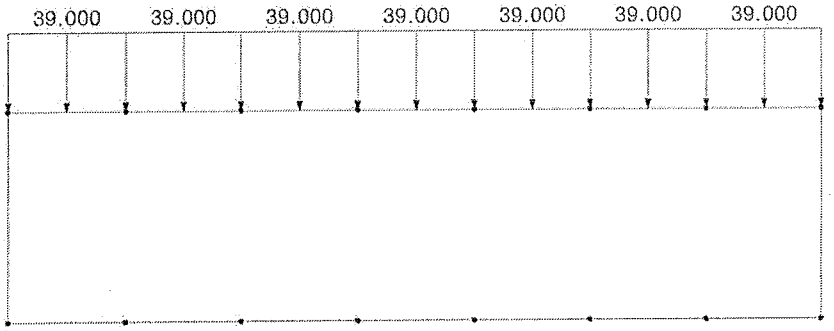
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



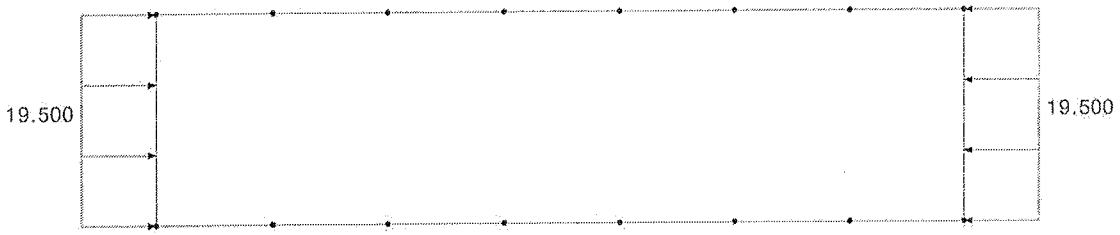
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



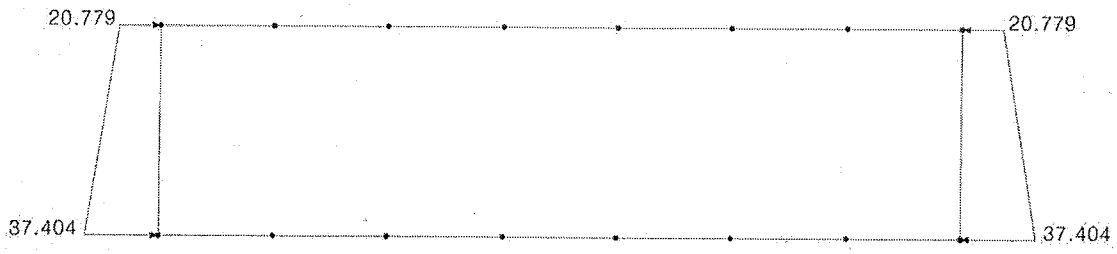
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



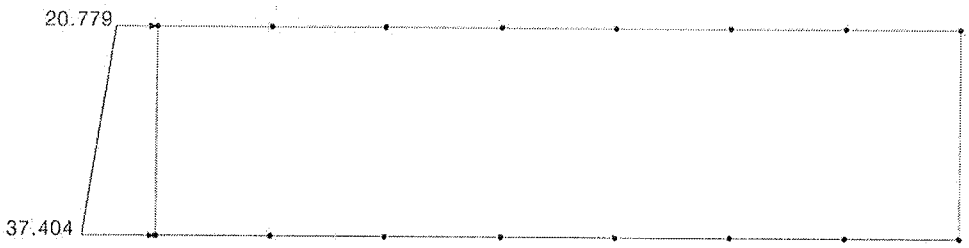
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



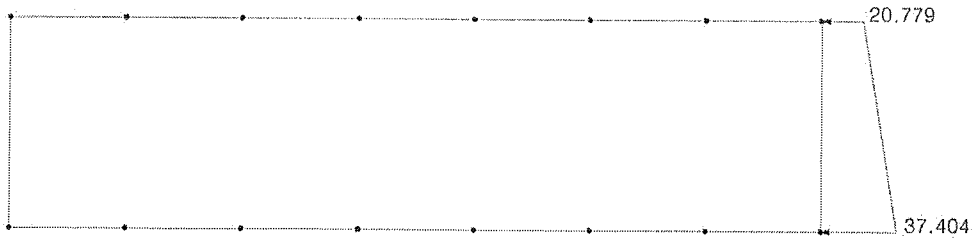
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



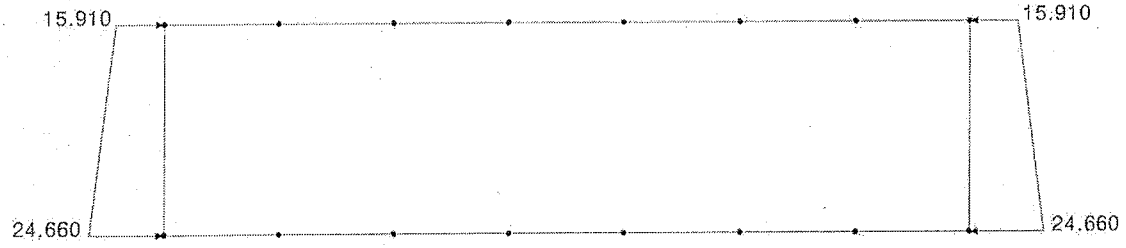
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



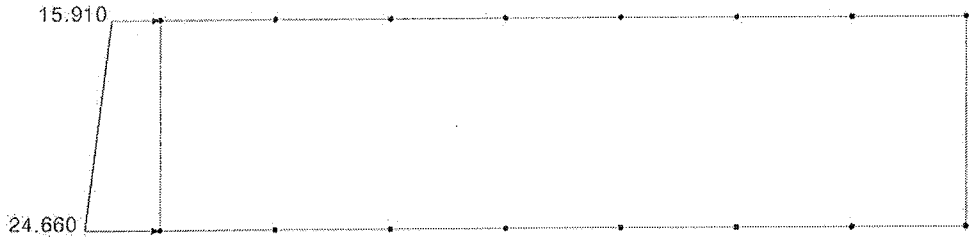
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



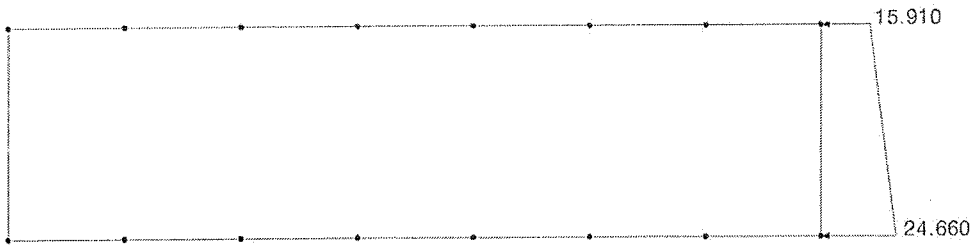
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



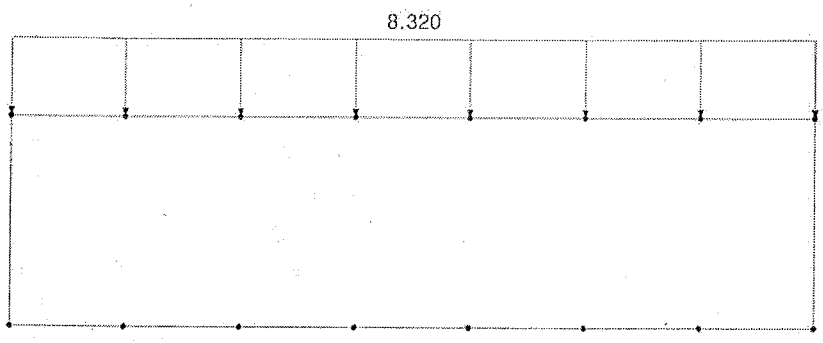
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



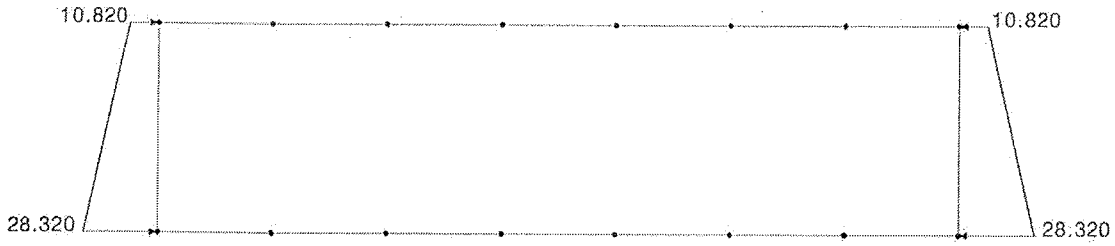
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



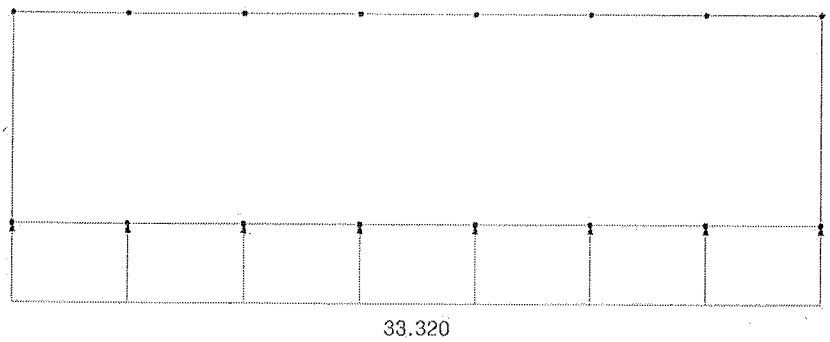
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



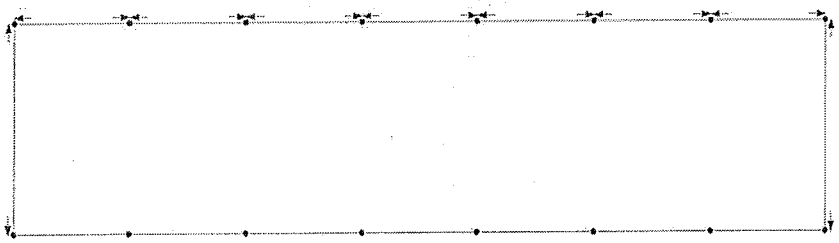
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



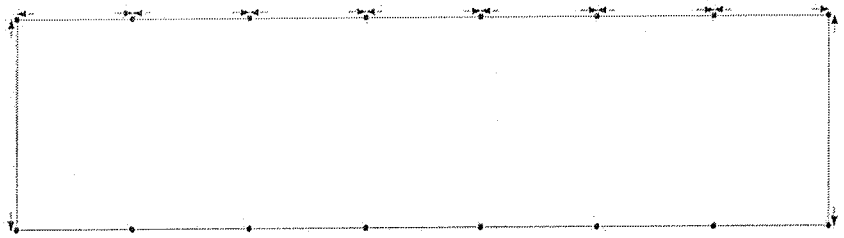
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



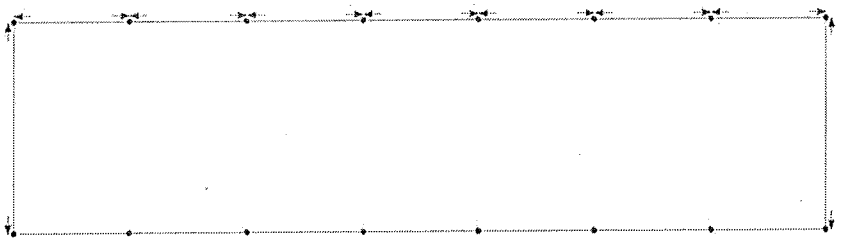
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

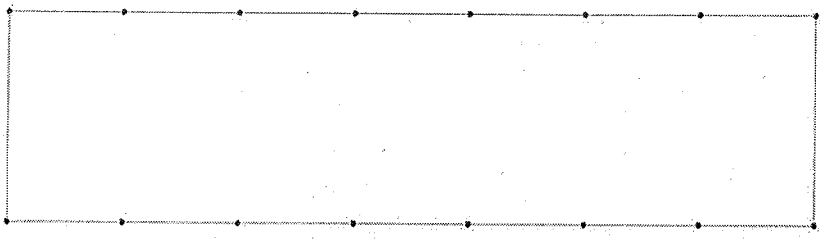


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

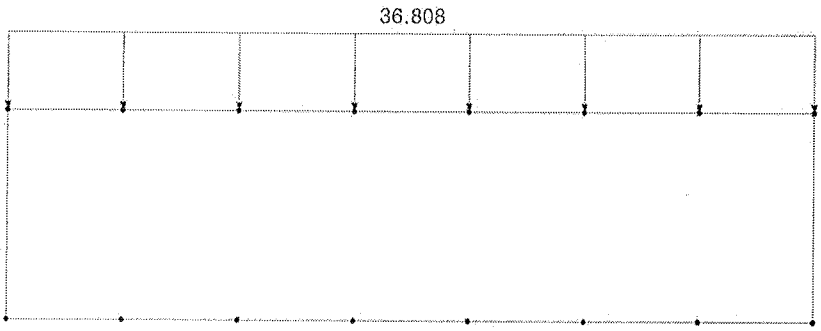


11. 하중 재하 (기능수행)

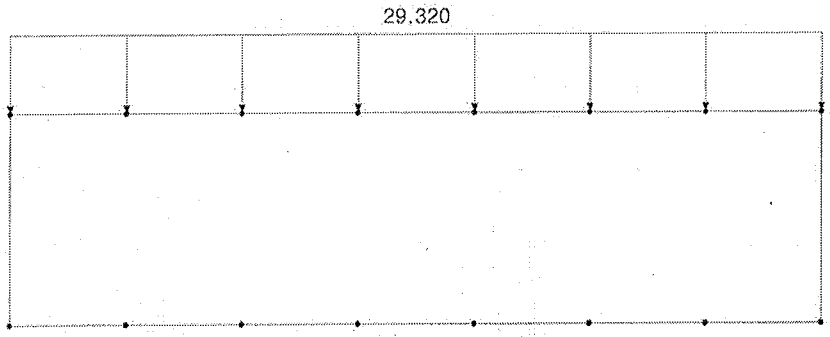
1) CASE1 - 구체자중(SW)



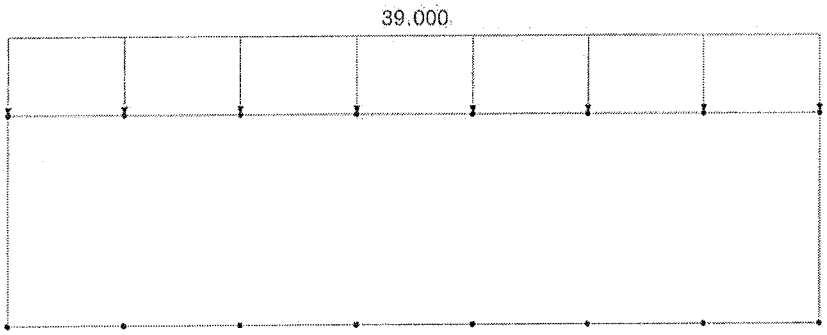
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



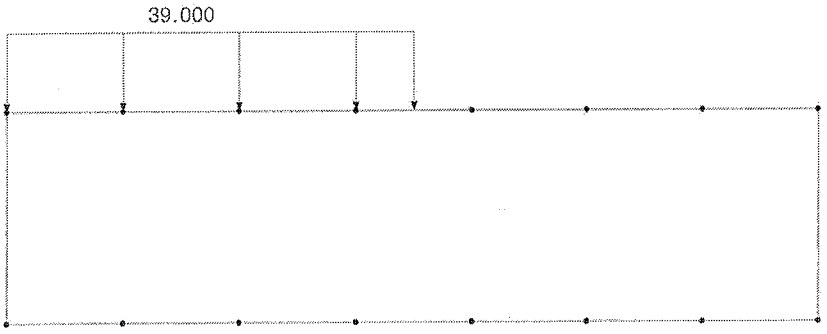
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



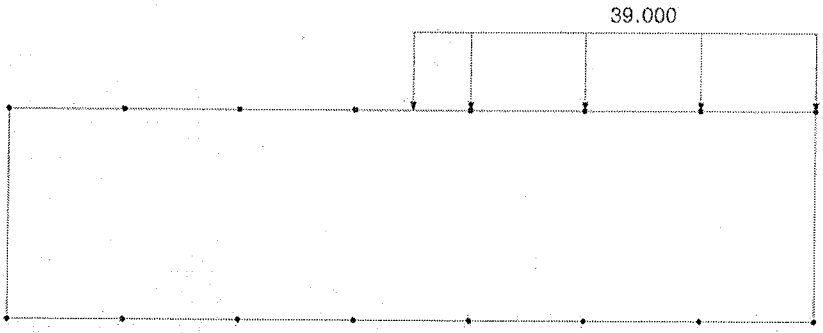
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



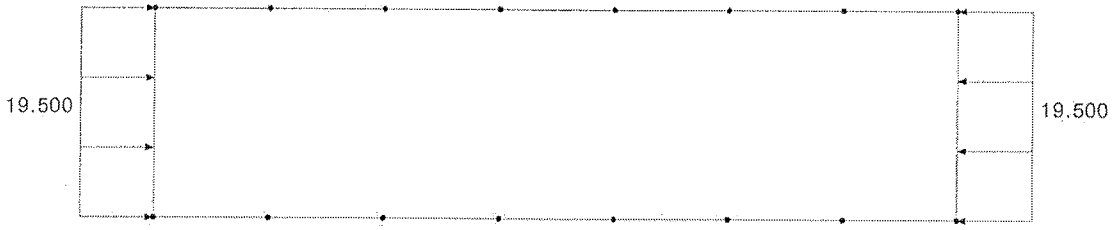
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



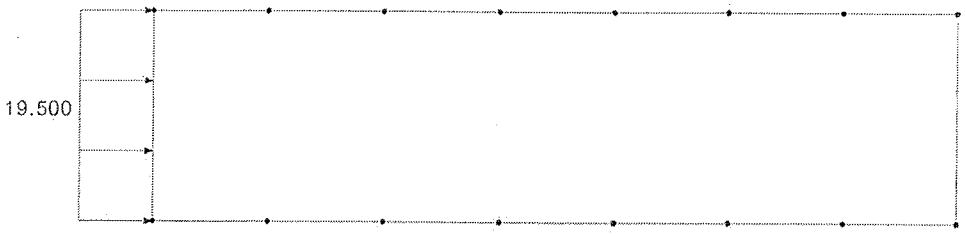
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



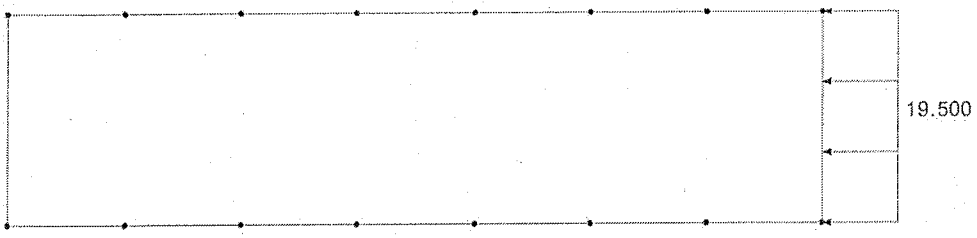
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



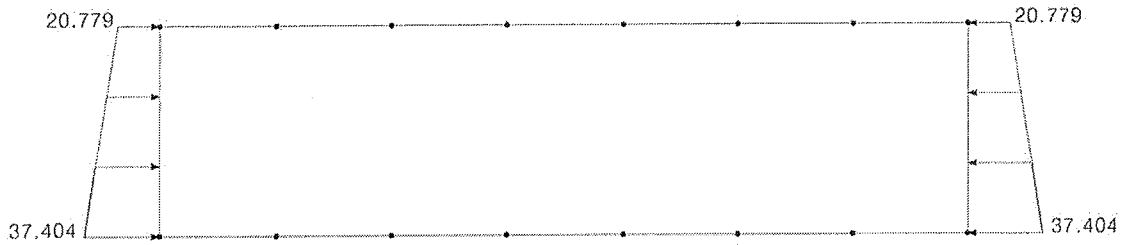
8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)



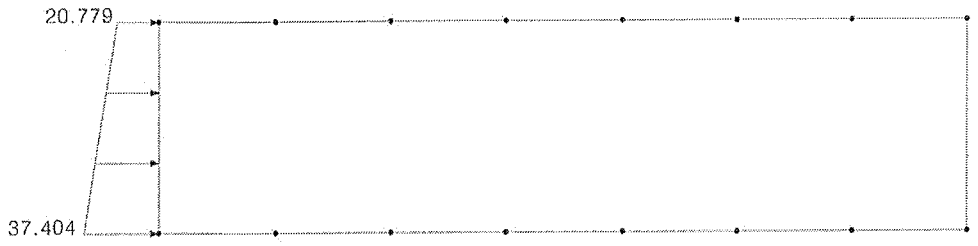
9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)



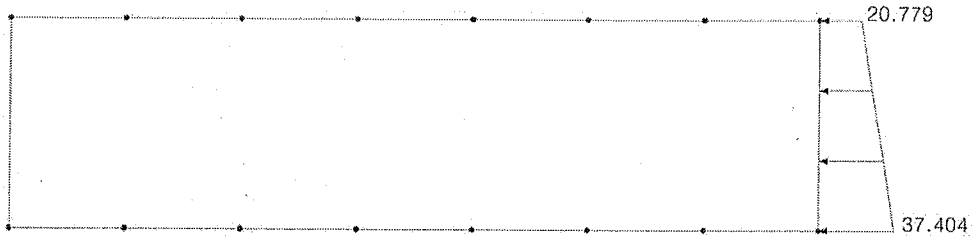
10) CASE10 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



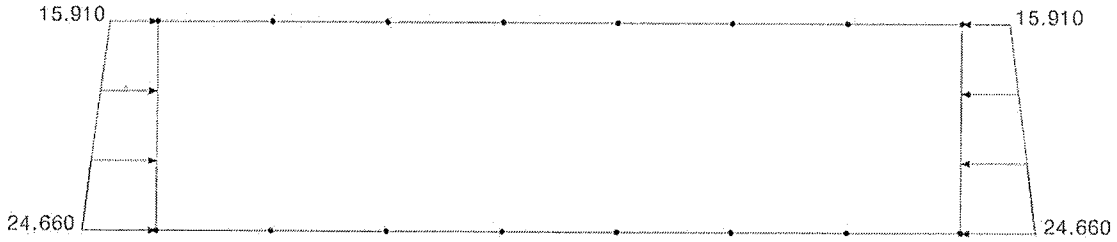
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



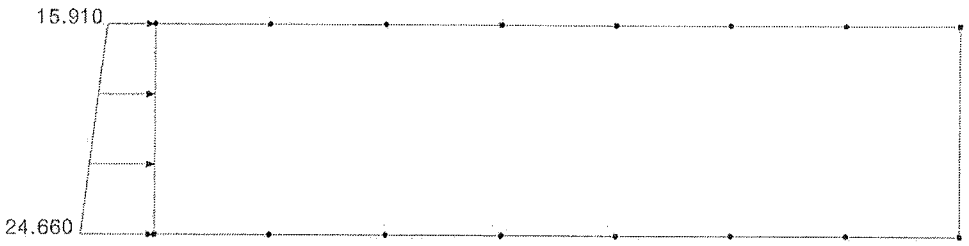
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



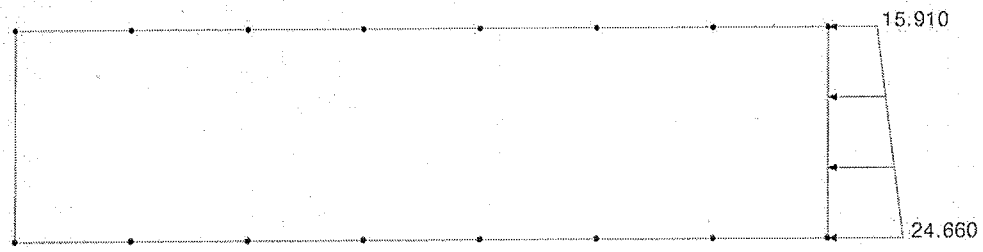
13) CASE13 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



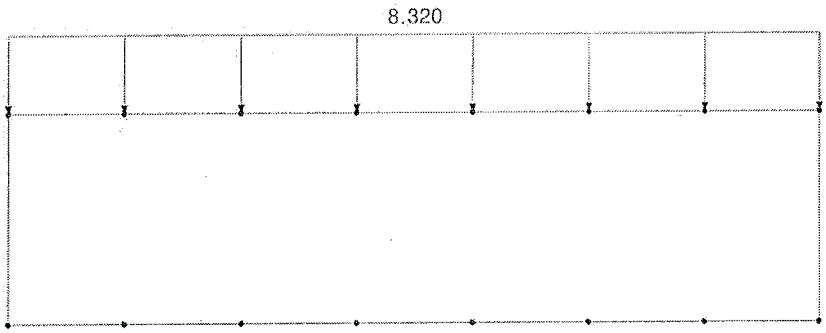
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



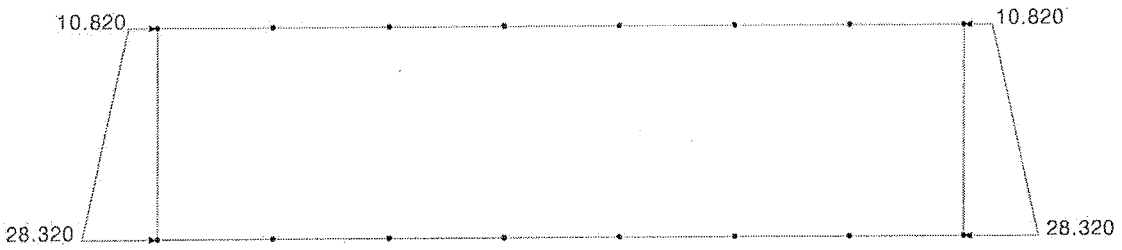
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



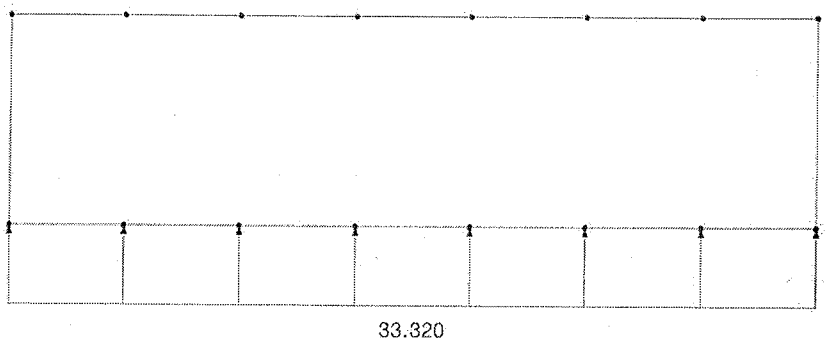
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

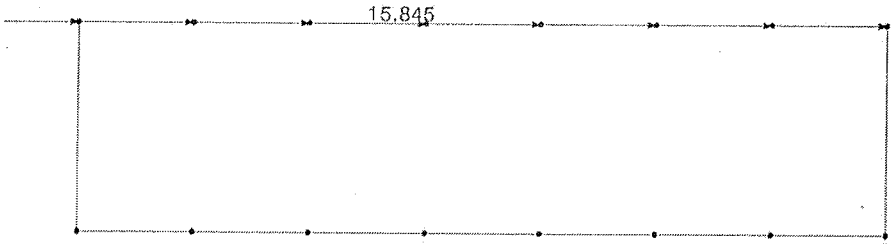


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

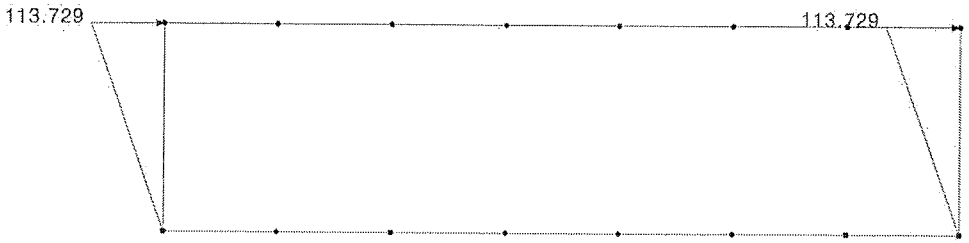


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

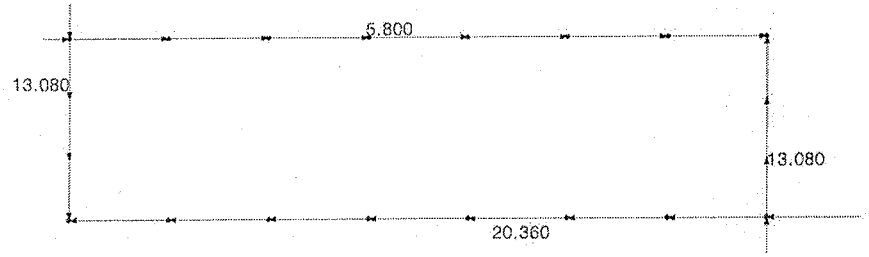
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



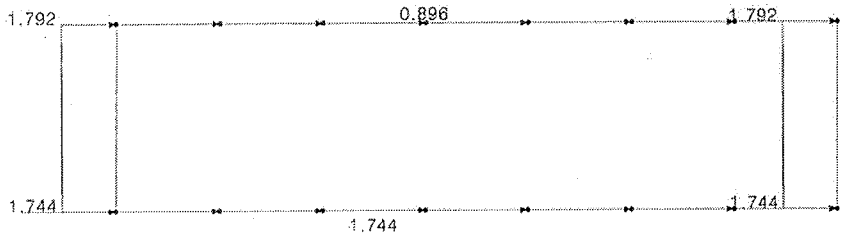
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

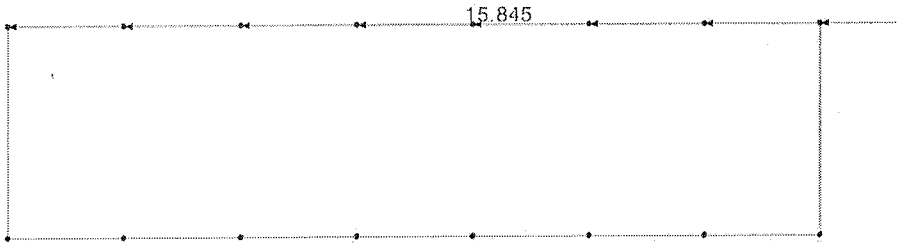


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

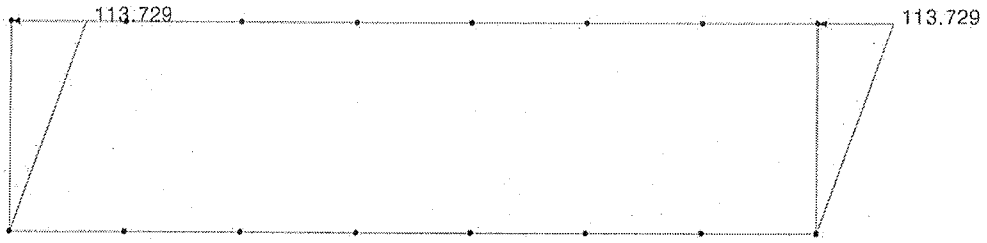


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

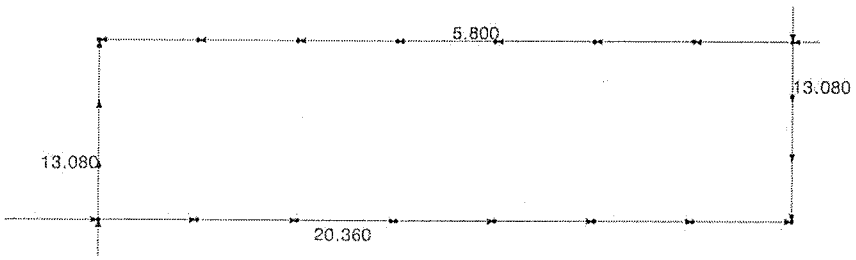
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



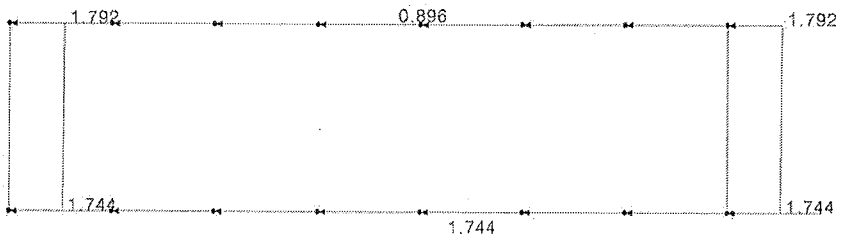
24) CASE24 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

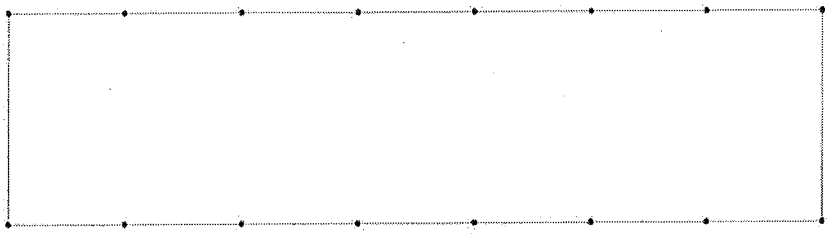


26) CASE26 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

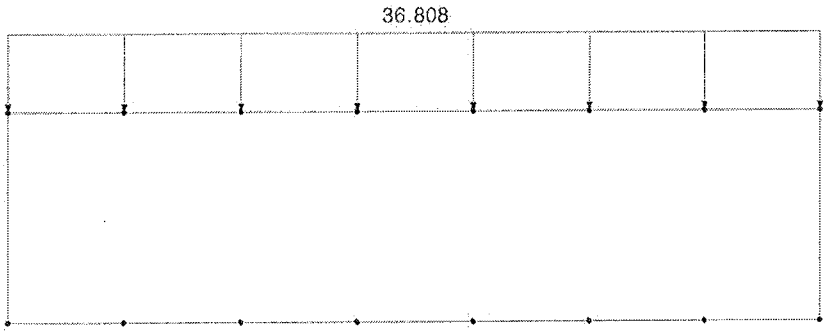


12. 하중 재하 (붕괴방지)

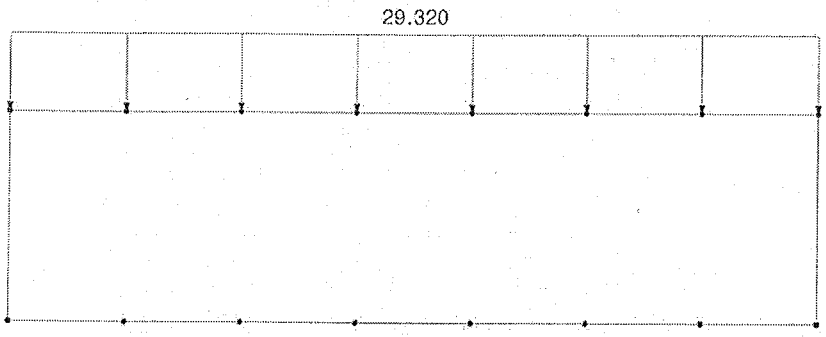
1) CASE1 - 구체자중(SW)



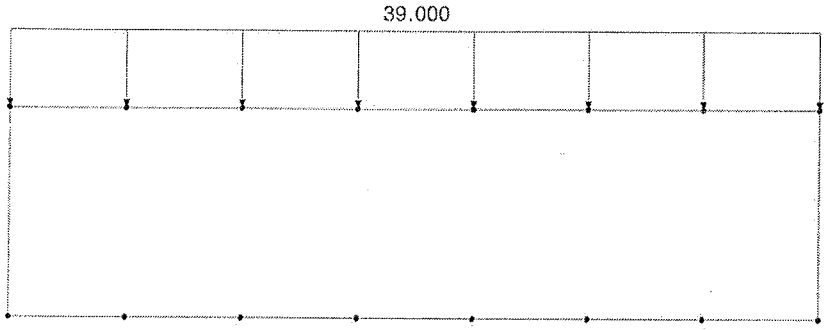
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



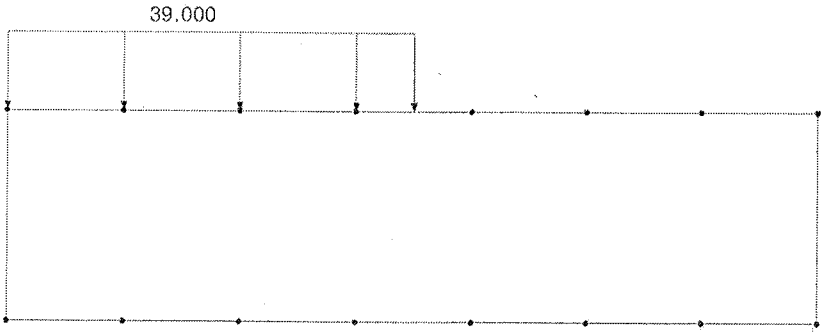
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



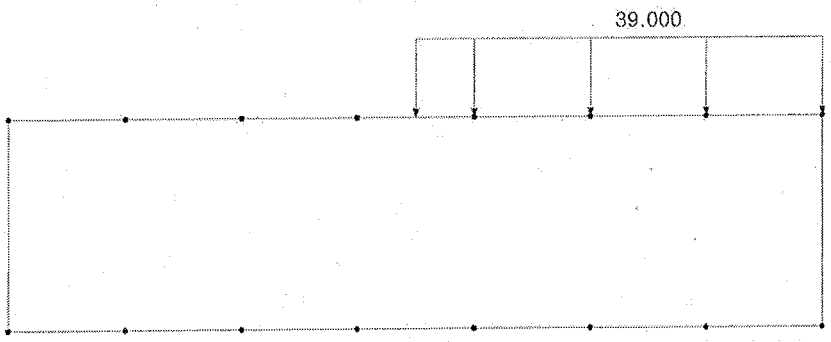
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



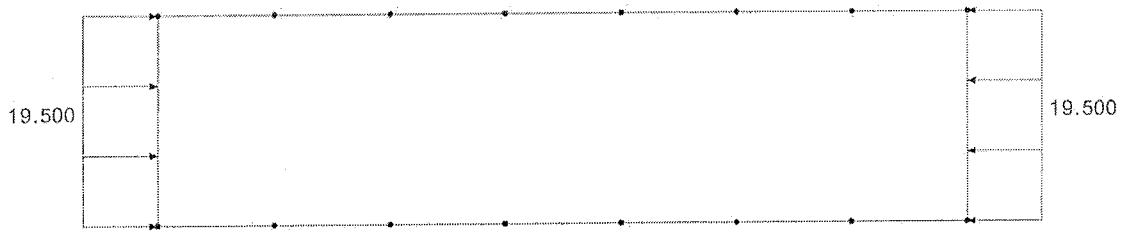
5) CASE5 - 지진시 편재활하중(좌측)(LIVELEE)



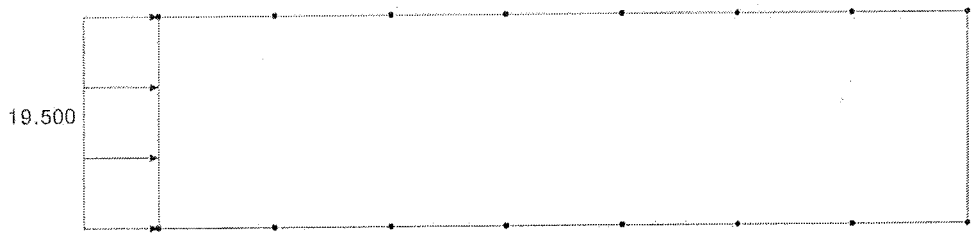
6) CASE6 - 지진시 편재활하중(우측)(LIVERIE)



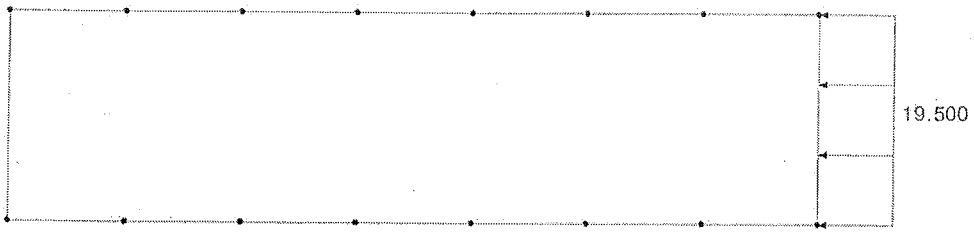
7) CASE7 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



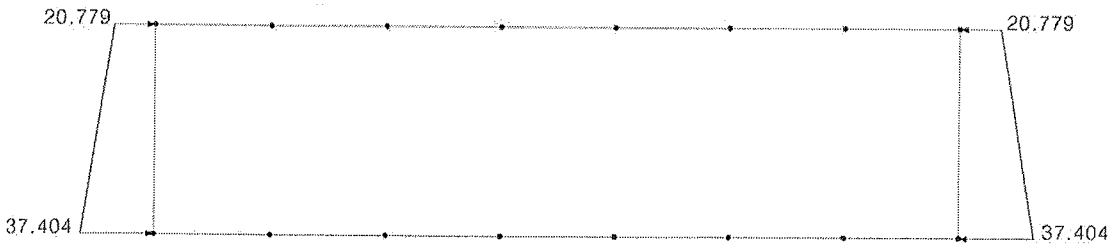
8) CASE8 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(좌측)(LIVELEHE)



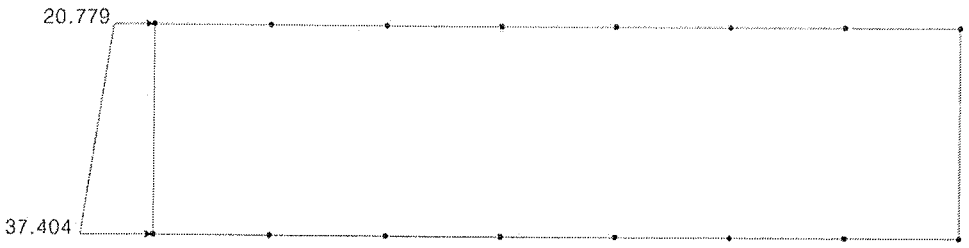
9) CASE9 - 지진시 편재활하중에 의한 수평하중(우측)(LIVERIHE)



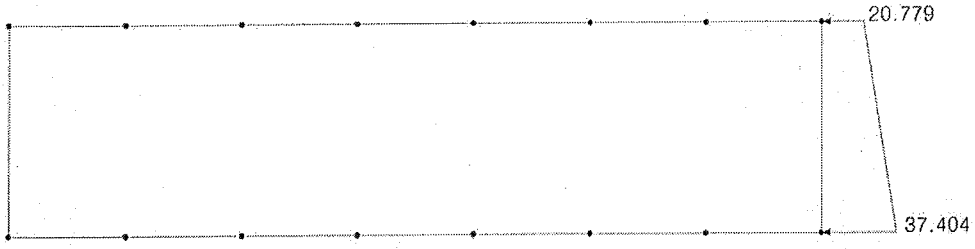
10) CASE10 - 지진시 양토압(SOILBE)



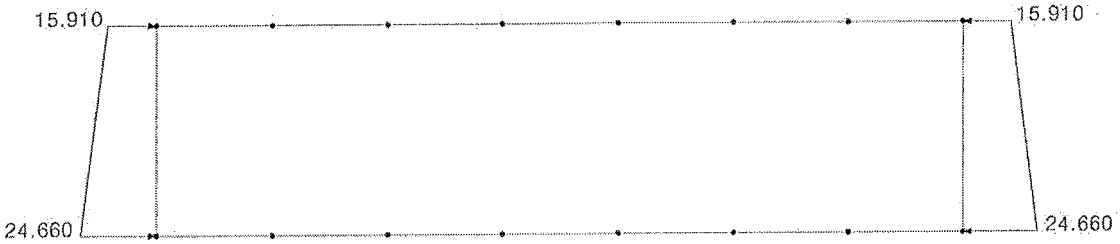
11) CASE11 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



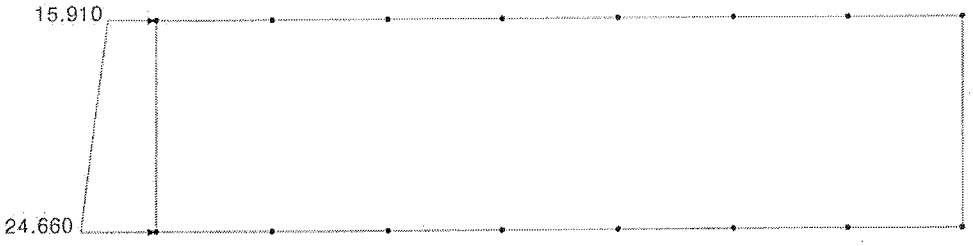
12) CASE12 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



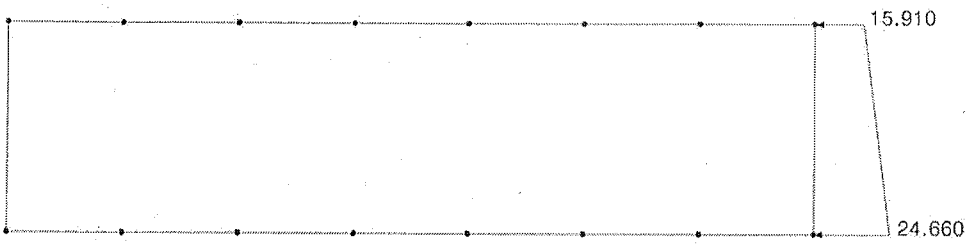
13) CASE13 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



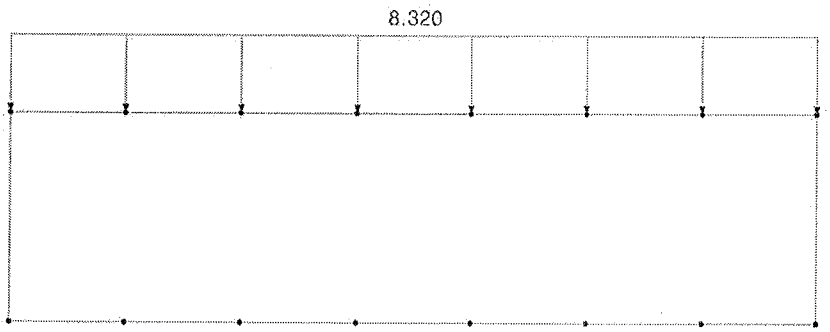
14) CASE14 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



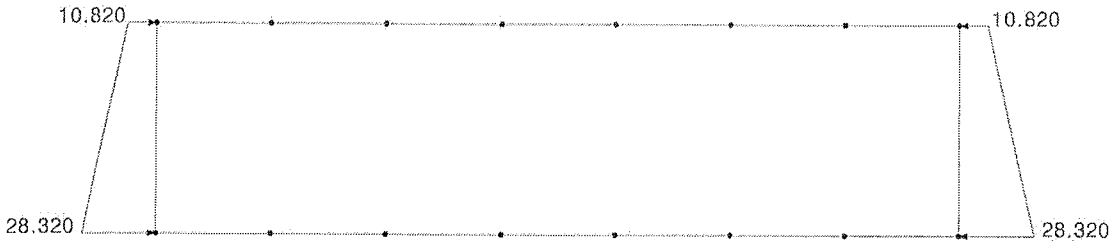
15) CASE15 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



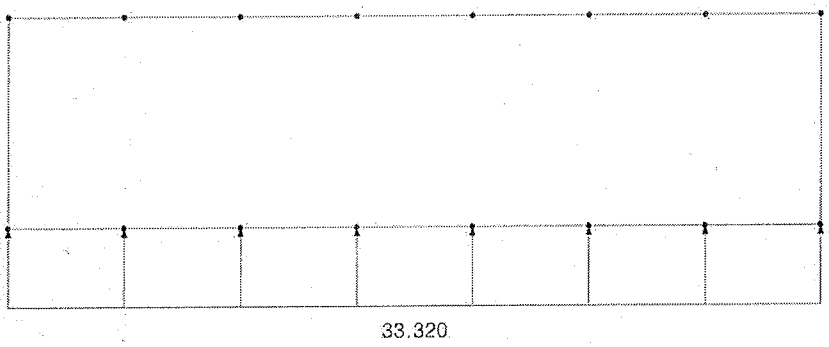
16) CASE16 - 연직수압(WATERV)



17) CASE17 - 수평수압(WATERH)

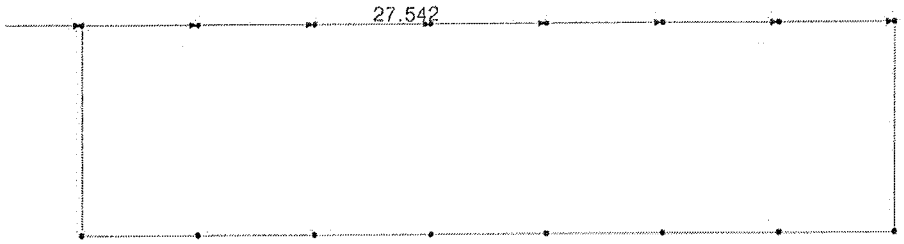


18) CASE18 - 부력(BUOYANCY)

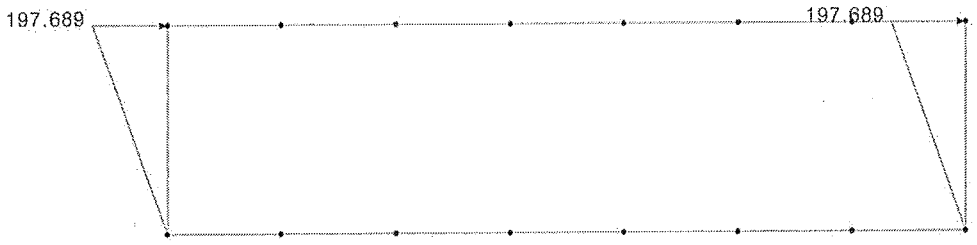


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

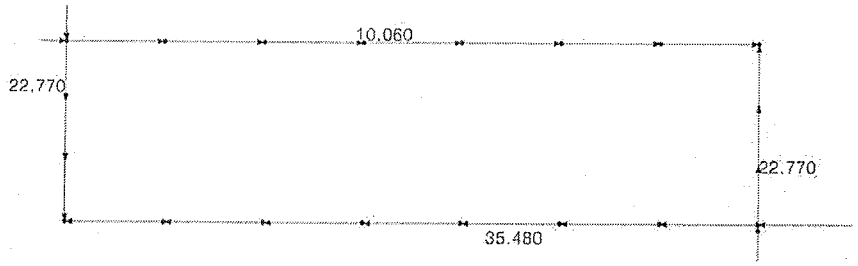
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



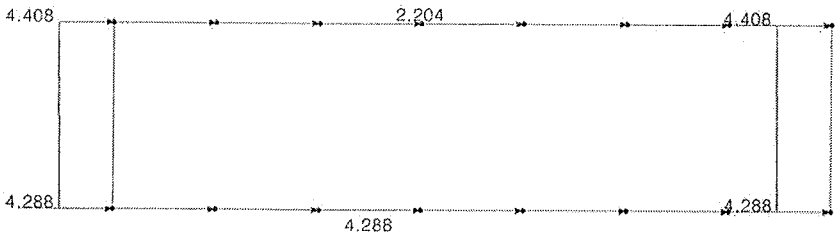
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



21) CASE21 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

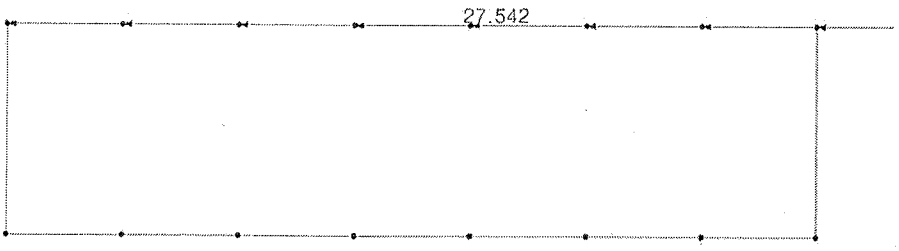


22) CASE22 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

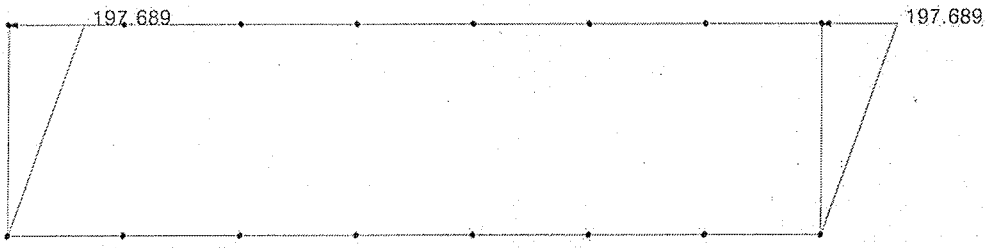


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

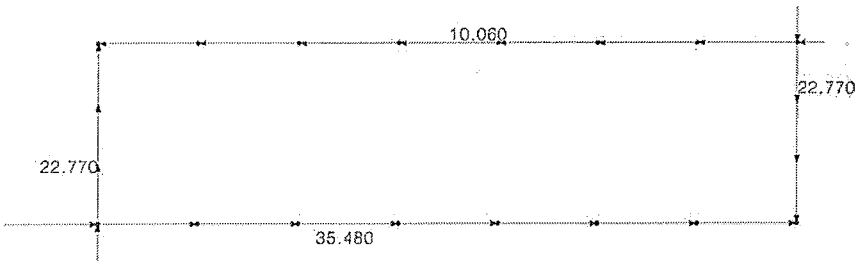
23) CASE23 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



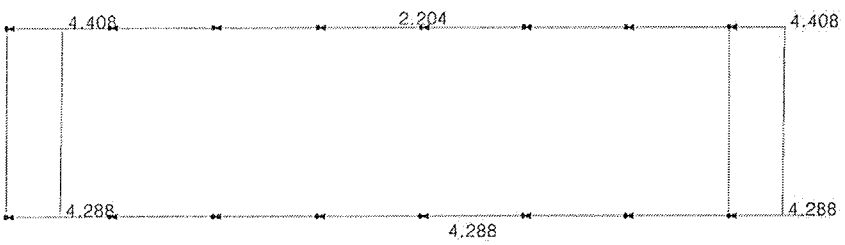
24) CASE24 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



25) CASE25 - 주면전단력(붕괴방지)2(COLMS2)



26) CASE26 - 구체 관성력(붕괴방지)2(COLINER2)



13. 하중계수 및 하중조합

αH : 토피의 두께에 따른 연직방향 하중Hv에 대한 보정계수

h ≤ 2.0 m 에 대해서, αH = 1.0

h > 2.0 m 에 대해서, αH = 1.05 - 0.025h (≥ 0.875) = 0.875, h = 1.832 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	1.200	●
LC7	1.200	1.400	1.600	0.800	1.200	1.200	●
LC8	0.900	0.900	1.600	1.600	1.200	1.200	●
LC9	0.900	0.900		0.800		1.200	●

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		1.000	●
LC9	0.900	0.900		0.500		1.000	●

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	●

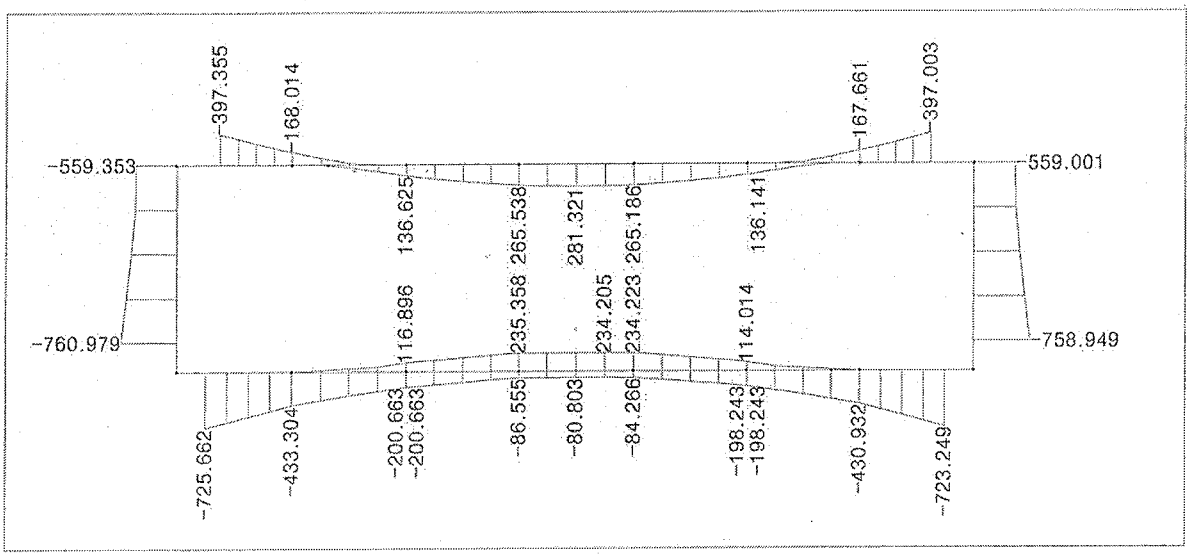
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

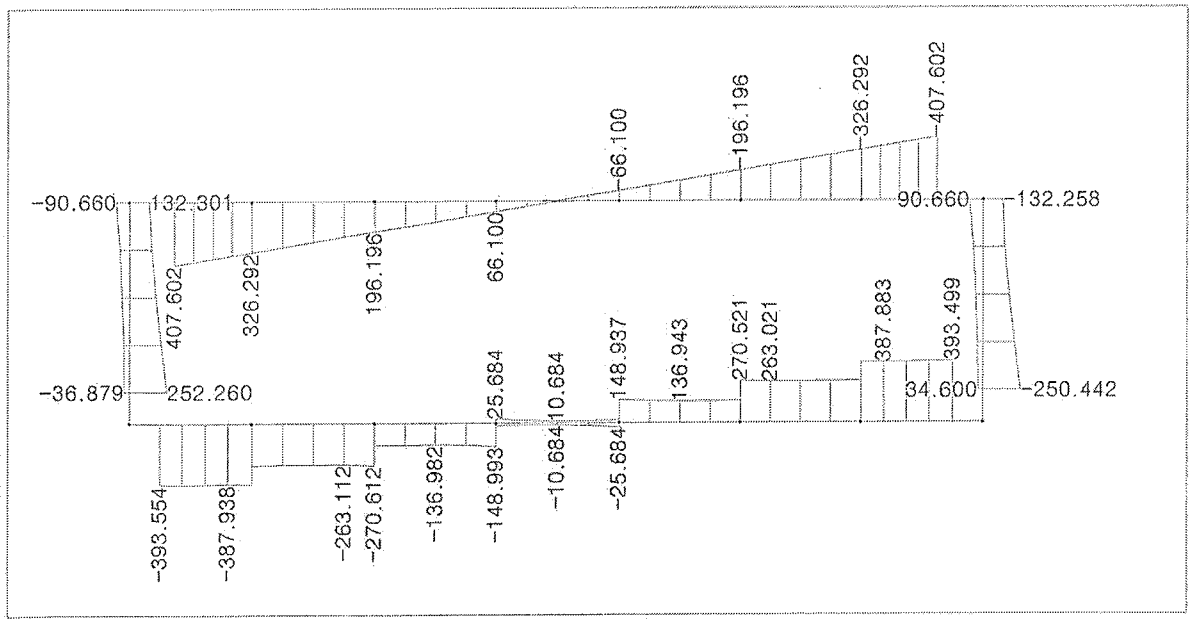
14. 단면력정리

14.1 상시

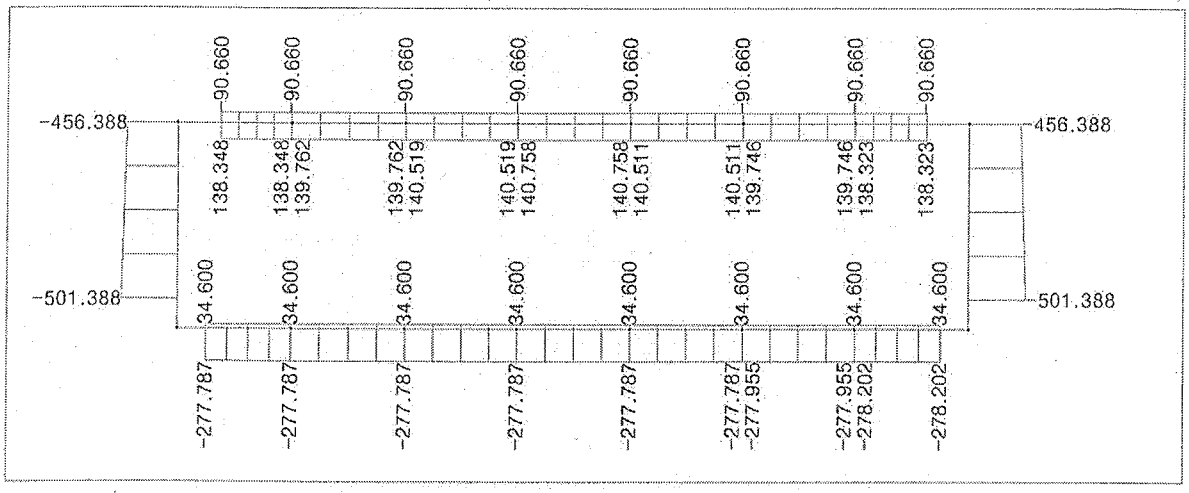
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



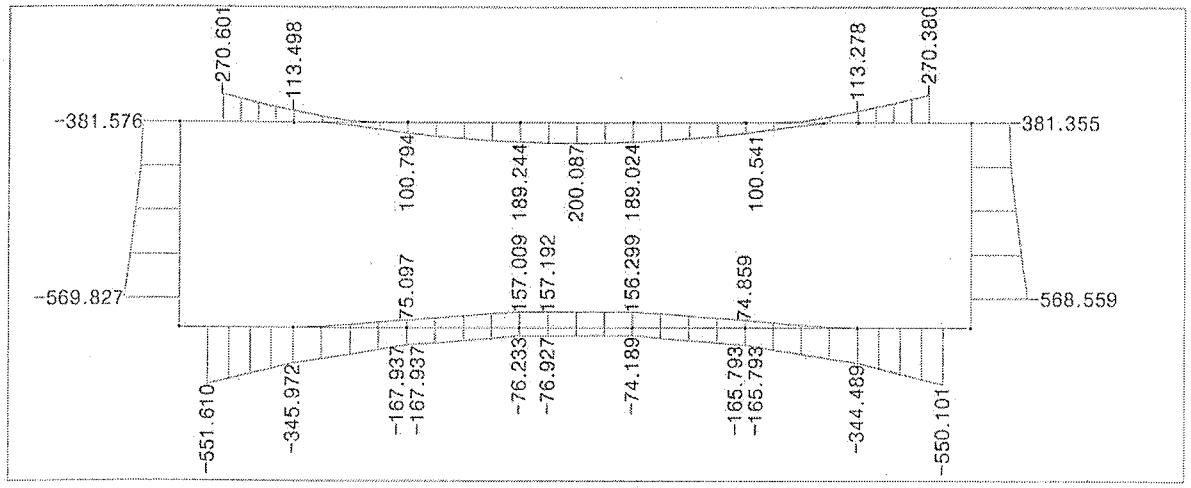
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

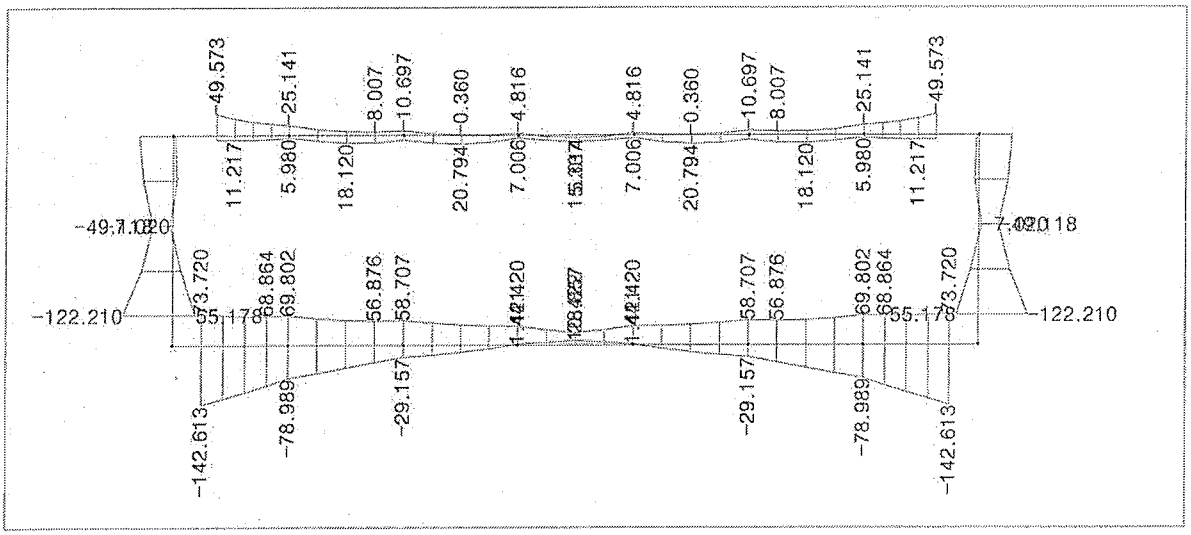


5) 단면력 정리

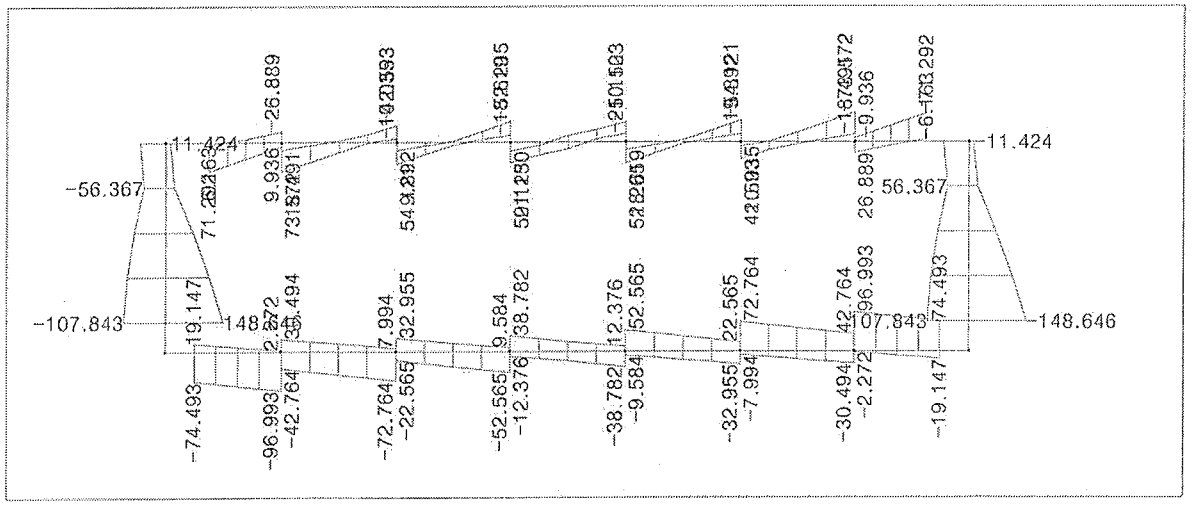
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	397.36	339.30	138.35	270.60	1000.00	500.00	
		중앙부	2	281.32	1.46	140.76	200.09	1000.00	500.00	
		우측	3	397.00	339.30	138.32	270.38	1000.00	500.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	559.35	215.35	456.39	381.58	1000.00	1000.00	
		중앙부	8	0.00	212.71	490.14	0.00	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	559.00	213.53	456.39	381.36	1000.00	1000.00	
		중앙부	11	0.00	210.89	490.14	0.00	1000.00	1000.00	

14.2 지진시(기능수행)

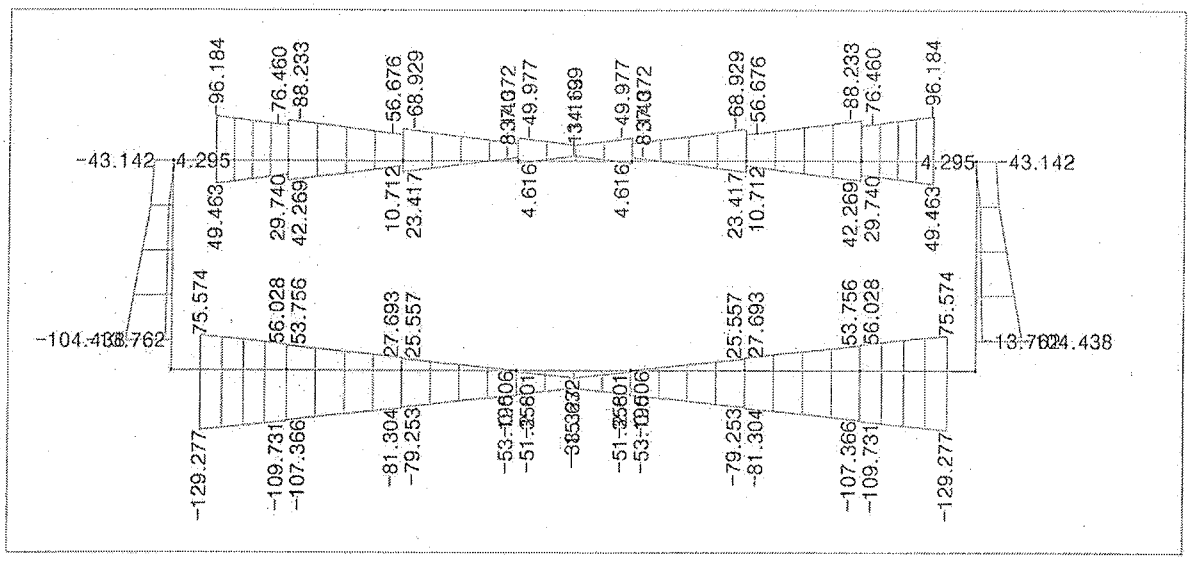
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

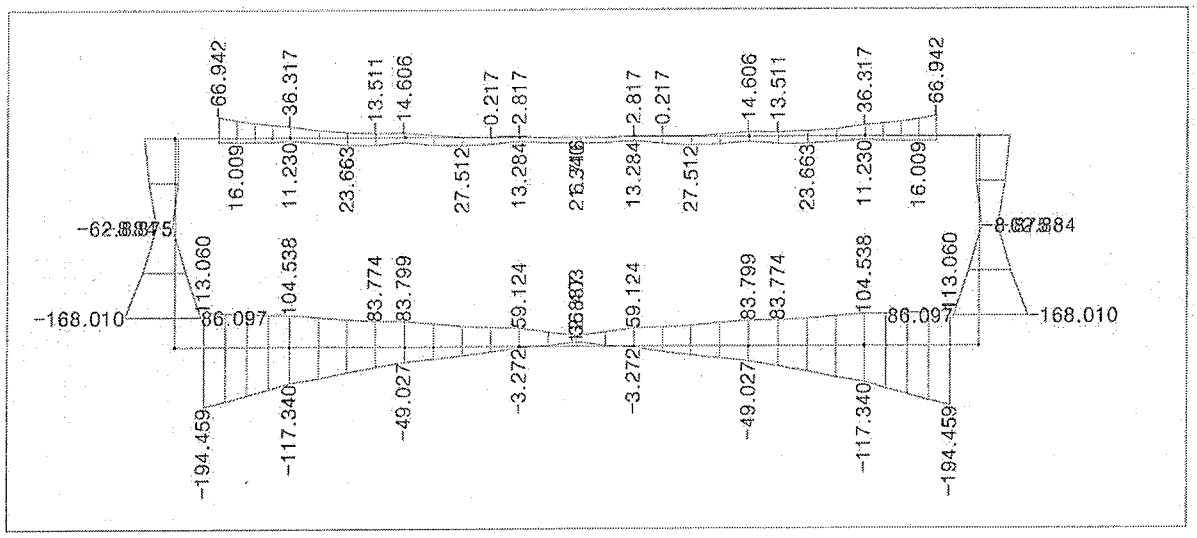


4) 단면력 정리

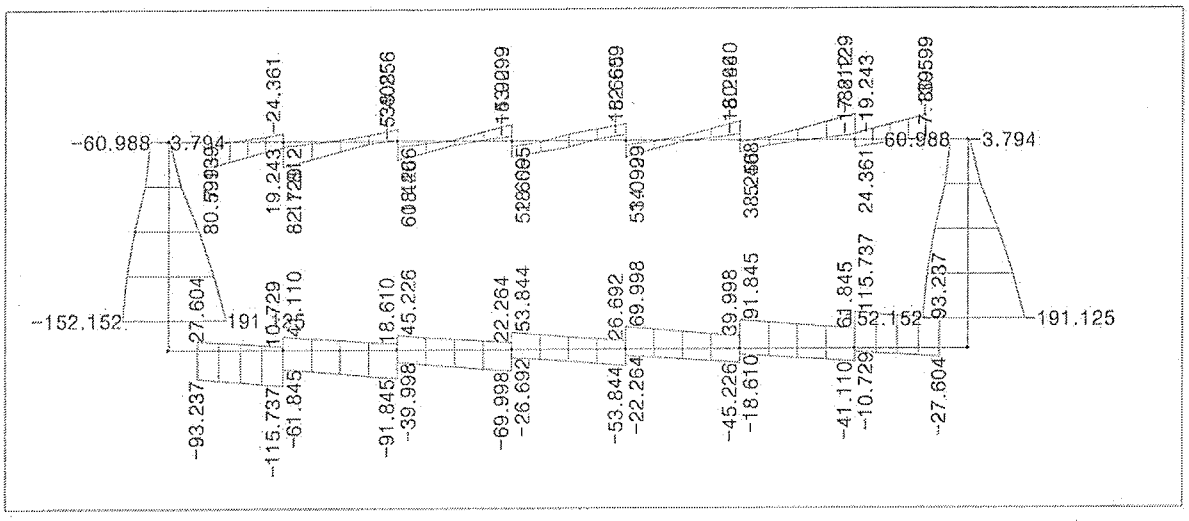
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	49.57	20.97	96.18	1000.00	500.00	
		중앙부	2	15.34	16.59	34.20	1000.00	500.00	
		우측	3	49.57	20.97	96.18	1000.00	500.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	82.64	115.39	43.14	1000.00	1000.00	
		중앙부	8	19.76	113.02	86.32	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	82.64	115.39	43.14	1000.00	1000.00	
		중앙부	11	19.76	113.02	86.32	1000.00	1000.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

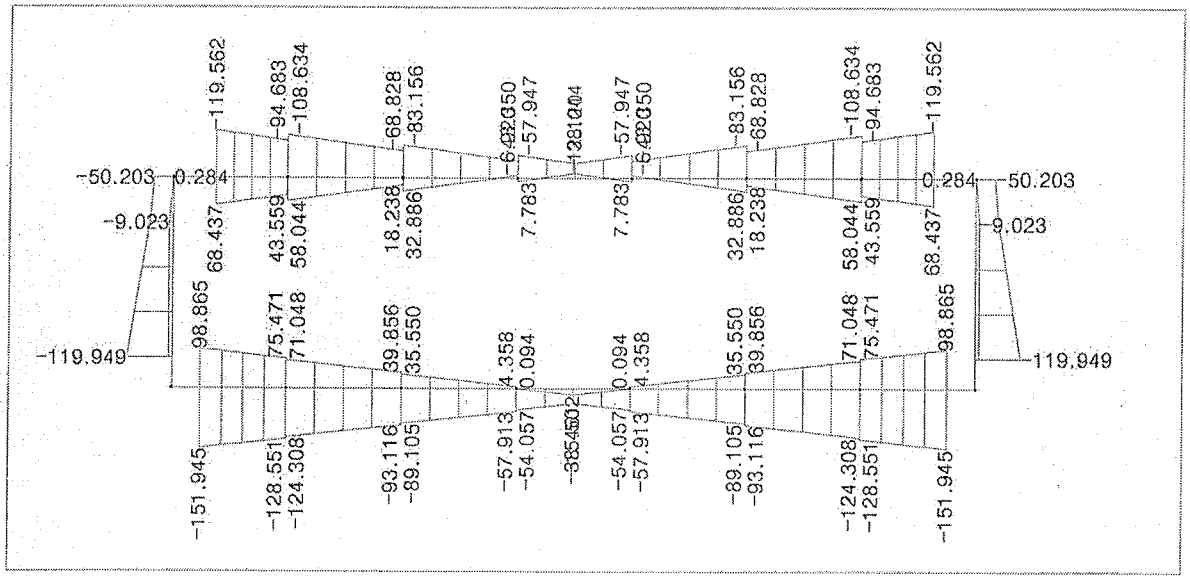
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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



4) 단면력 정리

구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	66.94	29.06	119.56	1000.00	500.00	
		중앙부	2	21.34	20.87	38.04	1000.00	500.00	
		우측	3	66.94	29.06	119.56	1000.00	500.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	103.72	153.85	50.20	1000.00	1000.00	
		중앙부	8	35.55	151.19	100.16	1000.00	1000.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	103.72	153.85	50.20	1000.00	1000.00	
		중앙부	11	35.55	151.19	100.16	1000.00	1000.00	

14.4 단면력 비교

1) 극한모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-397.36	-	-66.94	-49.57	-397.36	
		중앙부	2	281.32	-	21.34	15.34	281.32	
		우측	3	-397.00	-	-66.94	-49.57	-397.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-559.35	-	-103.72	-82.64	-559.35	
		중앙부	8	-	-	35.55	19.76	35.55	
우측 벽체	1 층	상부	10	-559.00	-	-103.72	-82.64	-559.00	
		중앙부	11	-	-	35.55	19.76	35.55	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	339.30	-	29.06	-20.97	339.30	
		중앙부	2	1.46	-	20.87	16.59	20.87	
		우측	3	-339.30	-	-29.06	20.97	-339.30	
좌측 벽체	1 층	상부	7	215.35	-	153.85	115.39	215.35	
		중앙부	8	212.71	-	151.19	113.02	212.71	
우측 벽체	1 층	상부	10	-213.53	-	-153.85	-115.39	-213.53	
		중앙부	11	-210.89	-	-151.19	-113.02	-210.89	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	138.35	-	-119.56	-96.18	138.35	
		중앙부	2	140.76	-	-38.04	-34.20	140.76	
		우측	3	138.32	-	-119.56	-96.18	138.32	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-456.39	-	-50.20	-43.14	-456.39	
		중앙부	8	-490.14	-	-100.16	-86.32	-490.14	
우측 벽체	1 층	상부	10	-456.39	-	-50.20	-43.14	-456.39	
		중앙부	11	-490.14	-	-100.16	-86.32	-490.14	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-270.60	-	-	-	-270.60	
		중앙부	2	200.09	-	-	-	200.09	
		우측	3	-270.38	-	-	-	-270.38	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-381.58	-	-	-	-381.58	
		중앙부	8	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부	10	-381.36	-	-	-	-381.36	
		중앙부	11	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	400	397.36	448.35	3135.99	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
		중앙부	2	1000	420	281.32	413.81	2057.91	H22 - 8.0EA	3096.80	1.47
		우측	3	1000	400	397.00	448.35	3132.98	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.13
좌측벽체	1층	상부	7	1000	900	559.35	1621.26	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4369.60	2.90
		중앙부	8	1000	920	35.55	1131.77	-	H16 - 8.0EA	5164.00	31.83
우측벽체	1층	상부	10	1000	900	559.00	1621.76	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	4369.60	2.90
		중앙부	11	1000	920	35.55	1131.77	-	H16 - 8.0EA	5164.00	31.83

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래	1경간	좌측	1	259.8	339.3	462.53	2.00	99.37	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	2	272.8	20.9	379.23	2.00	-	H13	300	253.40	O.K
		우측	3	259.8	339.3	462.53	2.00	99.37	H13	150	253.40	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	603.6	215.3	1059.74	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	8	618.5	212.7	1084.73	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
우측벽체	1층	상부	10	603.6	213.5	1059.74	2.00	-	H13	150	253.40	O.K
		중앙부	11	618.5	210.9	1084.73	2.00	-	H13	150	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	500.00	400.00	100.00	397.36	339.30

* 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 (400.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01337

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 3135.988 \ mm^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.140]

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 = 0.00894

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 (400.00 - a/2) = 448.354 kN.m

≥ Mu (= 397.355 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.128]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 259.808 kN

< Vu (= 339.301 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (339.301-259.808) x 150.00 / (400x400.00xΦ) x 1000 = 99.367 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 400.00 / 150.00 x 1000 = 270.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 400.00 / 1000 = 1385.641 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (346.410 + 270.293) = 462.528 kN ≥ 339.301 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 상부슬래브 중앙부

* 단면제원 및 설계가정

fck = 27 MPa, fy = 400 MPa, k1 = 0.85, Φf = 0.85, Φv = 0.75

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	420.00	80.00	281.32	20.87

* 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 (420.00 - 63.500) / 63.500 = 0.01684

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2057.907 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 80.0 mm), [사용률 = 1.505]

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 = 0.00737

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 (420.00 - a/2) = 413.808 kN.m

≥ Mu (= 281.321 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.471]

* 전단에 대한 검토 (d = 420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 420.00 = 272.798 kN

≥ Vu (= 20.869 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	500.00	400.00	100.00	397.00	339.30

* 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 (400.00 - 73.309) / 73.309 = 0.01337

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \;,\; As = 3132.985 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.141]

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 = 0.00894

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 (400.00 - a/2) = 448.354 kN.m

≥ Mu (= 397.003 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.129]

* 전단에 대한 검토 (d = 400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 400.00 = 259.808 kN

< Vu (= 339.301 kN) , 전단보강 필요.

Av_req = (339.301-259.808) x 150.00 / (400x400.00xΦ) x 1000 = 99.367 mm²

Av_use = 253.400 mm² (H13-2.0 EA, C.T.C 150 mm)

Vs = 253.400 x 400.0 x 400.00 / 150.00 x 1000 = 270.293 kN

Vs_Max = 2√27.0 / 3 x 1000.00 x 400.00 / 1000 = 1385.641 kN ≥ 270.293 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (346.410 + 270.293) = 462.528 kN ≥ 339.301 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	100	900	456.388	559.353	1225.6

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1430080.0 x 100.000 + 317760.0 x 920.000) / 24697840.0

= 482.242 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.00 mm, ab = k1 x cb = 459.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 459000.000 = 10534.050 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 10534.050 + 299.529 - 1430.080 = 9403.499 kN

Mb = Cc x 288.258 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3714.278 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 394.989 mm, e = Mu/Pu = 1225.610 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 143.23 mm, a = k1 x c = 121.75 mm 를 사용.

Cc = 0.85 X 27.0 x 121749.115 = 2794.142 kN

∑Csi = 192.193 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 2794.142 + 192.193 - 1430.080 = 1556.255 kN

Mn = Cc x 421.368 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1907.367 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1225.613) | = 0.0032 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 143.234 mm, a = k1 x c = 121.749 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-143.23) / 143.23 = 0.01585

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} = 19678.046 kN ≥ Pn = 1556.255 kN

ΦPn = 0.85 x 1556.255 = 1322.817 kN ≥ Pu = 456.388 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.226 = 1621.258 kN.m ≥ Mu = 559.353 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 603.624 kN

≥ Vu (= 215.346 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	1,000	80	920	490.138	35.554	72.5

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 635520.0 x 80.000 + 1430080.0 x 900.000) / 25015600.0

= 512.197 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 10768.140 + 1348.029 - 635.520 = 11480.649 kN

Mb = Cc x 253.203 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3523.966 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 306.948 mm, e = Mu/Pu = 72.539 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1021.62 mm, a = k1 x c = 868.38 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 868378.448 = 19929.285 kN

∑Csi = 1442.853 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 19929.285 + 1442.853 - 0.000 = 21372.138 kN

Mn = Cc x 78.008 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1550.273 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=72.537) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 1021.622 mm, a = k1 x c = 868.378 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-1021.62) / 1021.62 = -0.00030

→ 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} = 19917.669 kN < Pn = 21372.138 kN

ΦPn = 0.78 x 19917.669 = 15602.174 kN ≥ Pu = 490.138 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.073 = 1131.770 kN.m ≥ Mu = 35.554 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 618.478 kN

≥ Vu (= 212.710 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	1,000	100	900	456.388	559.001	1224.8

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 794.400 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0044) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 317760.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 1430080.0 x 100.000 + 317760.0 x 920.000) / 24697840.0

= 482.242 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 540.00 mm, ab = k1 x cb = 459.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 459000.000 = 10534.050 kN, ∑Csi = 299.529 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 10534.050 + 299.529 - 1430.080 = 9403.499 kN

Mb = Cc x 288.258 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3714.278 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 394.989 mm, e = Mu/Pu = 1224.837 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 143.30 mm, a = k1 x c = 121.81 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 121807.480 = 2795.482 kN

∑Csi = 192.320 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 2795.482 + 192.320 - 1430.080 = 1557.722 kN

Mn = Cc x 421.339 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1907.953 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=1224.836) | = 0.0019 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 100.00 = 900.000 mm

c = 143.303 mm, a = k1 x c = 121.807 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (900.00-143.30) / 143.30 = 0.01584

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} = 19678.046 kN ≥ Pn = 1557.722 kN

ΦPn = 0.85 x 1557.722 = 1324.064 kN ≥ Pu = 456.388 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 1.225 = 1621.763 kN.m ≥ Mu = 559.001 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 900.00 = 603.624 kN

≥ Vu (= 213.528 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	1,000	80	920	490.138	35.554	72.5

㉯ 철근비 검토

As = 1588.800 mm² (인장중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 8.0EA, d1 = 80.00 mm

Asf = 3575.200 mm² (압축중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

ρmin (= 0.0012) ≤ ρuse (= 0.0052) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 1000.0 x 1000.0 = 22950000.0 N

Cs = As x fy = 635520.0 N, Cs' = Asf x fy = 1430080.0 N

Xp = (22950000.0 x 500.00 + 635520.0 x 80.000 + 1430080.0 x 900.000) / 25015600.0

= 512.197 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 552.00 mm, ab = k1 x cb = 469.20 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 469200.000 = 10768.140 kN, ∑Csi = 1348.029 kN, ∑Tsi = 635.520 kN

Pb = 10768.140 + 1348.029 - 635.520 = 11480.649 kN

Mb = Cc x 253.203 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 3523.966 kN.m

eb > e → 압축 파괴 (eb = Mb/Pb = 306.948 mm, e = Mu/Pu = 72.539 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 1021.62 mm, a = k1 x c = 868.38 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 868378.448 = 19929.285 kN

∑Csi = 1442.853 kN, ∑Tsi = 0.000 kN

Pn = 19929.285 + 1442.853 - 0.000 = 21372.138 kN

Mn = Cc x 78.008 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1550.273 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=72.537) | = 0.0021 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 1000.00 - 80.00 = 920.000 mm

c = 1021.622 mm, a = k1 x c = 868.378 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (920.00-1021.62) / 1021.62 = -0.00030

→ 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} = 19917.669 kN < Pn = 21372.138 kN

ΦPn = 0.78 x 19917.669 = 15602.174 kN ≥ Pu = 490.138 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.073 = 1131.770 kN.m ≥ Mu = 35.554 kN.m ∴ O.K

㉴ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 920.00 = 618.478 kN

≥ Vu (= 210.892 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 × 500 × 0.0020 = 1000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1000.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 500 × 0.0020 = 1000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1000.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 5.7.2]
= 1000 × 500 × 0.0020 = 1000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1000.000 ∴ O.K

4) 좌측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 상부

① Req's As = B × H × 0.0020 (≤ 1800 ㎟)[콘.설 11.3(3)]
= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭
필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)
∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

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

= 1000 × 1000 × 0.0020 = 2000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

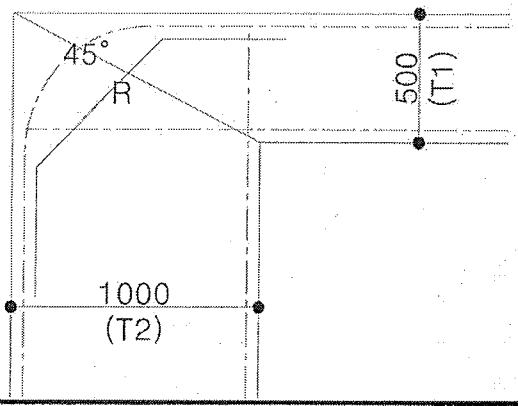
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 1000 x 1000 = 1500.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1500.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 381.576 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 381.576 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1118.034$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 381.58 \times 10^6}{1118.034^2 \times 1000} = 1.526 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 381.58 \times 10^6}{1118.034 \times 180} = 3792.130 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

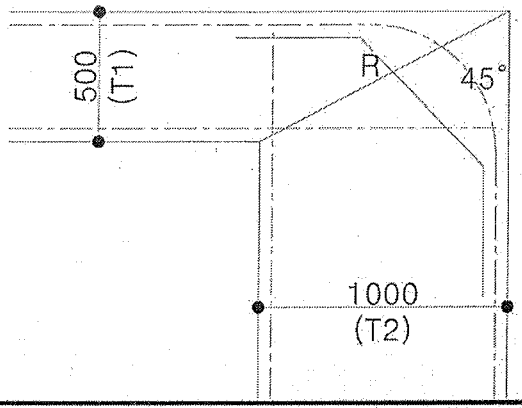
Req'd As = As - Asb
= 3792.130 mm² - 1548.400 mm²
= 2243.730 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 2243.730 mm²) ----------> O.K !!!

2) 우측상단



- CON'C 설계기준강도 : fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 381.355 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 381.355 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1118.034$ mm

▣ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

H22 @250 - 4EA = 1548.400 mm²

∴ Total Asb = 1548.400 mm²

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 381.36 \times 10^6}{1118.034^2 \times 1000} = 1.525 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 381.36 \times 10^6}{1118.034 \times 180} = 3789.939 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3789.939 mm² - 1548.400 mm²
= 2241.539 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H19 - 8EA

∴ Total As = 2292.000 mm² > Req'd As (= 2241.539 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	400	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	156.276	O.K	1.250
		중앙부	2	420	H22 - 8.0EA	125	292.691	O.K	2.342
		우측	3	400	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	156.581	O.K	1.253
좌측벽체	1층	상부	7	900	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	398.910	O.K	3.191
		중앙부	8	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	900	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	399.267	O.K	3.194
		중앙부	11	920	H16 - 8.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 270.601 x 1000000 / [3575.200 x (400.000 - 118.666/3)]
= 209.986 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x3575.200)]
= 118.666 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 / 209.99) - 2.5 x 87.50 = 156.28 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.99) = 300.02 mm
Sa는 작은 값인 156.28 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 156.28 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 200.087 x 1000000 / [3096.800 x (420.000 - 114.994/3)]
= 169.285 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3096.800/1000.0 + 7x3096.800/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x420.0/(7x3096.800)]
= 114.994 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 / 169.29) - 2.5 x 69.00 = 292.69 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 169.29) = 372.15 mm
Sa는 작은 값인 292.69 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 292.69 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 270.380 x 1000000 / [3575.200 x (400.000 - 118.666/3)]
= 209.815 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x400.0/(7x3575.200)]
= 118.666 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 / 209.81) - 2.5 x 87.50 = 156.58 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 209.81) = 300.27 mm
Sa는 작은 값인 156.58 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 156.58 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 381.576 x 1000000 / [3575.200 x (900.000 - 188.688/3)]
= 127.497 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x3575.200)]
= 188.688 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 / 127.50) - 2.5 x 87.50 = 398.91 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.50) = 494.13 mm
Sa는 작은 값인 398.91 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 398.91 mm) ∴ O.K

5) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 381.355 x 1000000 / [3575.200 x (900.000 - 188.688/3)]
= 127.424 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x900.0/(7x3575.200)]
= 188.688 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 / 127.42) - 2.5 x 87.50 = 399.27 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 127.42) = 494.41 mm
Sa는 작은 값인 399.27 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 399.27 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 7.000 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 0.50 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 = 7.000 / 28
T = 0.250 m < 0.500 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

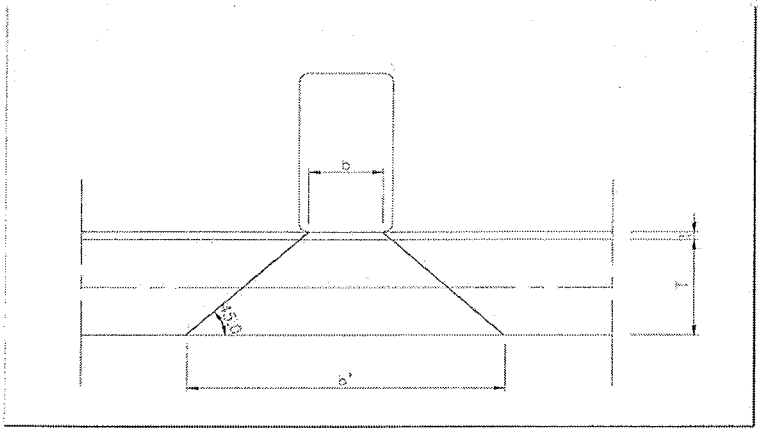
1) 고정하중

- 구체자중 = 350.000 / 8.000 = 43.750 kN/m²
- 상부연직하중 = 36.808 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

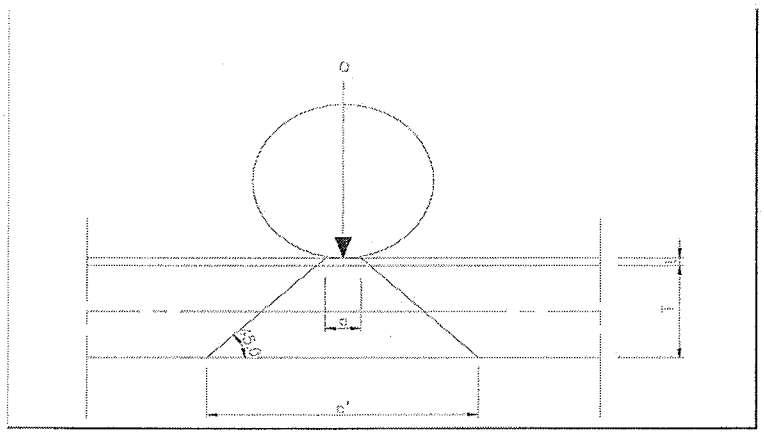
2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 39.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중



t = 40 mm (암거내부 포장두께)
T = 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 = 43.75 + 36.81 + 39.00 + 0.92 + 16.32

= 136.798 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = \alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)
다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α, β : 기초의 형상계수 (직사각형, $\alpha = 1 + 0.3\ B'/L$, $\beta = 0.5 - 0.1\ B'/L$)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=90.599, Nq=75.671, Nr=88.997)

c = 0.000 kN/m² r1 = 0.000 kN/m³ r2 = 0.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 8.000 m q = 0.000 kN/m²

L = 40.000 m

$\Phi = 15 + \sqrt{12N} = 39.495$, N = 50

$Nq = a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = e^{[}(0.75\pi-\Phi/2)\ \tan\Phi]$

$Nc = (Nq-1)\ \cot\Phi$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2\ \Phi - 1)$

$Qu = 1.060 \times 0.000 \times 90.599 + 0.000 \times 75.671 + 0.480 \times 0.000 \times 8.000 \times 88.997$

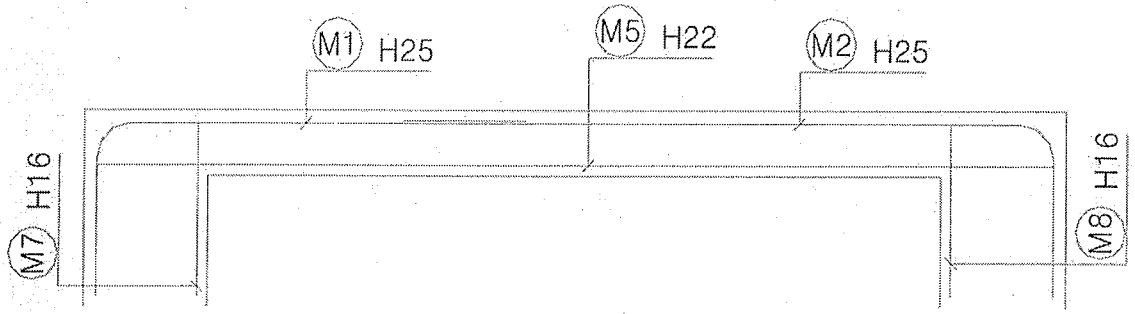
= 0.000 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 0.000 / 3 = 0.000 kN/m² < 600.000 kN/m²

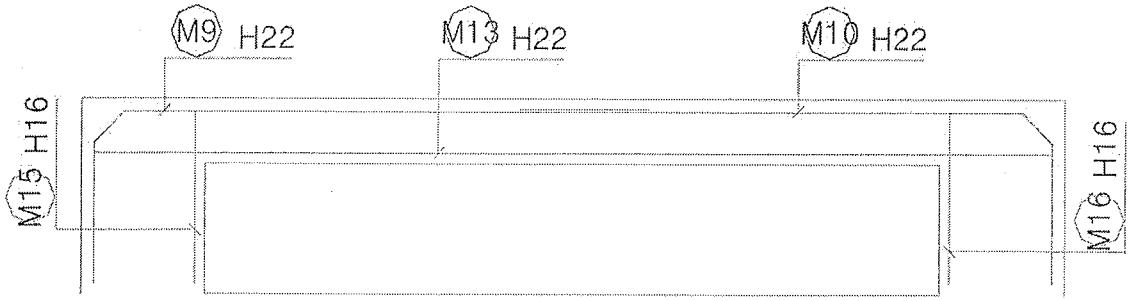
Qa' = 0.000 kN/m² < Qmax = 136.798 kN/m² ..... N.G !!!

20. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)

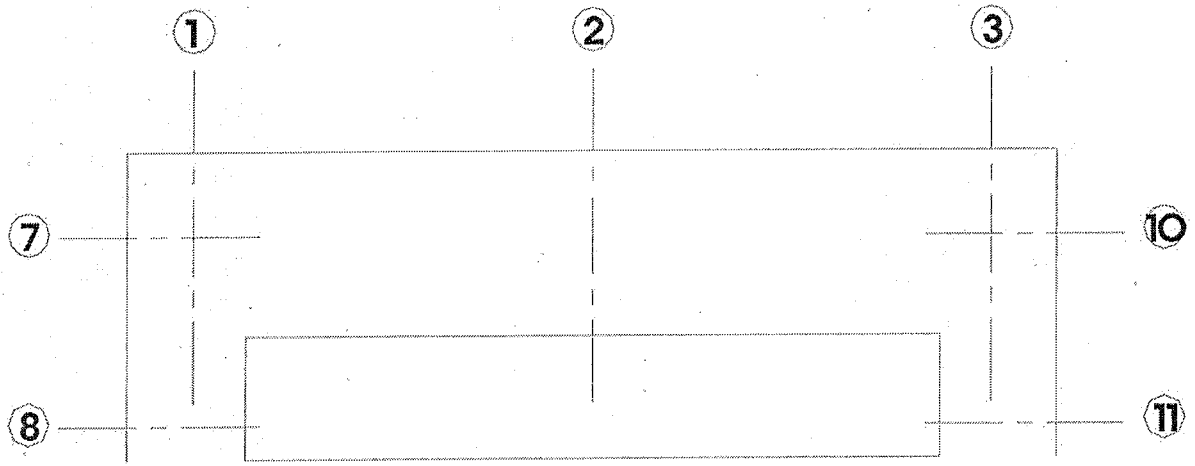


덕트2

목 차

1. 설계요약표
2. 설계조건
3. 단면가정
4. 해석모델 및 단면제원(상시)
5. 해석모델 및 단면제원(지진시)
6. 지반반력계수(상시)
7. 지반반력계수(지진시)
8. 하중계산(상시)
9. 하중계산(지진시)
10. 하중재하도(상시)
11. 하중재하도(기능수행)
12. 하중재하도(붕괴방지)
13. 하중계수 및 하중조합
14. 단면력정리
15. 단면검토 및 철근량 산정
16. 수평철근 검토
17. 절점부 검토
18. 사용성 검토
19. 기초 지지력 검토
20. 주철근 조립도

1. 해석설계 요약



■ 기초 검토

구분	Qmax(kN)	Qu(kN)	Qa(kN)	비 고
직접기초	333.66	0	0	N.G

■ 부력 검토

구분	B(양압력)	R(저항력)	SF	비 고
직접기초	1158.316	2788.418	2.407	O.K

■ 단면 휨 설계

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1400	1113.11	1663.92	2373.54	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.49
		중앙부	2	1000	1420	2243.25	2402.95	4786.97	H29 - 8.0EA	5139.20	1.07
		우측	3	1000	1400	1113.11	1663.92	2373.54	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.49
좌측벽체	1층	상부	7	1000	700	796.47	1688.26	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5918.00	2.12
		중앙부	8	1000	720	490.75	1885.63	-	H16 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7546.40	3.84
우측벽체	1층	상부	10	1000	700	796.47	1688.26	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5918.00	2.12
		중앙부	11	1000	720	490.75	1885.63	-	H16 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7546.40	3.84

■ 수평철근 검토

구분	부재 위치			단면적비			0.0015hs		
				필요철근량	사용철근량	비고	필요철근량	사용철근량	비고
상부슬래브	1경간	좌측	1	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		중앙부	2	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
		우측	3	1800.0	1986.0	O.K	-	-	-
좌측벽체	1층	상부	7	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
		중앙부	8	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
우측벽체	1층	상부	10	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	1986.0	O.K
		중앙부	11	1600.0	1986.0	O.K	1200.0	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	
상부슬래	1경간	좌측	1	909.3	661.2	909.33	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	922.3	379.5	922.32	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	909.3	661.2	909.33	-	-	-	-	-	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	511.4	756.4	789.48	2.00	349.89	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	8	511.4	756.4	789.48	2.00	349.89	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	10	511.4	756.4	789.48	2.00	349.89	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	511.4	756.4	789.48	2.00	349.89	H16	300	397.20	O.K

■ 사용성 검토

(1) 균열 검토 (콘크리트 구조설계기준 · 해설 6.3.3(4))

(C.T.C. 125 mm)

구분	부재 위치			유효높이 (mm)	인장사용철근량	철근 간격(mm)	최대 간격 (mm)	검토 결과	S.F
상부슬래브	1경간	좌측	1	1400	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	505.591	O.K	4.045
		중앙부	2	1420	H29 - 8.0EA	125	151.221	O.K	1.210
		우측	3	1400	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	505.591	O.K	4.045
좌측벽체	1층	상부	7	700	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	193.123	O.K	1.545
		중앙부	8	720	H16 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	700	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	193.123	O.K	1.545
		중앙부	11	720	H16 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-

2. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 Ramp A BOX (내공 : 6M × 1M, 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) = 10.000 kN/m² (∵ 토피 : 12.141 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

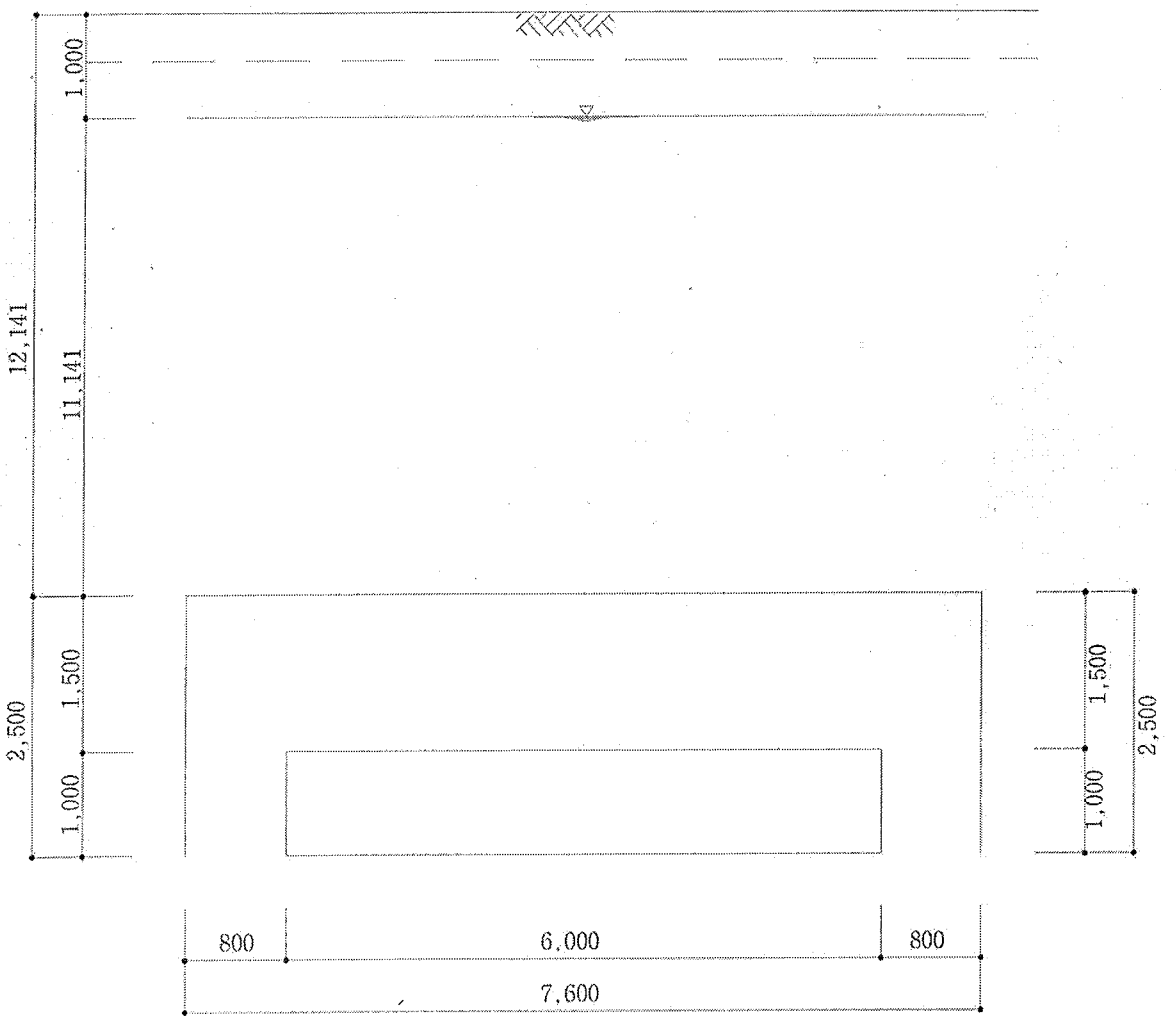
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체, 보, 기둥)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (처짐, 균열, 절점부보강 등)

10) 사용프로그램 : SAP2000

11) 참고문헌

- 콘크리트 구조설계기준.해설 : 한국콘크리트학회(2007)
- 도로교 설계기준 : 건설교통부(2005)

3. 단 면 가 정


1,000
12,141
11,141
1,500
2,500
1,000
1,500
2,500
1,000
800
6,000
800
7,600

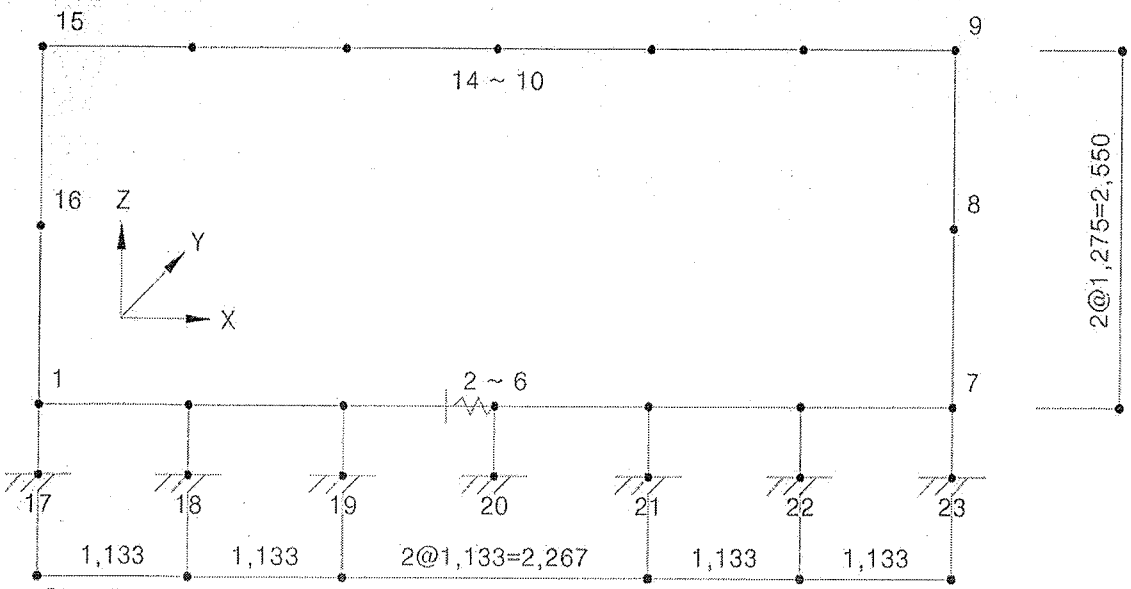
4. 해석모델 및 단면제원 (상시)

1) Modeling

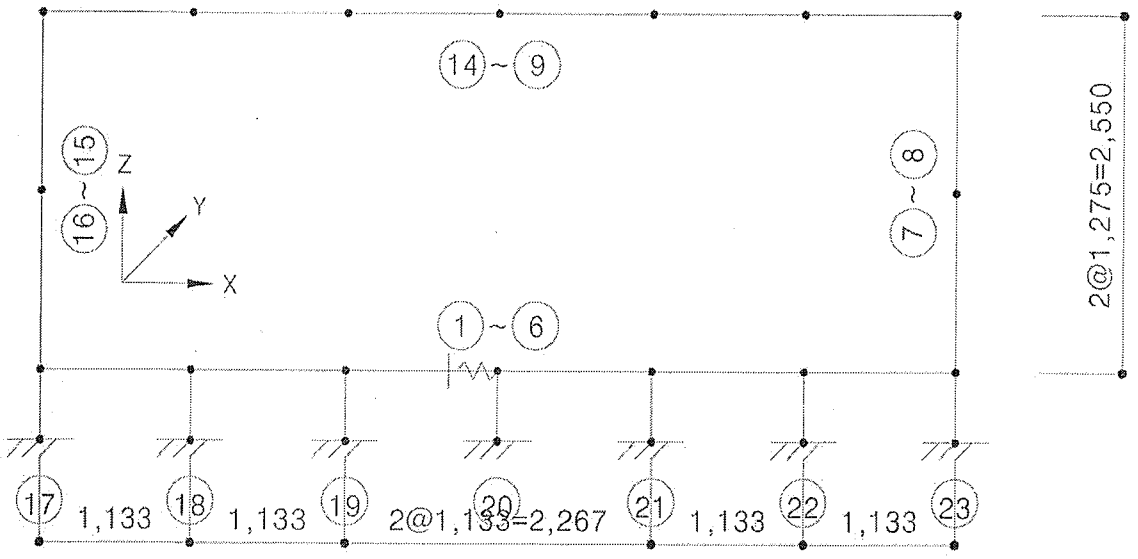
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 SAP2000을 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 NLLink요소로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 GAP 특성을 이용하여 모형화 하였다.

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

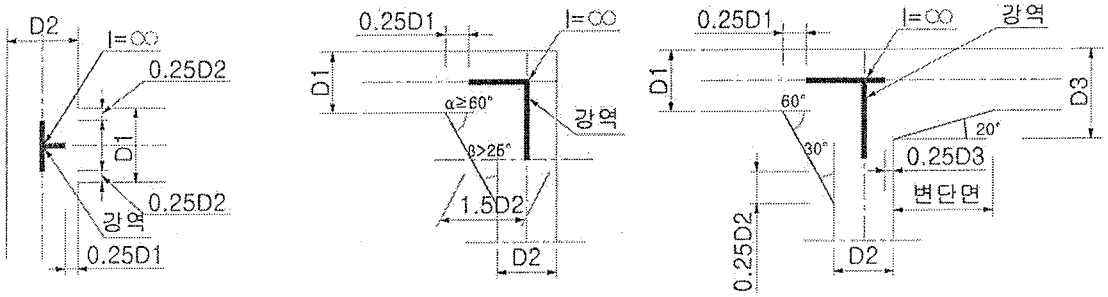
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	1~6
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	7~8.15~16
3	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	9~14

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.500	13	2.267	3.050
2	1.133	0.500	14	1.133	3.050
3	2.267	0.500	15	0.000	3.050
4	3.400	0.500	16	0.000	1.775
5	4.533	0.500	17	0.000	0.000
6	5.667	0.500	18	1.133	0.000
7	6.800	0.500	19	2.267	0.000
8	6.800	1.775	20	3.400	0.000
9	6.800	3.050	21	4.533	0.000
10	5.667	3.050	22	5.667	0.000
11	4.533	3.050	23	6.800	0.000
12	3.400	3.050			

4) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1500 = 25 mm

(2) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 800 = 550 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1500 = 25 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 800 = 550 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1600 <= 0 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 800 = 600 mm

(7) 7 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1600 <= 0 mm

(8) 7 지점 - 슬래브 벽체 연결부

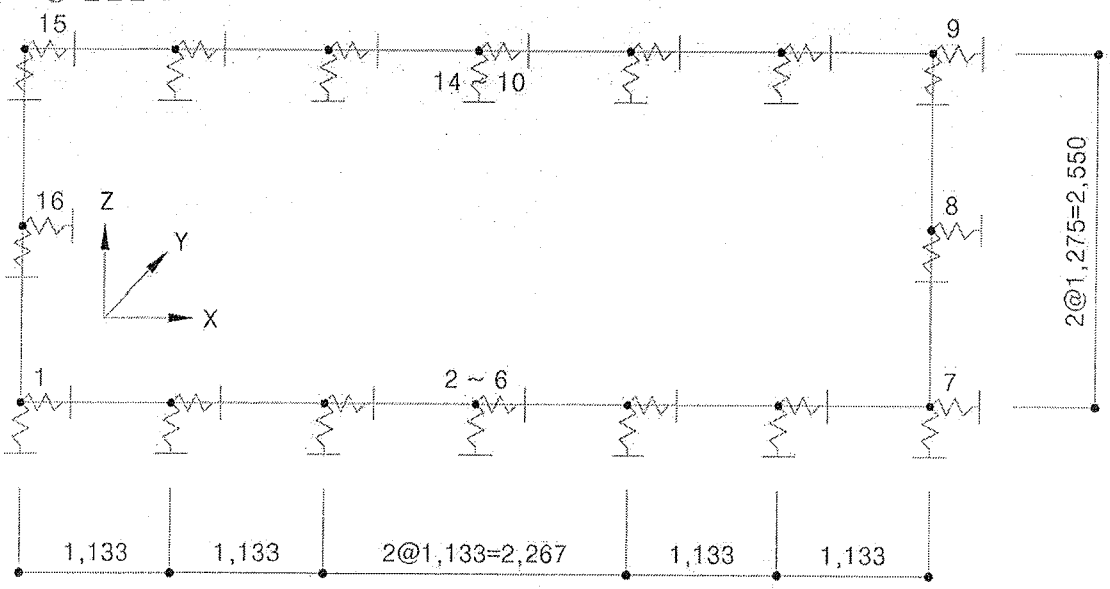
D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 800 = 600 mm

5. 해석모델 및 단면제원 (지진시)

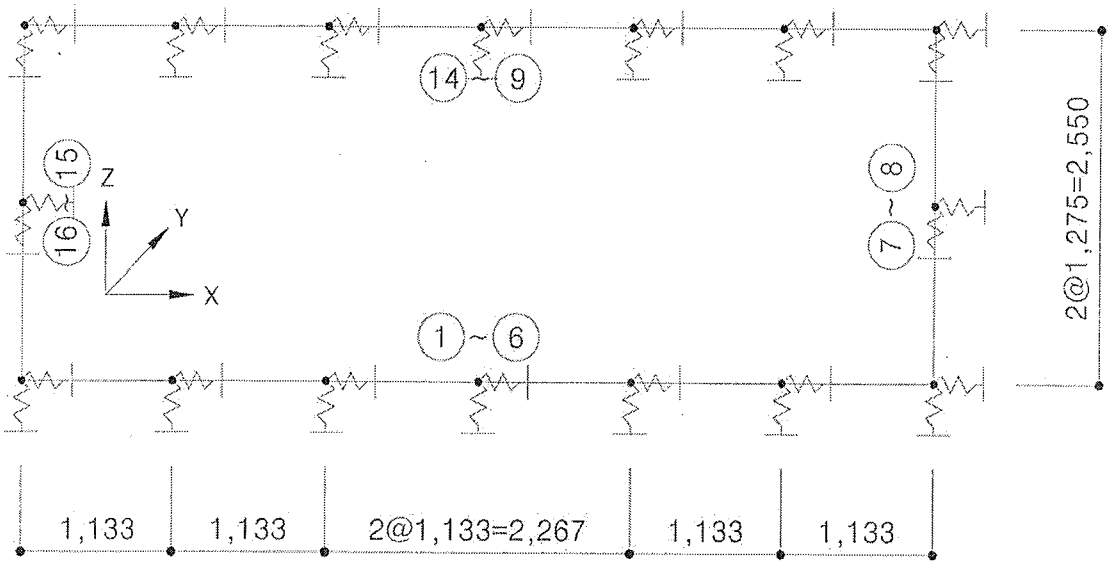
1) Modeling

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 절점삼도



② 부재삼도



2) 단면제원

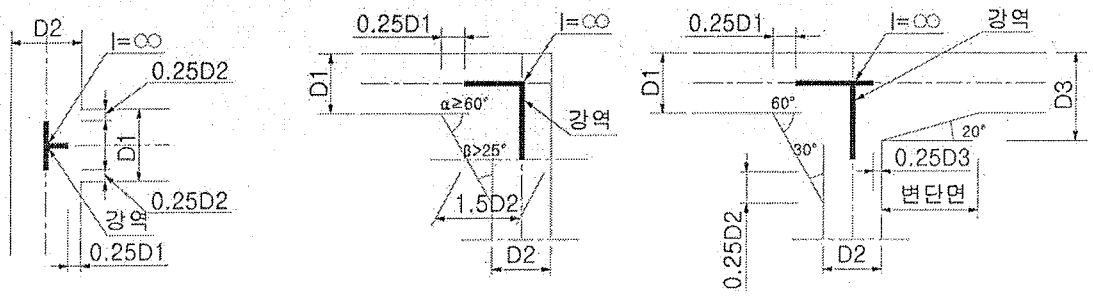
NO	A (m^2)		I (m^4)	부 재
1	1.600 × 1.000	= 1.600	0.34133	1~6
2	0.800 × 1.000	= 0.800	0.04267	7~8,15~16
3	1.500 × 1.000	= 1.500	0.28125	9~14

3) 단면좌표

(단위 : m)

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	9	6.800	2.550
2	1.133	0.000	10	5.667	2.550
3	2.267	0.000	11	4.533	2.550
4	3.400	0.000	12	3.400	2.550
5	4.533	0.000	13	2.267	2.550
6	5.667	0.000	14	1.133	2.550
7	6.800	0.000	15	0.000	2.550
8	6.800	1.275	16	0.000	1.275

4) 강역설정



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

∴ B = 헌치폭 (mm), H = 헌치높이 (mm)

(1) 15 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1500 = 25 mm

(2) 15 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 800 = 550 mm

(3) 9 지점 - 슬래브 상면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1500 = 25 mm

(4) 9 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1500 / 2 - 0.25 × 800 = 550 mm

(5) 1 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1600 <= 0 mm

(6) 1 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 800 = 600 mm

(7) 7 지점 - 슬래브 하면

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 800 / 2 - 0.25 × 1600 <= 0 mm

(8) 7 지점 - 슬래브 벽체 연결부

D2 / 2 - 0.25 × D1 = 1600 / 2 - 0.25 × 800 = 600 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, $K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$

Eo : 지반탄성계수 (kN/m²)

α = 1

Eo = 54000.00 kN/m²

Bv = √(B × B) = √(7.600 × 7.600) = 7.60 m (L > B)

Kvo = 1 / 0.3 × 1 × 54000 = 180000.00 kN/m³

Kv = 180000.000 × (7.600 / 0.3) $^{-3/4}$ = 15940.55 kN/m³

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.800/2 + 1.133/2) = 15409 kN/m	1,7
Kv2	Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 18066 kN/m	2~6
Kh	1E10 kN/m (무한강성)	4

7. 지반반력계수 (지진시)

1) 지반탄성계수의 산정

(1) 자갈 (EL. : 11.376 ~ -6.724, N=50)

① 기능수행 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (기능수행수준의 전단파 속도) = 1.0 × Vo = 1.0 × 294.7 = 294.7 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20 / 9.810 × 294.7^2 = 177060.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 177060.0 = 467438.4 kN/m²

② 붕괴방지 수준

- Vo (초기상태 전단파 속도) = 80 × $N^{1/3}$ = 80 × $50^{1/3}$ = 294.7 m/sec
- Vs (붕괴방지수준의 전단파 속도) = 0.8 × Vo = 0.8 × 294.7 = 235.8 m/sec
- Gd (전단탄성계수) = w / g × Vs^2 (w : 흙의 단위중량, g : 중력계수)
  = 20.0 / 9.810 × 235.8^2 = 113357.0 kN/m²
- Ed (탄성계수) = 2 × (1 + v) × Gd (v : 흙의 포아슨 비)
  = 2 × (1 + 0.32) × 113357.0 = 299262.5 kN/m²

2) 지반반력계수의 산정(기능수행수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(7.600 × 7.600) = 7.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kv = 3116256.000 × (7.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 275971.27 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 275971.270 = 91990.42 kN/m³

(2) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(4.100 × 4.100) = 4.100 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 467438.4 = 3116256.00 kN/m³

Kh = 3116256.000 × (4.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 438415.78 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 438415.780 = 146138.59 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 312767 kN/m	10~14
Ksb1	Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 104256 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.275/2 + 1.275/2) = 558980 kN/m	8,16
Kss1	Kss x (1.275/2 + 1.275/2) = 186327 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.800/2 + 1.133/2) = 266772 kN/m	1,7
Ksb1	Kh x (1.275/2 + 1.600/2) = 630223 kN/m	
Kv2	Kv x (1.133/2 + 0.800/2) = 266772 kN/m	9,15
Ksb2	Kh x (1.275/2 + 1.500/2) = 608302 kN/m	

3) 지반반력계수의 산정(붕괴방지수준)

(1) 상부슬래브 : 제3토층 ,자갈

① 연직방향 지반반력계수

Bv = √(B × B) = √(7.600 × 7.600) = 7.600 m

Kvo = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kv = 1995083.330 × (7.600 / 0.3)$^{-3/4}$ = 176681.79 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Ksb = λ × Kv = 1/3.0 × 176681.790 = 58893.93 kN/m³

(2) 측벽 : 제3토층 , 자갈

① 수평방향 지반반력계수

Bv = √(H × H) = √(4.100 × 4.100) = 4.100 m

Kho = 1 / 0.3 × α × Ed = 1 / 0.3 × 2 × 299262.5 = 1995083.33 kN/m³

Kh = 1995083.330 × (4.100 / 0.3)$^{-3/4}$ = 280681.69 kN/m³

② 전단 지반반력계수

Kss = λ × Kh = 1/3.0 × 280681.690 = 93560.56 kN/m³

(3) 적용 지반반력계수

- 상부슬래브

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (1.133/2 + 1.133/2) = 200239 kN/m	10~14
Ksb1	Ksb x (1.133/2 + 1.133/2) = 66746 kN/m	

- 측벽

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kh1	Kh x (1.275/2 + 1.275/2) = 357869 kN/m	8,16
Kss1	Kss x (1.275/2 + 1.275/2) = 119290 kN/m	

- 우각부

지반반력계수	계 산 식	해당 절점
Kv1	Kv x (0.800/2 + 1.133/2) = 170792 kN/m	1,7
Ksb1	Kh x (1.275/2 + 1.600/2) = 403480 kN/m	
Kv2	Kv x (1.133/2 + 0.800/2) = 170792 kN/m	9,15
Ksb2	Kh x (1.275/2 + 1.500/2) = 389446 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

지반분류	지반종류의 호칭	상부 30m 에 대한 평균 지반 특성		
		전단파 속도 Z(m/s)	표준관입시험 N(Nch) (blow/foot)	비배수전단강도 Su(kPa)
Sa	경암지반	1500초과	-	-
Sb	보통암지반	760에서 1500		
Sc	매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360에서 760	> 50	> 100
Sd	단단한 토사지반	180에서 360	15에서 50	50에서 100
Se	연약한 토사지반	180미만	< 15	< 50
Sf	부지 고유의 특성평가가 요구되는 지반			

④ 지진계수 Ca, Cv

지역계수	지반종류	지진계수	
		Ca	Cv
1	Sa	0.09	0.09
	Sb	0.11	0.11
	Sc	0.13	0.18
	Sd	0.16	0.23
	Se	0.22	0.37
2	Sa	0.05	0.05
	Sb	0.07	0.07
	Sc	0.08	0.11
	Sd	0.11	0.16
	Se	0.17	0.23

⑤ 설계 수평 지진계수 (KH)

- 지표면의 설계 수평지진 계수(기능수행수준) : KH = I × Ca = 0.57 × 0.13 = 0.074
- 지표면의 설계 수평지진 계수(붕괴방지수준) : KH = I × Ca = 1.40 × 0.13 = 0.182

8. 하 중 계 산 (상시)

1) 구체자중 - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중

① 고정하중 (지하수가 없을 경우)

- ASPHALT 포장하중	: 0.500 × 23.00	=	11.500 kN/m²
- 토 사	: 11.641 × 19.00	=	221.179 kN/m²
	∴ Total Wd1	=	232.679 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)	: 11.141 × 10.00	=	111.410 kN/m²
	∴ Total Wd2	=	132.410 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 12.141m

- Wl1 = 10.000 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중 (Wl2)

- Wl2 = 10.000 × 0.500 = 5.000 kN/m²

4) 토압 (지하수가 없을 경우)

Wh1	= (0.500 × 23.000 + 12.391 × 19.000) × 0.500	=	123.464 kN/m²
Wh2	= 123.464 + 1.275 × 19.000 × 0.500	=	135.577 kN/m²
Wh3	= 135.577 + 1.275 × 19.000 × 0.500	=	147.689 kN/m²

5) 토압 (지하수가 있을 경우)

Wh1	= (0.500 × 23.000 + 0.500 × 19.000 + 11.891 × 10.00	=	69.955 kN/m²
Wh2	= 69.955 + 1.275 × 10.000 × 0.500	=	76.330 kN/m²
Wh3	= 76.330 + 1.275 × 10.000 × 0.500	=	82.705 kN/m²

6) 지하수압 (지하수위 : GL = -1.000 m)

① 상부슬래브에 작용하는 하중

- Ww1 = 11.141 × 10.000 = 111.410 kN/m²

② 측벽에 작용하는 하중

- Ww2 = 11.891 × 10.000 = 118.910 kN/m²

Ww3 = 118.910 + 1.275 × 10.000 = 131.660 kN/m²

Ww4 = 131.660 + 1.275 × 10.000 = 144.410 kN/m²

③ 하부슬래브에 작용하는 하중

- Ww5 = (12.141 + 4.100 - 1.000) × 10.000 = 152.410 kN/m²

7) 온도하중

- 온도의 승강은 ± 10° C로 한다.
- 콘크리트 및 철근의 열팽창계수 α = 0.00001 으로 한다.

8) 건조수축

- 15° C의 온도하중으로 변환 설계.

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

9. 하 중 계 산 (지진시)

1) 고유주기(Tg)

$$T_G = \sum_{i=1}^{N} \frac{4Hi}{Vsi}$$

지 반	Hi(m)	Vsi(m/sec)		γ (kN/m³)	Tg'(sec)	
		기능수행수준	붕괴방지수준		기능수행수준	붕괴방지수준
퇴적토	10.524	227.500	182.000	20.000	0.185	0.231
자갈	7.300	294.700	235.800	20.000	0.099	0.124
풍화토	1.700	294.700	235.800	20.000	0.023	0.029
풍화암	3.000	294.700	235.800	20.000	0.041	0.051
연암	7.476	294.700	235.800	20.000	0.101	0.127
계					0.449	0.562

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
Tg(sec)	1.25Tg' = 1.25 × 0.449 = 0.561	1.25 Tg' = 1.25 × 0.562 = 0.703

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)

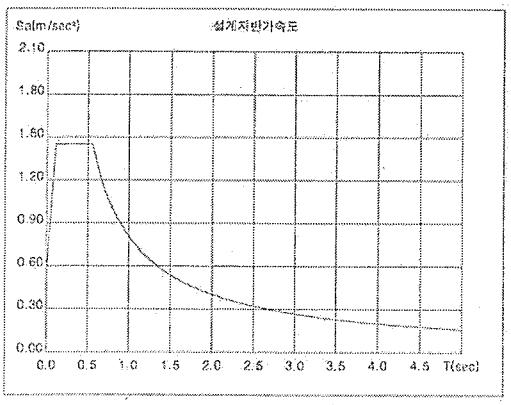
기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg　= 1.435 m/s²	- 0 ≤ Tg < To 일때 Sa = [Ca+(2.5×Ca-Ca)/To×Tg]×g×I×Cd - To ≤ Tg < Ts 일때 Sa = 2.5×Ca×g×I×Cd - Tg ≥ Ts 일때 Sa = Cv×g×I×Cd/Tg = 2.346 m/s²

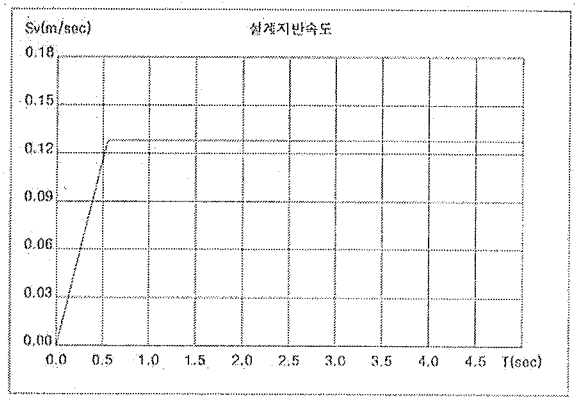
5) 속도 응답스펙트럼(Sv)　　- 붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)

기능수행수준시(재현주기 100년적용)	붕괴방지수준시(재현주기 1000년적용)
Sv = Tg/2π × Sa = 0.561 / 2π × 1.435 = 0.128 m/s	Sv = Tg/2π × Sa = 0.703 / 2π × 2.346 = 0.262 m/s

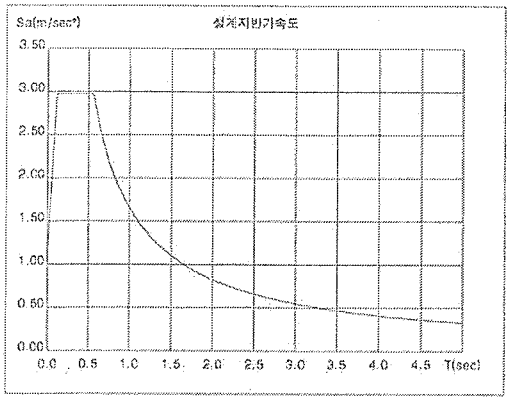
6) 설계응답 응답스펙트럼

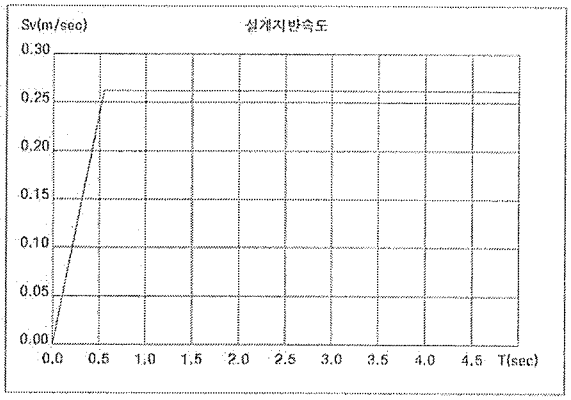
(1) 기능수행수준





(2) 붕괴방지수준





7) 상부슬래브 지반변위 하중

- 상부슬래브 EL. = 12.891 m
- 하부슬래브 EL. = 15.441 m
- 기반암 심도(H) = 30.000 m

(1) 기능수행 수준

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

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.561 \times \cos(\pi \times 12.891 / (2 \times 30.000)) = 0.011361$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.128 \times 0.561 \times \cos(\pi \times 15.441 / (2 \times 30.000)) = 0.010049$

(2) 붕괴방지 수준

$U(Zu) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.703 \times \cos(\pi \times 12.891 / (2 \times 30.000)) = 0.029140$

$U(Zb) = 2 / \pi^2 \times 0.262 \times 0.703 \times \cos(\pi \times 15.441 / (2 \times 30.000)) = 0.025776$

$Po = Ksb,top \times (U(Zu) - U(Zb))$

기능수행수준	붕괴방지수준
$Po = 91990.420 \times (0.011361 - 0.010049)$ $= 120.691\ kN/m^2$	$Po = 58893.930 \times (0.029140 - 0.025776)$ $= 198.119\ kN/m^2$

8) 측벽 지반변위 하중

$P(z) = Kh \times (Uh(z) - Uh(b))$

(1) 기능수행수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
12.891	438415.780	0.011361	0.001312	575.202
14.166	438415.780	0.010729	0.000680	298.123
15.441	438415.780	0.010049	0.000000	0.000

(2) 붕괴방지수준

z(m)	Kh (kN/m^3)	U(Zh) (m)	U(Zh) - U(Zb) (m)	P(z) (kN/m^2)
12.891	280681.690	0.029140	0.003364	944.213
14.166	280681.690	0.027519	0.001743	489.228
15.441	280681.690	0.025776	0.000000	0.000

9) 주면 전단력

$Vu = Gd \times Uh1$, $Vb = Gd \times Uh2$, $Vs = (Vu + Vb) / 2$

$Uh1 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zu/(2 \times H))$

$Uh2 = 1 /(\pi \times H) \times Sv \times Tg \times \sin(\pi \times Zb/(2 \times H))$

구분	기능수행수준(kN/m^2)	붕괴방지수준(kN/m^2)
Vu	177060.000 × 0.000451 = 79.850	113357.000 × 0.001156 = 131.040
Vb	177060.000 × 0.000529 = 93.660	113357.000 × 0.001356 = 153.710
Vs	(79.850 + 93.660) / 2 = 86.760	(131.040 + 153.710) / 2 = 142.380

10) 구체 관성력

fi = Ai × rcon'c × KH × (1 - 0.015 × Zi)

① 상부슬래브

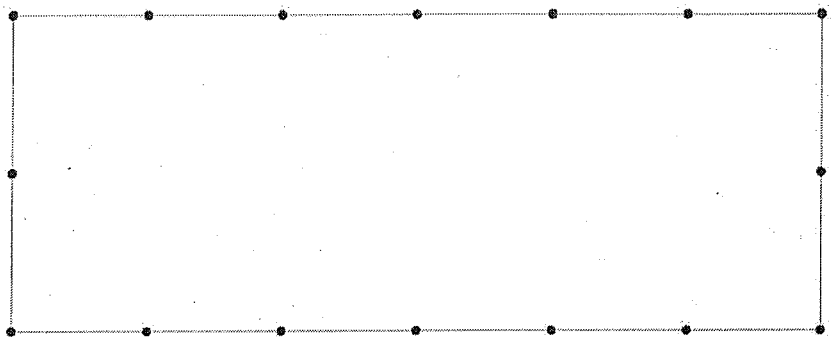
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
fu = 1.500×25.000×0.074×(1 - 0.015×12.891) = 2.238	fu = 1.500×25.000×0.182×(1 - 0.015×12.891) = 5.505

③ 측벽

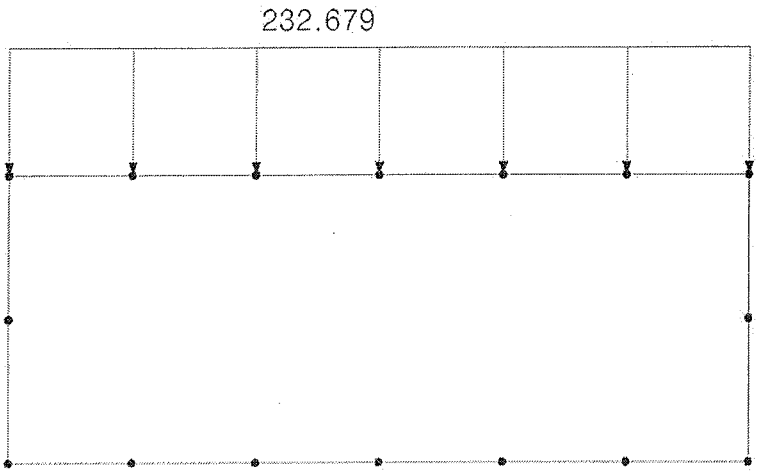
기능수행수준(kN/m²)	붕괴방지수준(kN/m²)
f1 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×12.891) = 1.194	f1 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×12.891) = 2.936
f2 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×14.166) = 1.166	f2 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×14.166) = 2.867
f3 = 0.800×25.000×0.074×(1-0.015×15.441) = 1.137	f3 = 0.800×25.000×0.182×(1-0.015×15.441) = 2.797

10. 하 중 재 하 (상시)

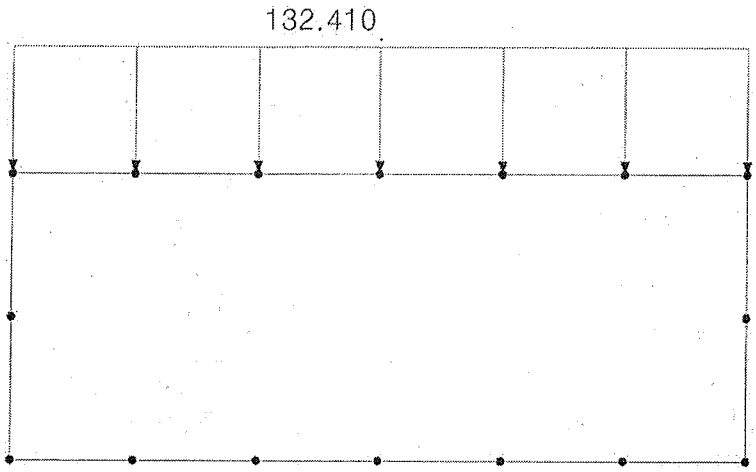
1) CASE1 - 구체자중(SW)



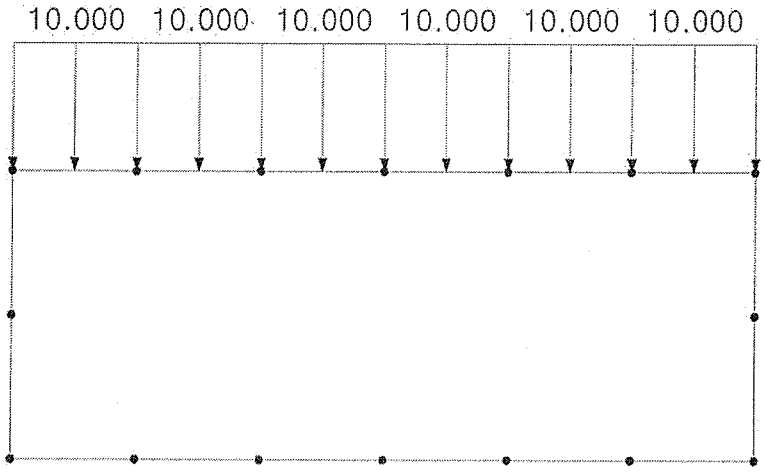
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



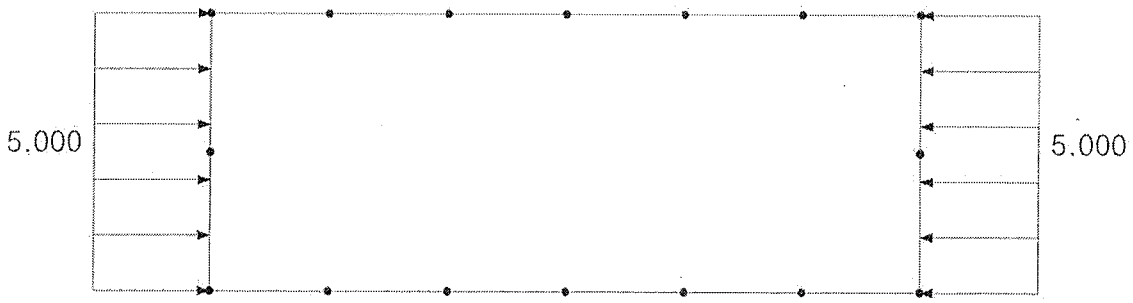
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



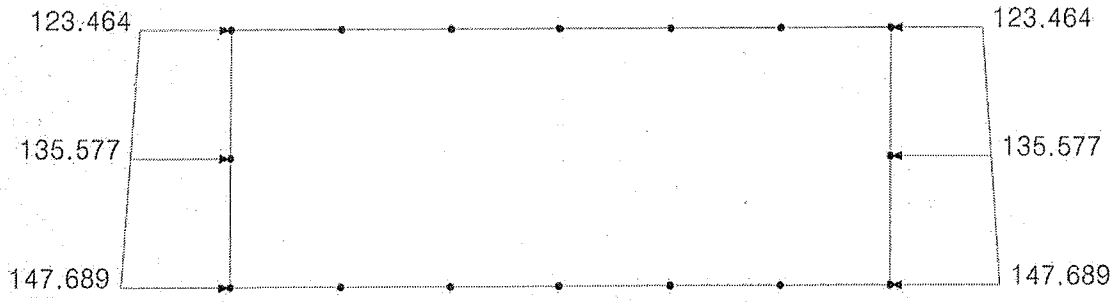
4) CASE4 - 만재활하중(LIVEFU)



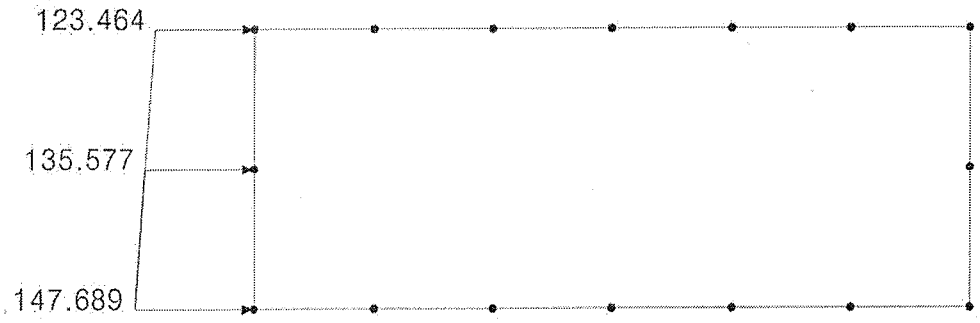
5) CASE5 - 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUH)



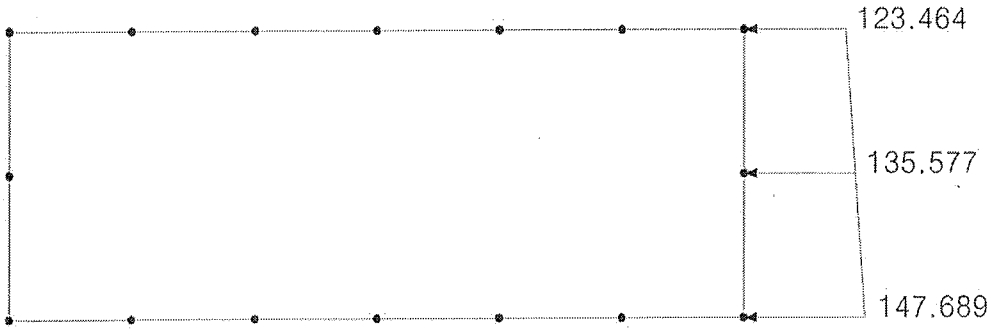
6) CASE6 - 양토압 : 지하수無(SOILB)



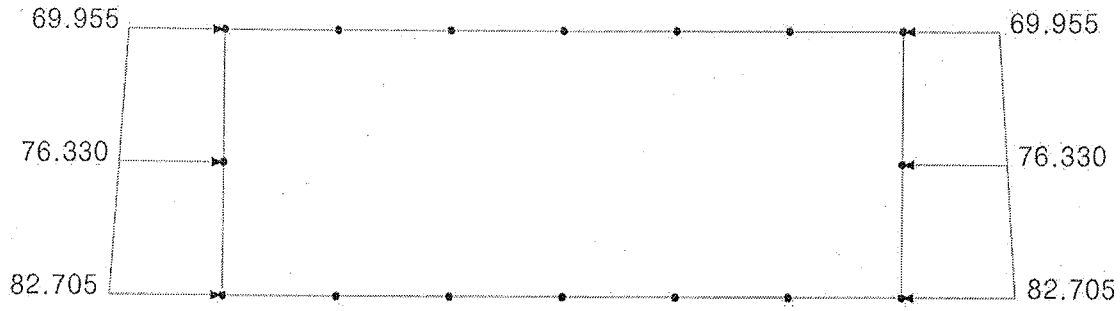
7) CASE7 - 편토압(좌측) : 지하수無(SOILL)



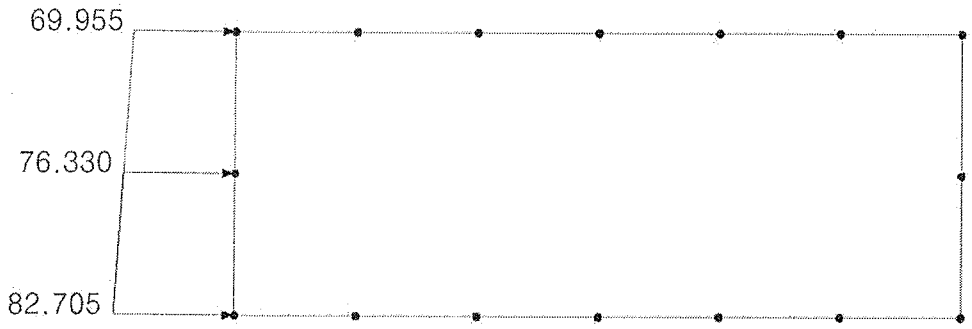
8) CASE8 - 편토압(우측) : 지하수無(SOILR)



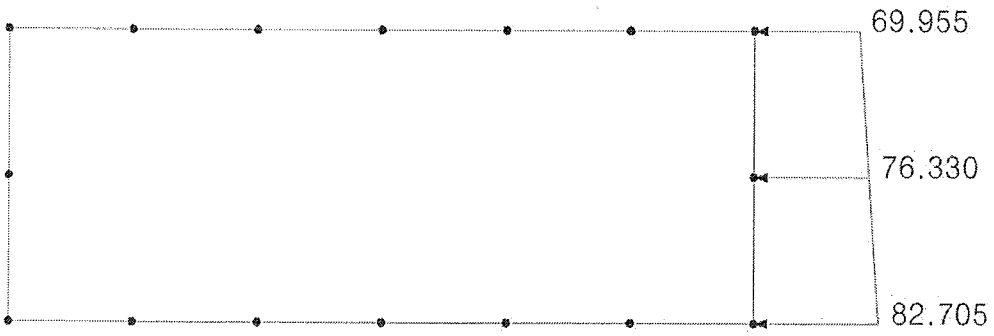
9) CASE9 - 양토압 : 지하수有(SOILBW)



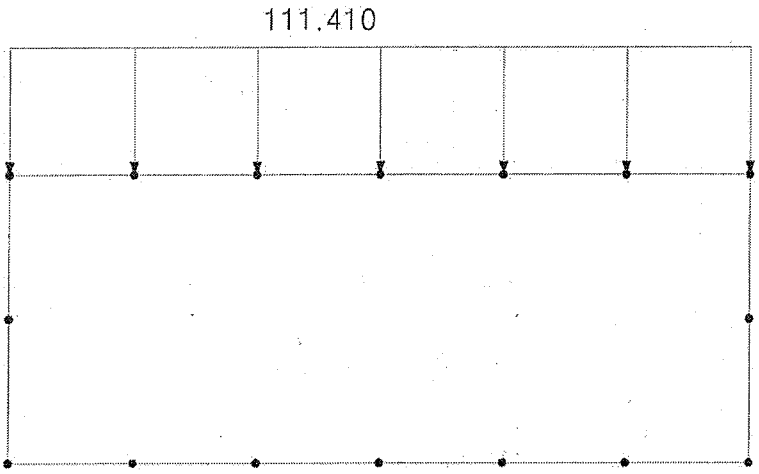
10) CASE10 - 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLW)



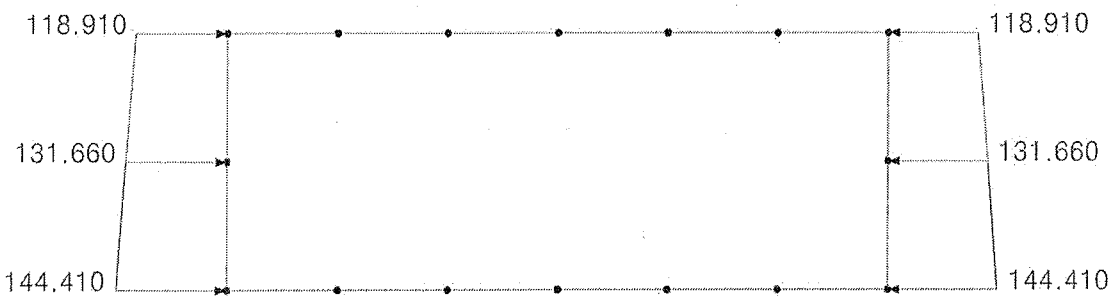
11) CASE11 - 편토압(우측) : 지하수有(SOILRW)



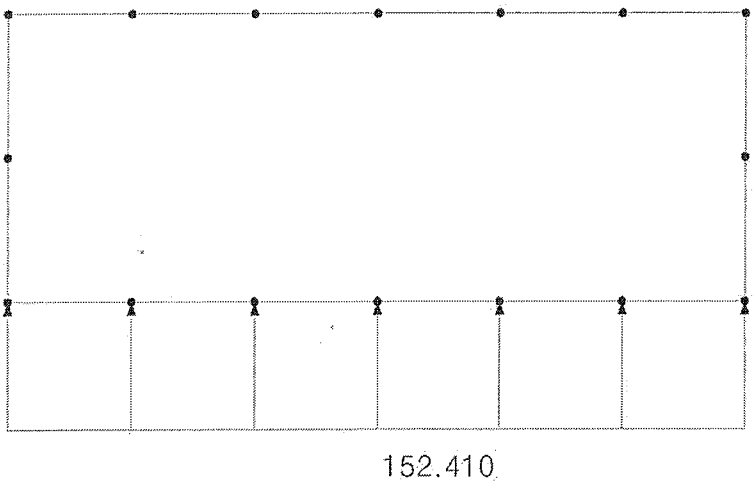
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



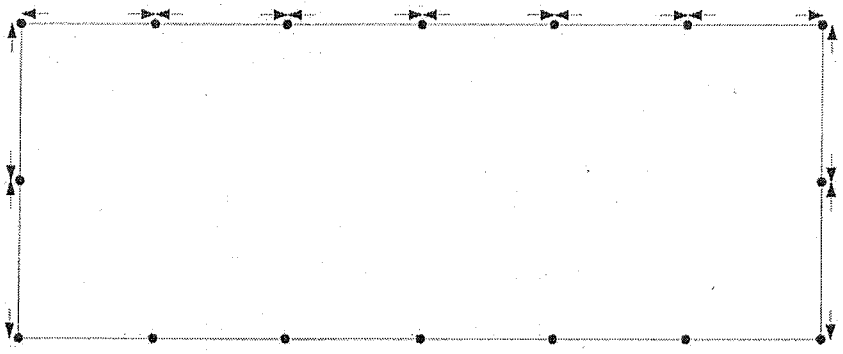
13) CASE13 - 수평수압(WATERH)



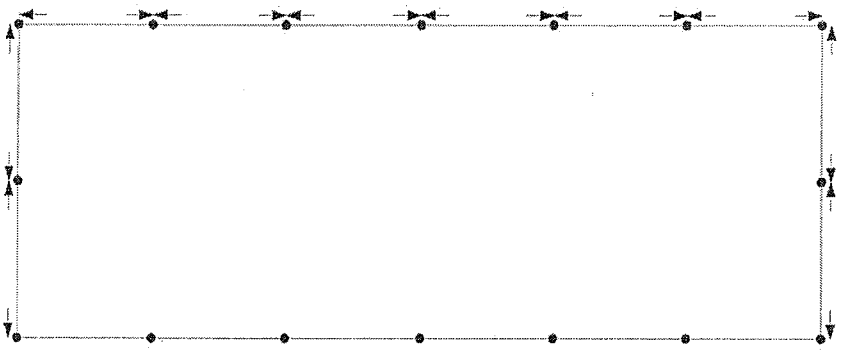
14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)



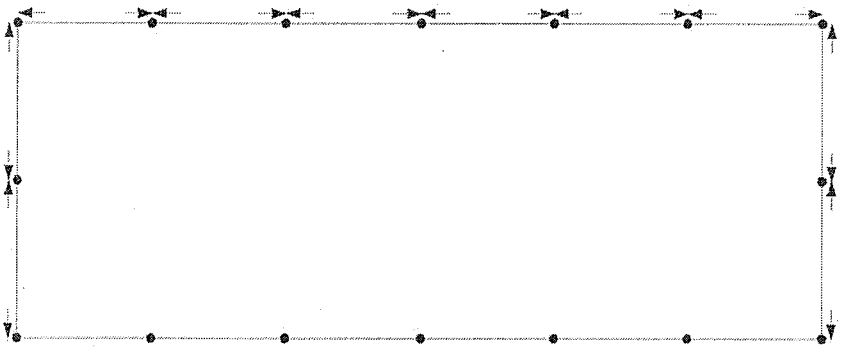
15) CASE15 - 온도변화(+) +10° C(TEMPPLUS)



16) CASE16 - 온도변화(-) -10° C(TEMPMINU)

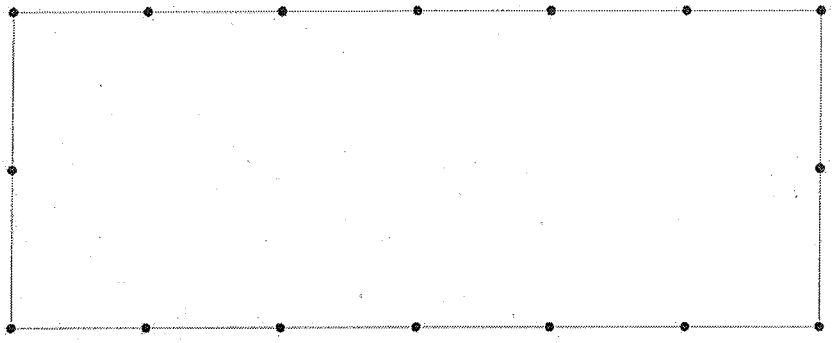


17) CASE17 - 건조수축 -15° C(SHRINK)

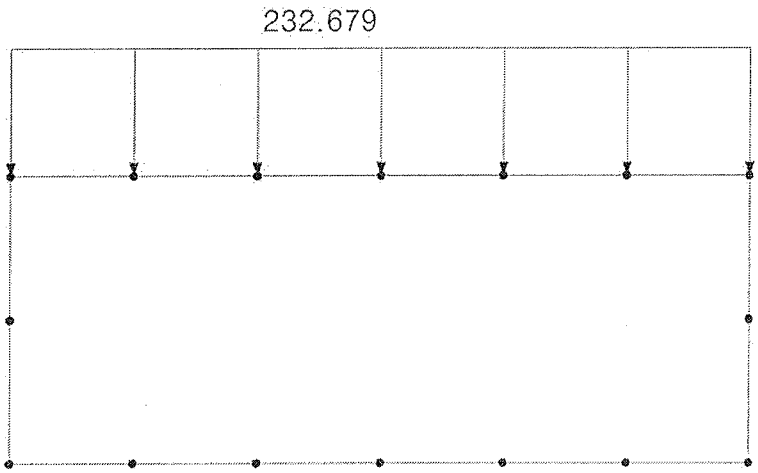


11. 하중 재하 (기능수행)

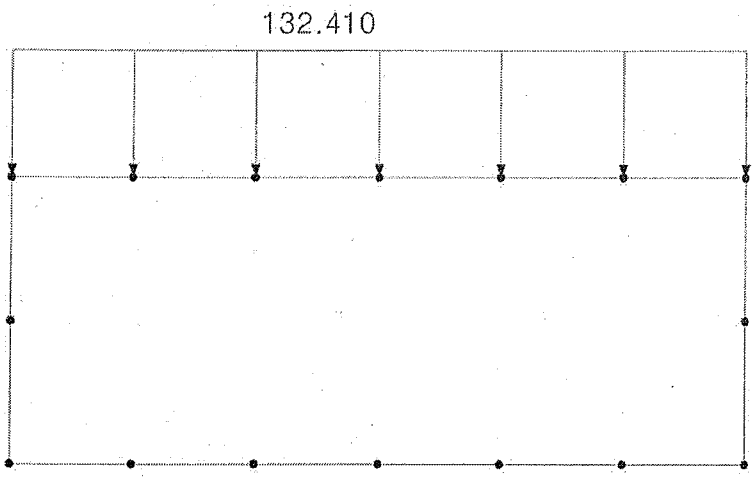
1) CASE1 - 구체자중(SW)



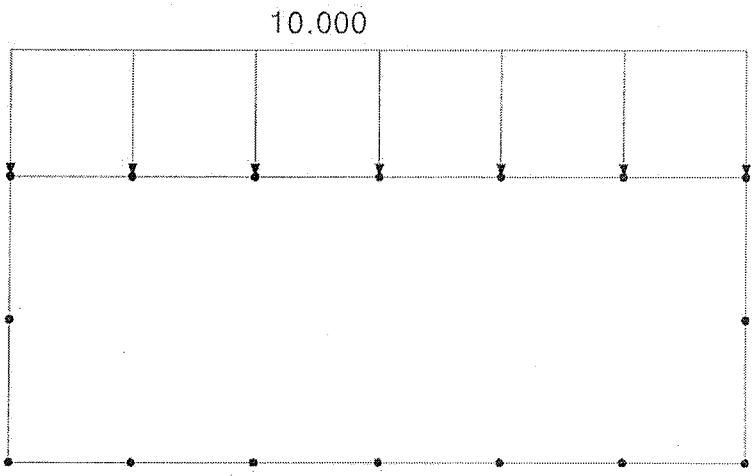
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



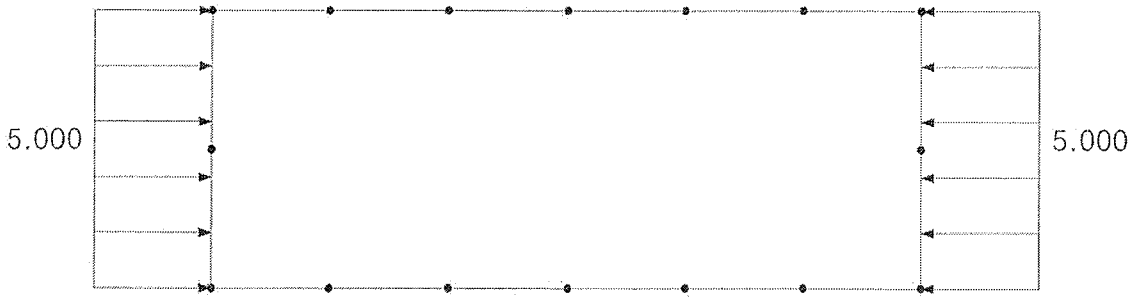
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



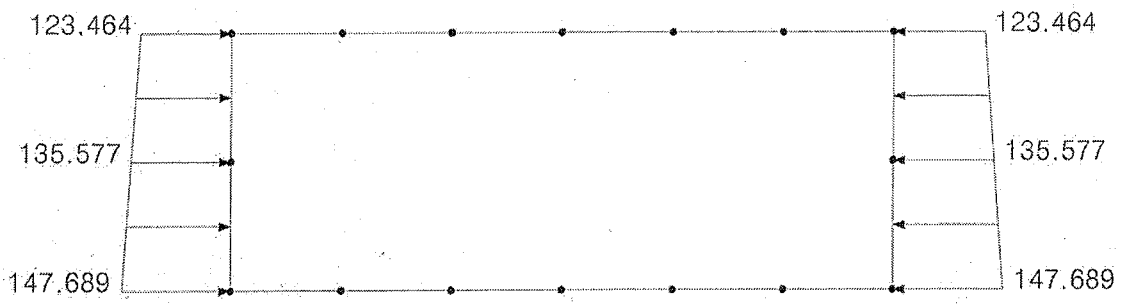
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



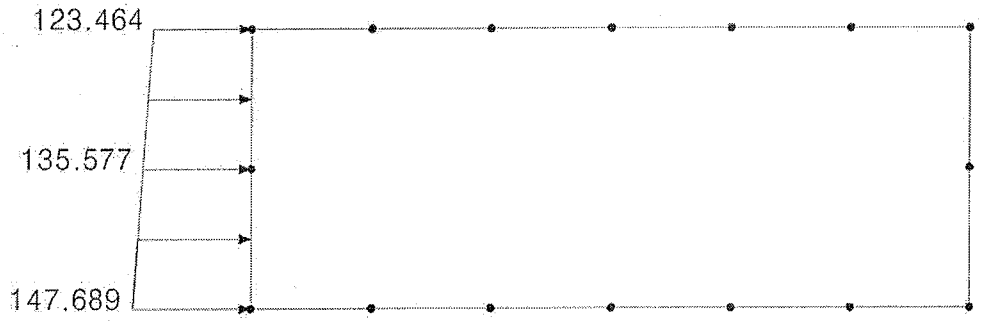
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



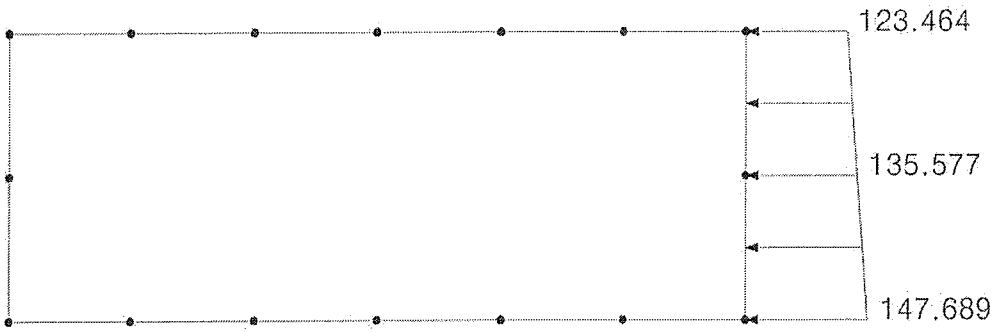
6) CASE6 - 지진시 양토압 2(SOILBE2)



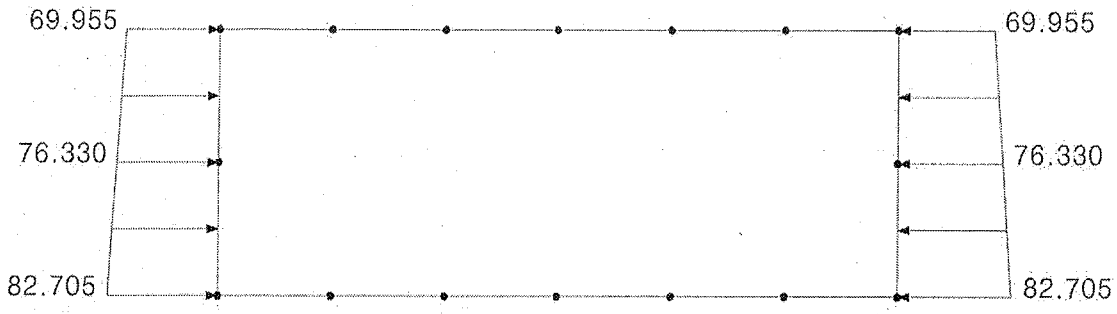
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측) 2(SOILLE2)



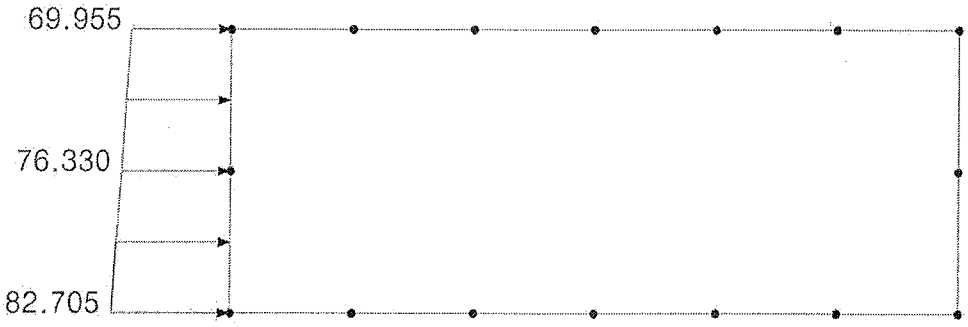
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측) 2(SOILRE2)



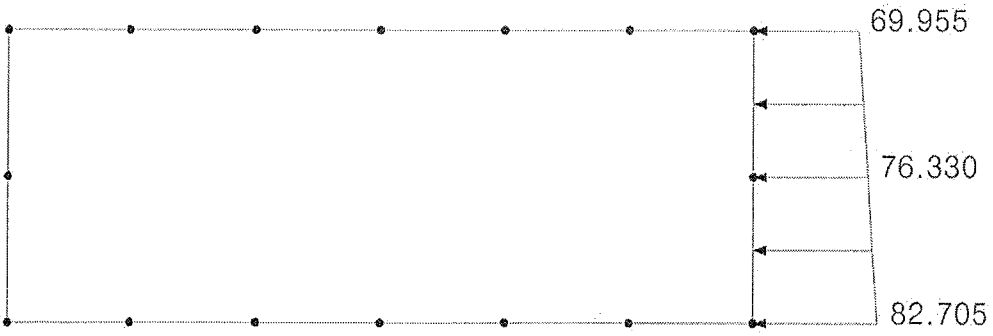
9) CASE9 - 지진시 양토압 2 : 지하수有(SOILBWE2)



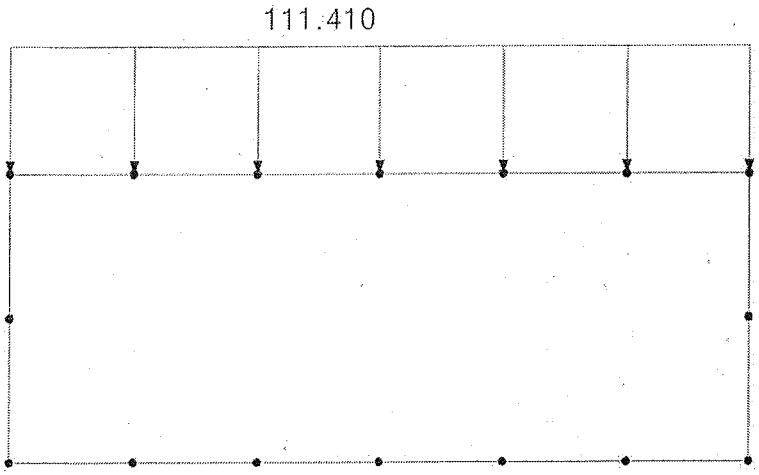
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) 2 : 지하수有(SOILLWE2)



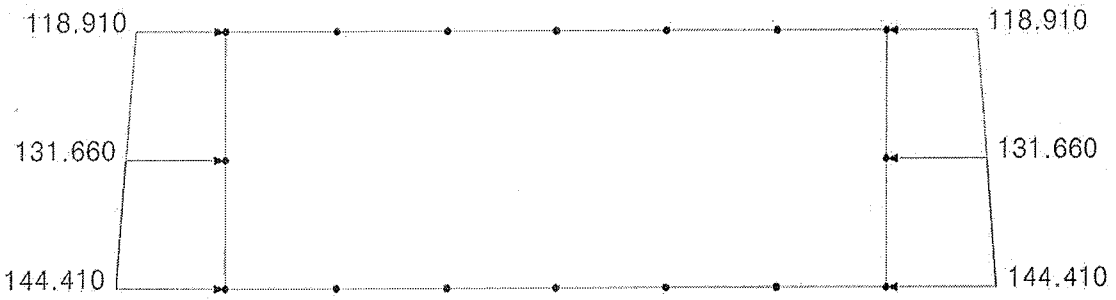
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) 2 : 지하수有(SOILRWE2)



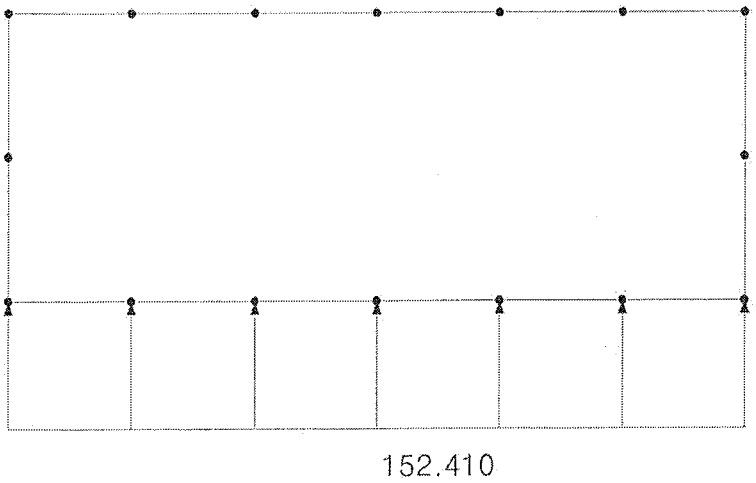
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

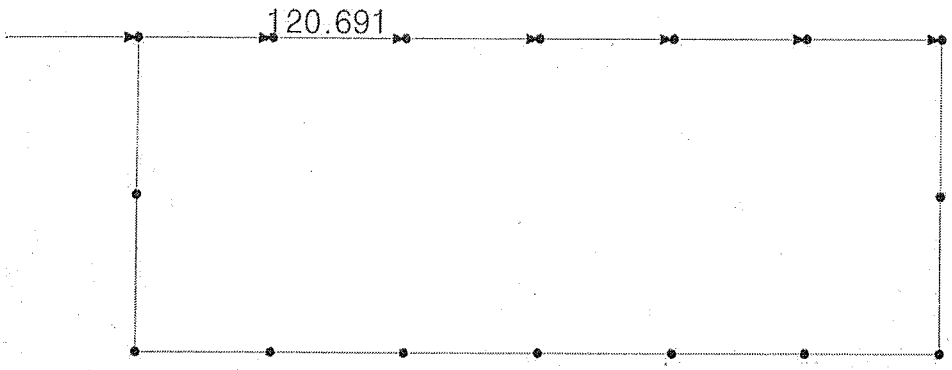


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

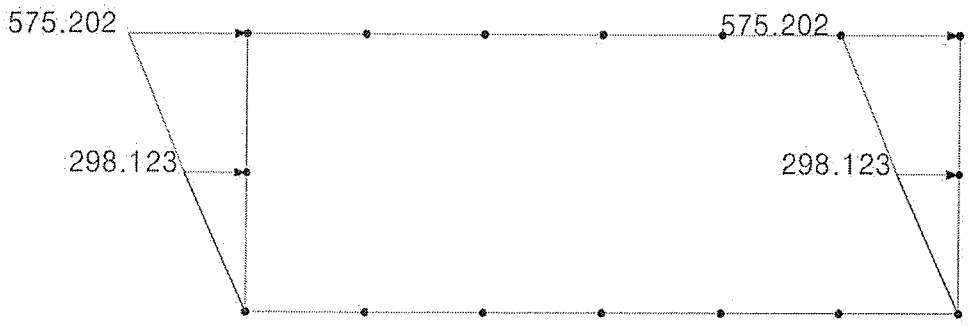


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

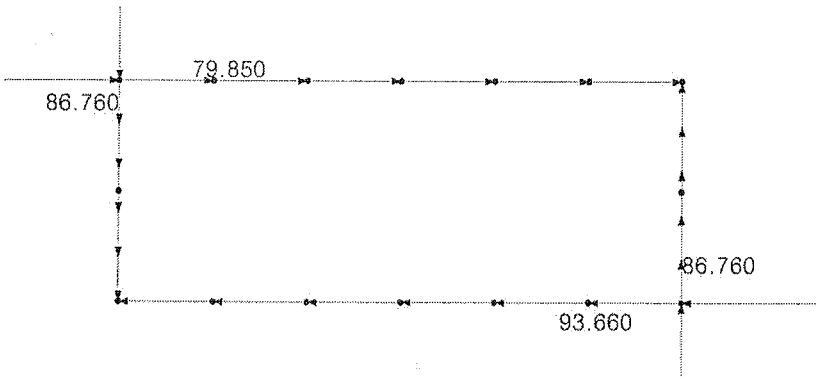
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(기능수행)(FUNSLAB)



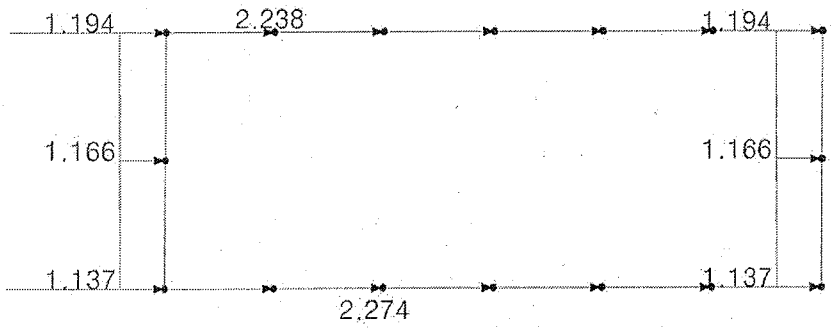
16) CASE16 - 벽체 지반변위(기능수행)(FUNWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(기능수행)(FUNMS)

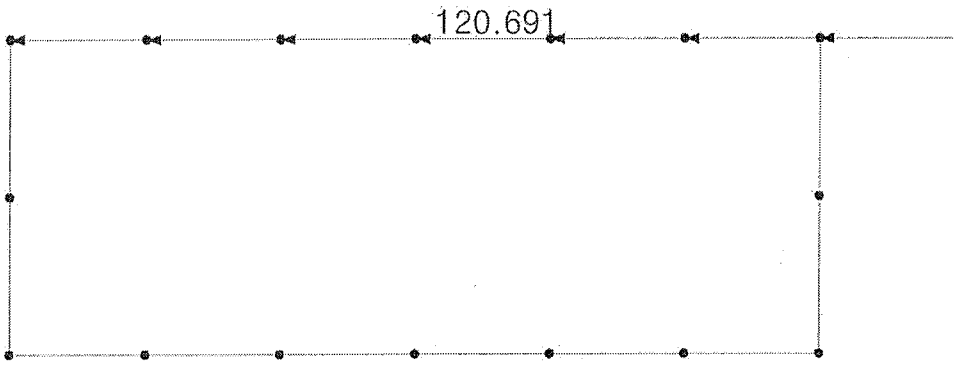


18) CASE18 - 구체 관성력(기능수행)(FUNINER)

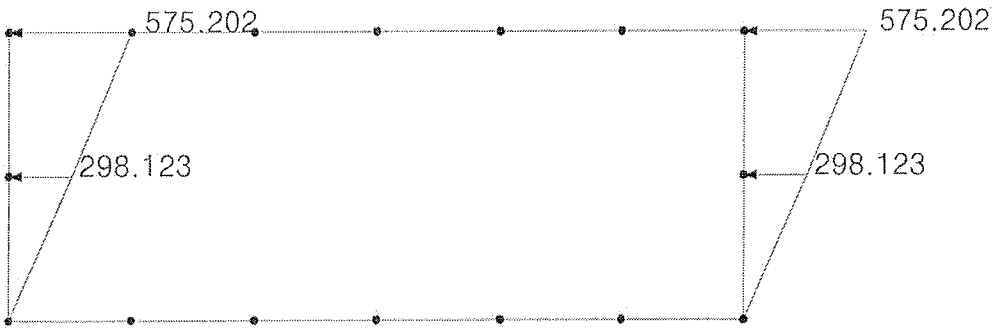


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

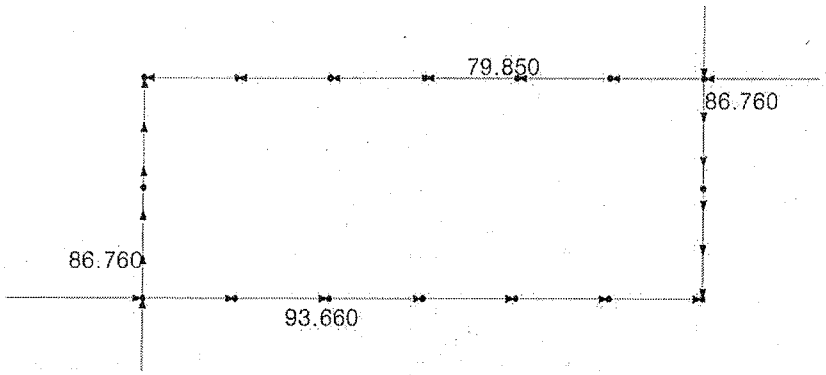
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(기능수행)2(FUNSLAB2)



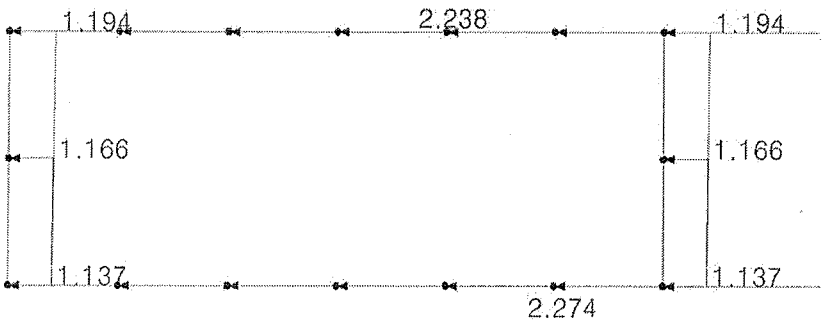
20) CASE20 - 벽체 지반변위(기능수행)2(FUNWALL2)



21) CASE21 - 주면전단력(기능수행)2(FUNMS2)

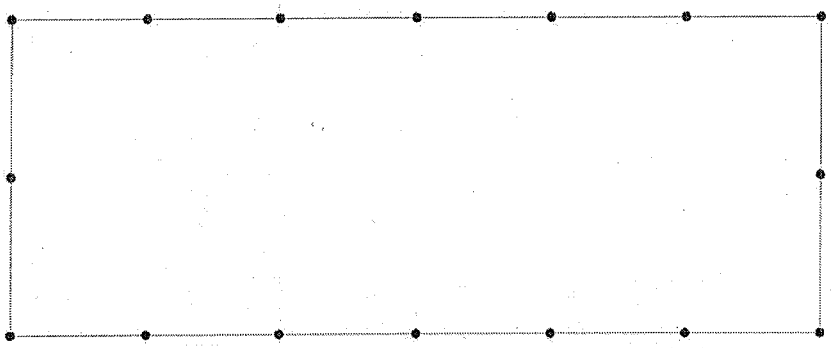


22) CASE22 - 구체 관성력(기능수행)2(FUNINER2)

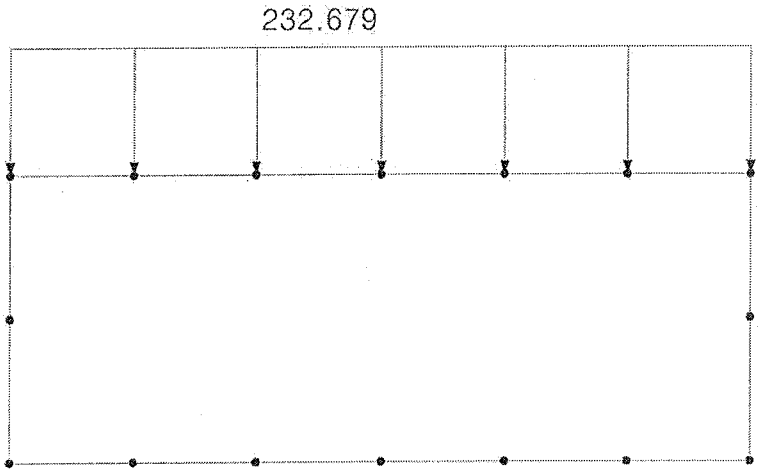


12. 하중 재하 (붕괴방지)

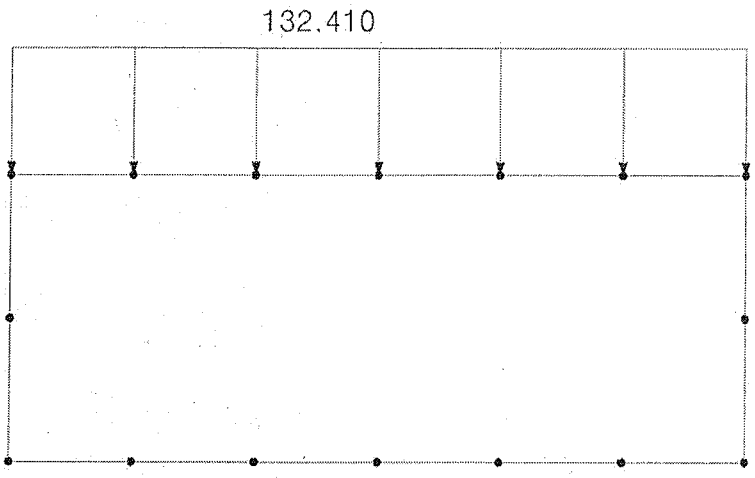
1) CASE1 - 구체자중(SW)



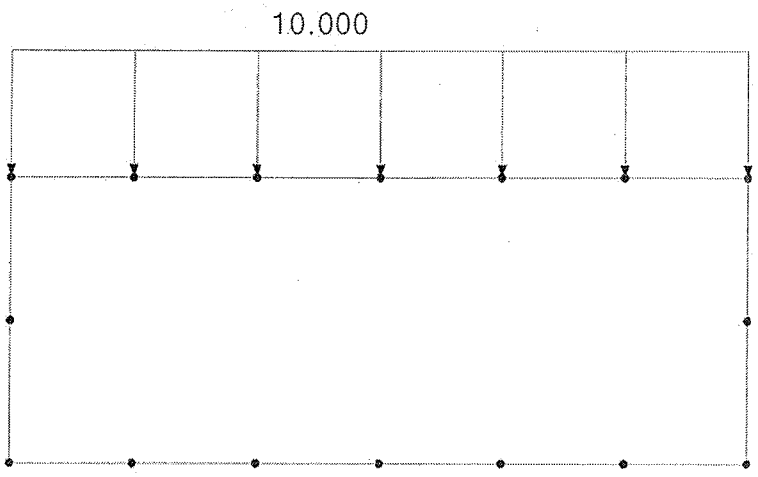
2) CASE2 - 상부고정하중 : 지하수無(PAVE)



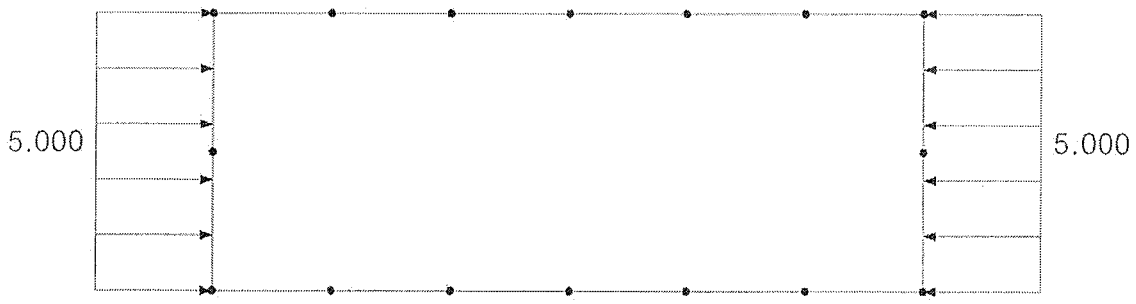
3) CASE3 - 상부고정하중 : 지하수有(PAVEW)



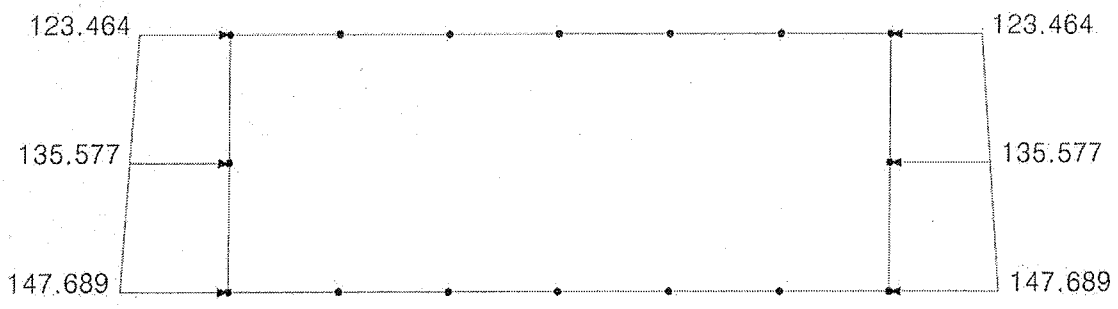
4) CASE4 - 지진시 만재활하중(LIVEFUE)



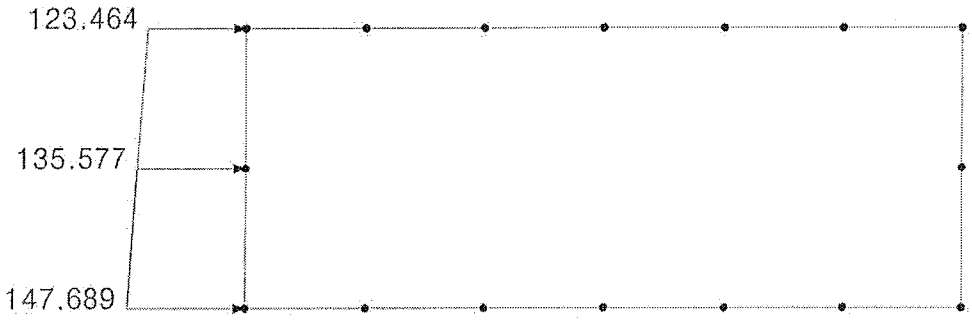
5) CASE5 - 지진시 만재활하중에 의한 수평하중(LIVEFUHE)



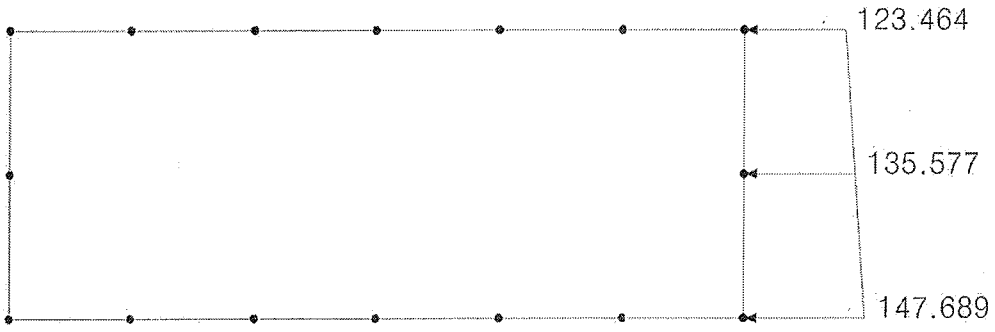
6) CASE6 - 지진시 양토압(SOILBE)



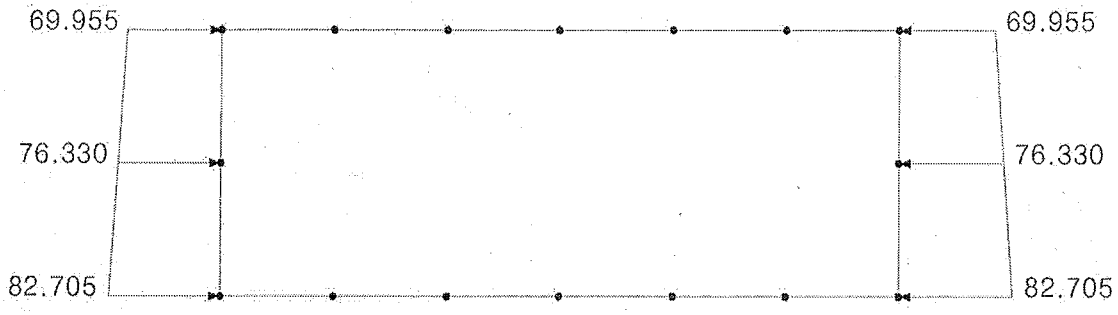
7) CASE7 - 지진시 편토압(좌측)(SOILLE)



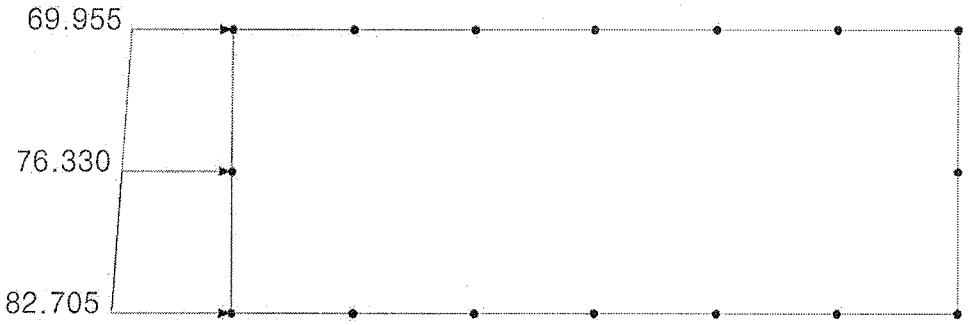
8) CASE8 - 지진시 편토압(우측)(SOILRE)



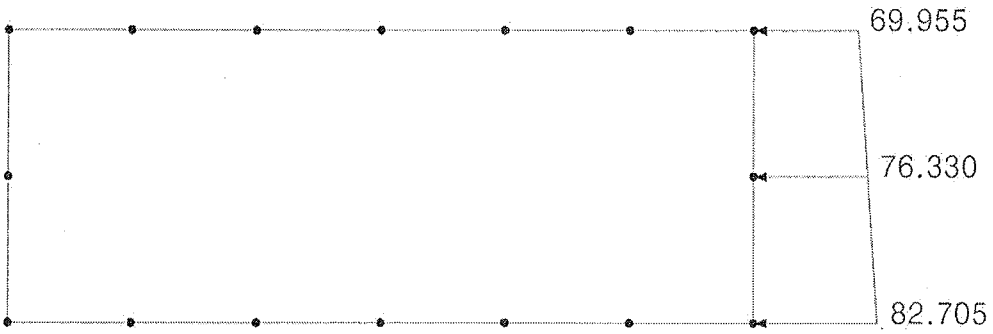
9) CASE9 - 지진시 양토압 : 지하수有(SOILBWE)



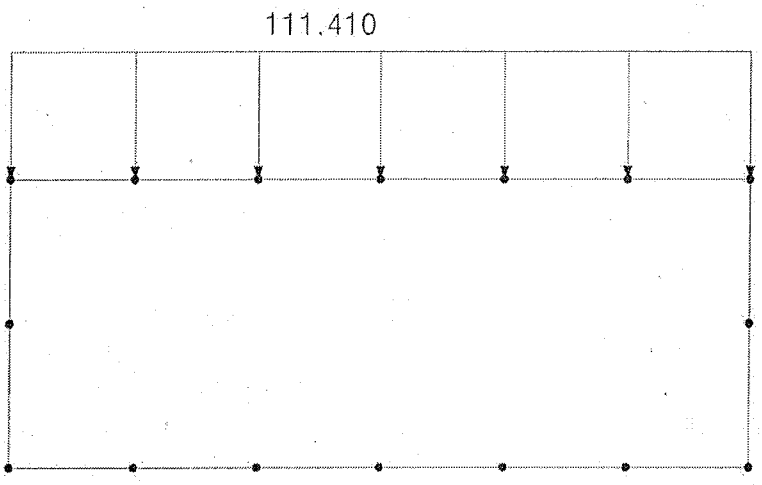
10) CASE10 - 지진시 편토압(좌측) : 지하수有(SOILLWE)



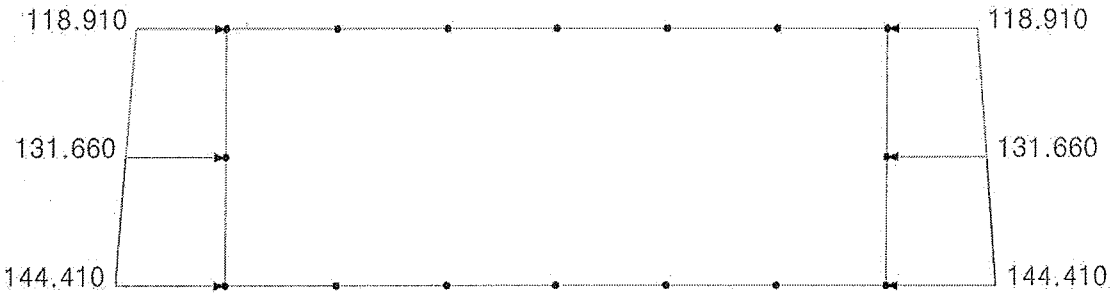
11) CASE11 - 지진시 편토압(우측) : 지하수有(SOILRWE)



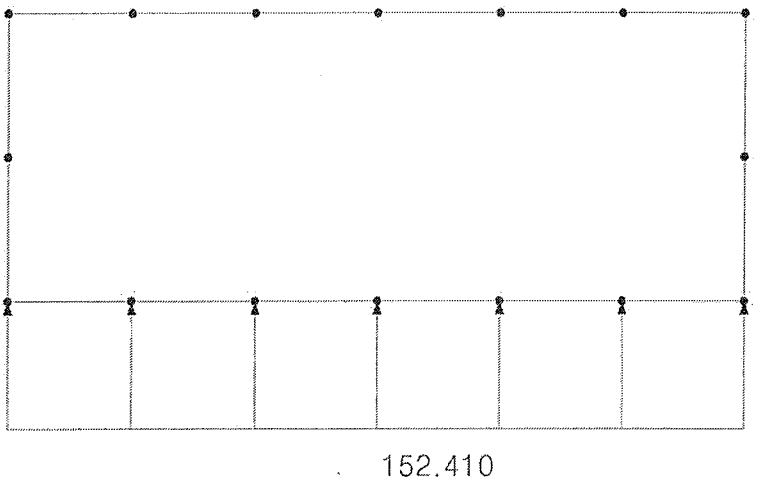
12) CASE12 - 연직수압(WATERV)



13) CASE13 - 수평수압(WATERH)

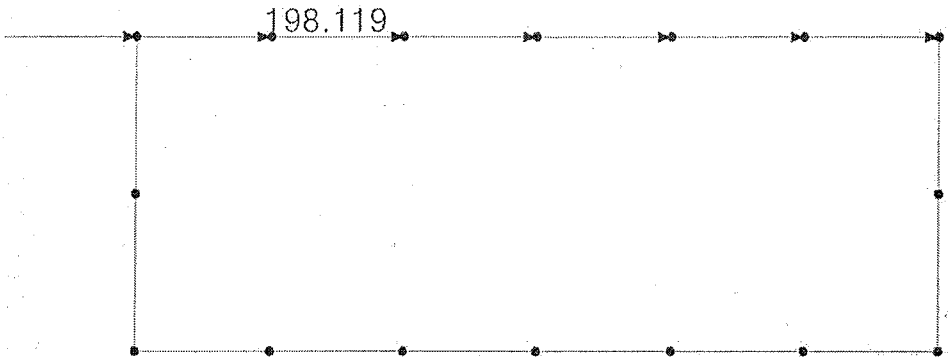


14) CASE14 - 부력(BUOYANCY)

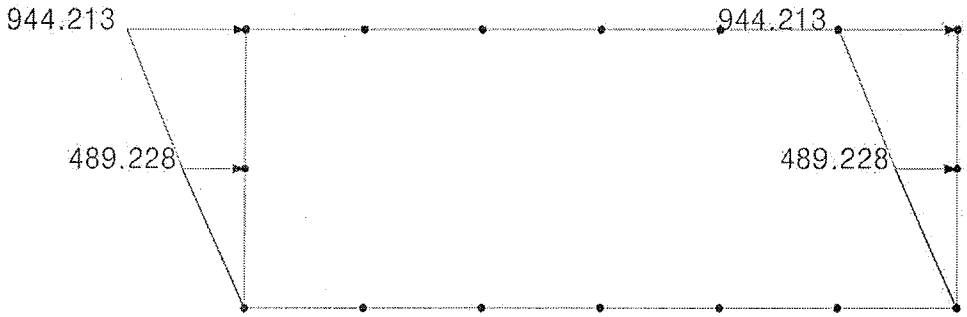


- 지진재하방향(좌측에서 우측으로)

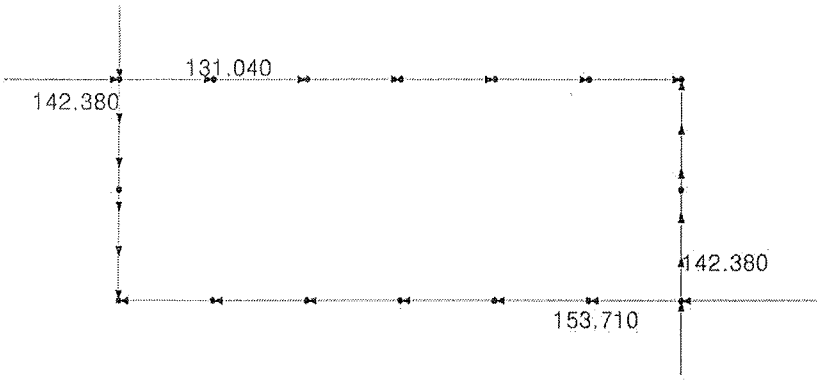
15) CASE15 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)(COLSLAB)



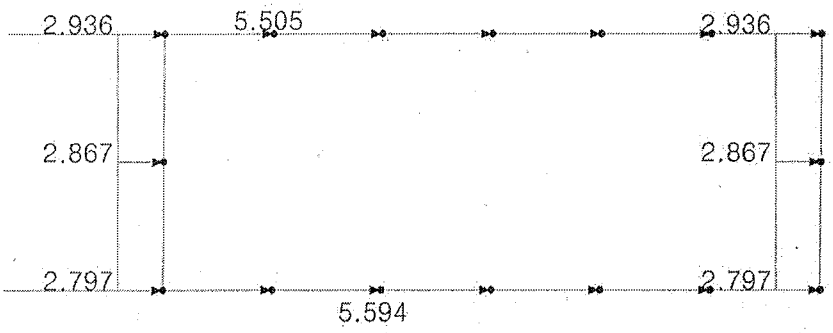
16) CASE16 - 벽체 지반변위(붕괴방지)(COLWALL)



17) CASE17 - 주면전단력(붕괴방지)(COLMS)

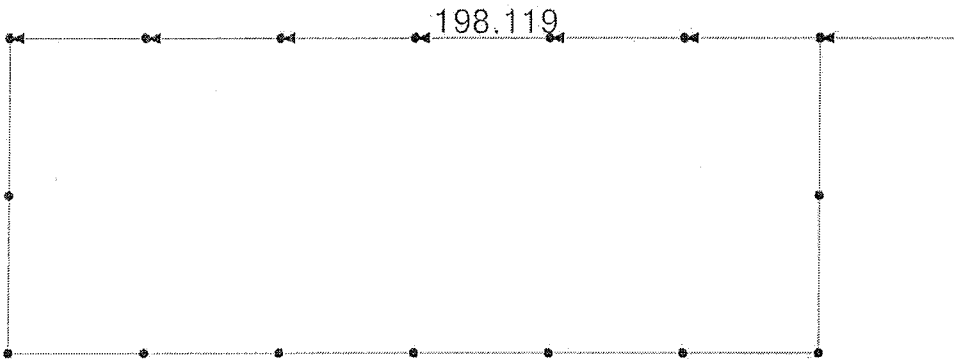


18) CASE18 - 구체 관성력(붕괴방지)(COLINER)

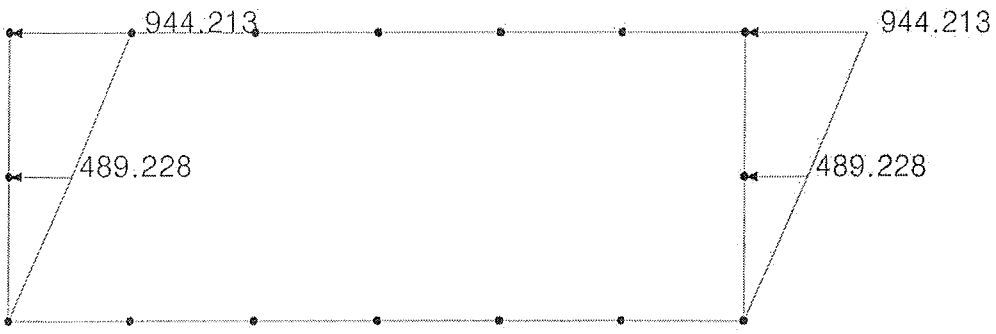


- 지진재하방향(우측에서 좌측으로)

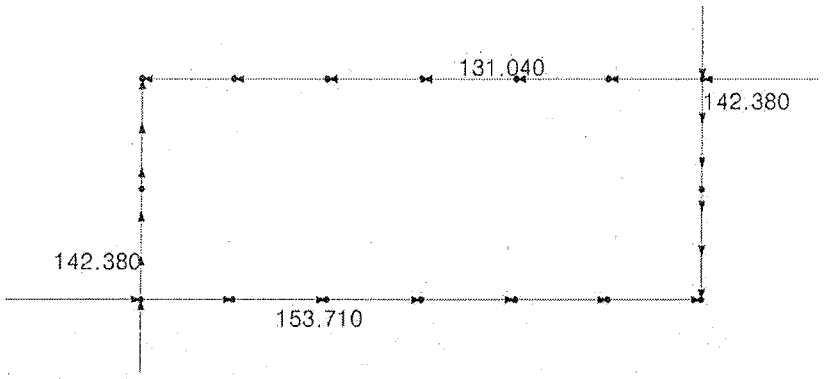
19) CASE19 - 슬래브 지반변위(붕괴방지)2(COLSLAB2)



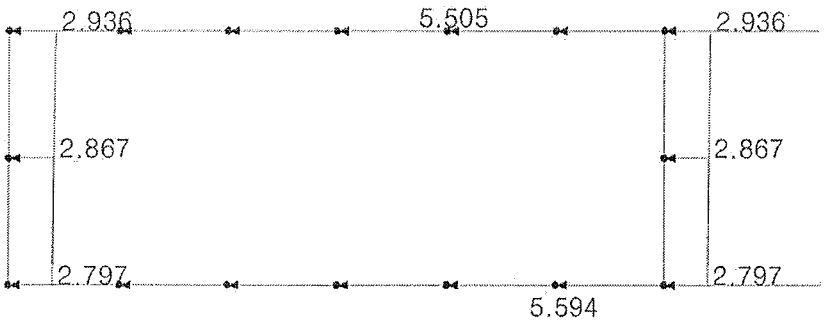
20) CASE20 - 벽체 지반변위(붕괴방지)2(COLWALL2)



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 = 12.141 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		1.000	●
LC9	0.900	0.900		0.500		1.000	●

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	●

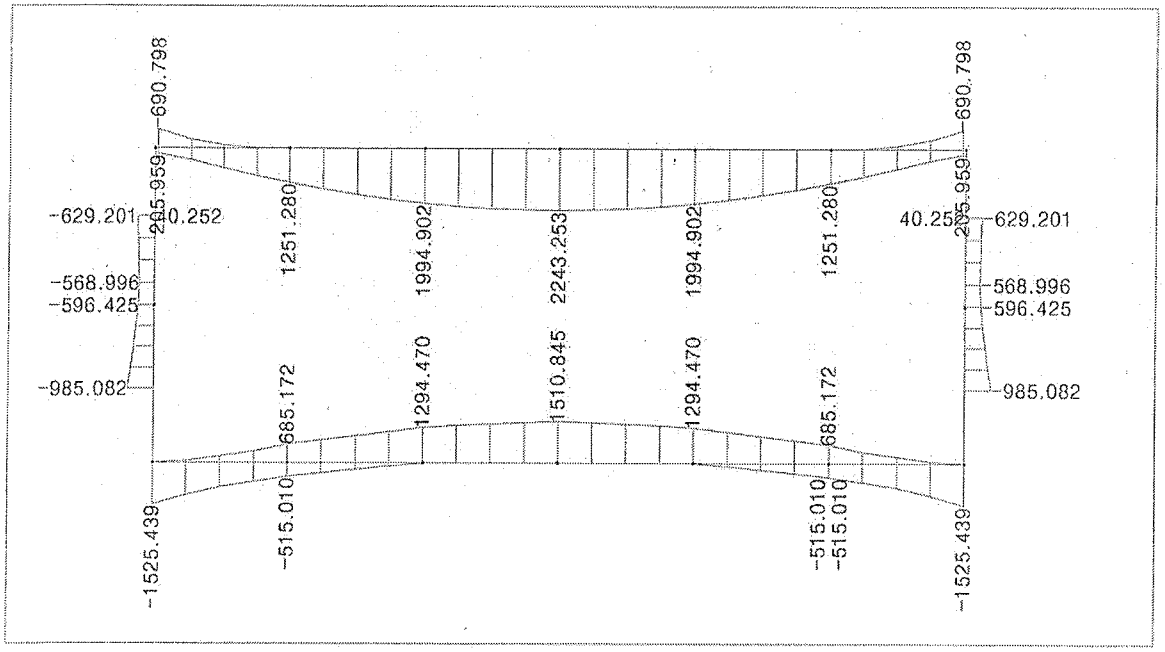
4) 지진시(기능수행수준)

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	●

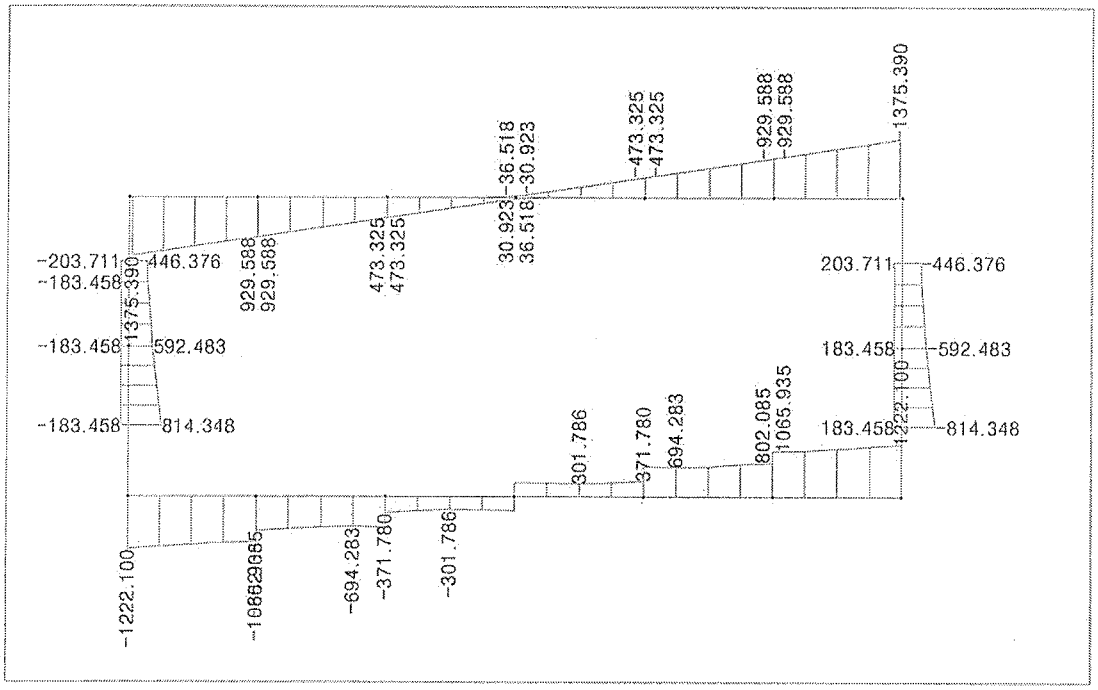
14. 단면력정리

14.1 상시

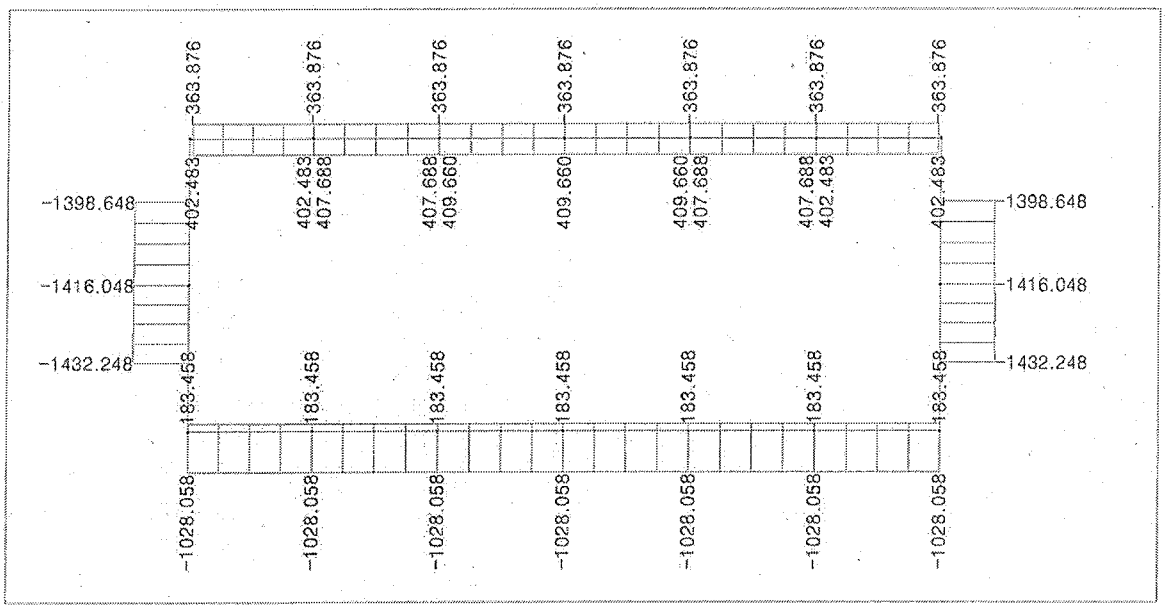
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



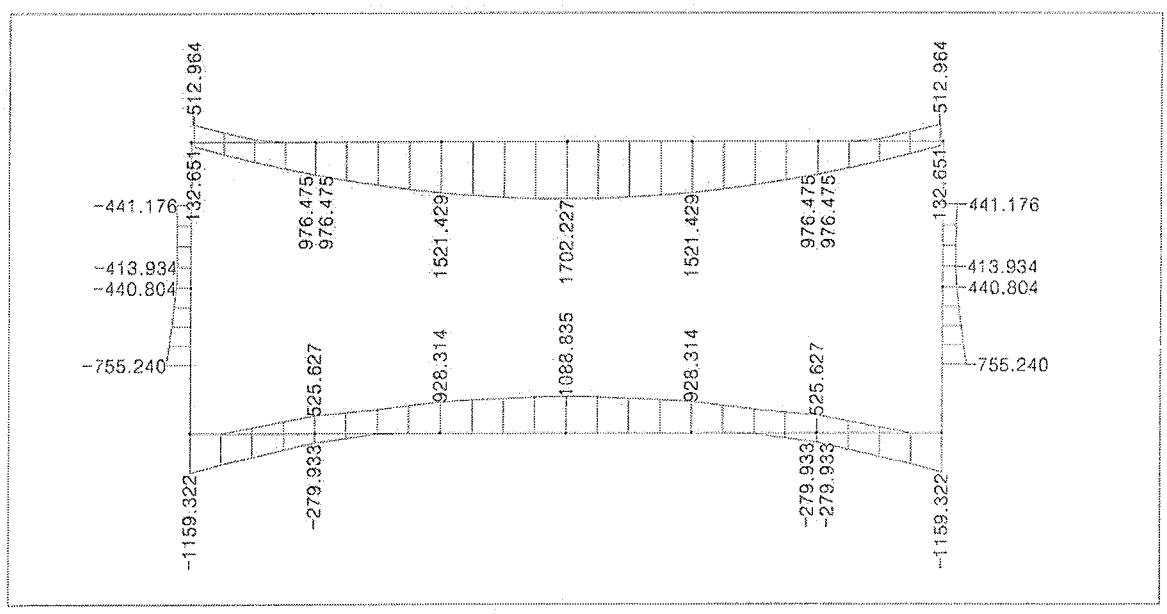
2) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D - Unit : kN)



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



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

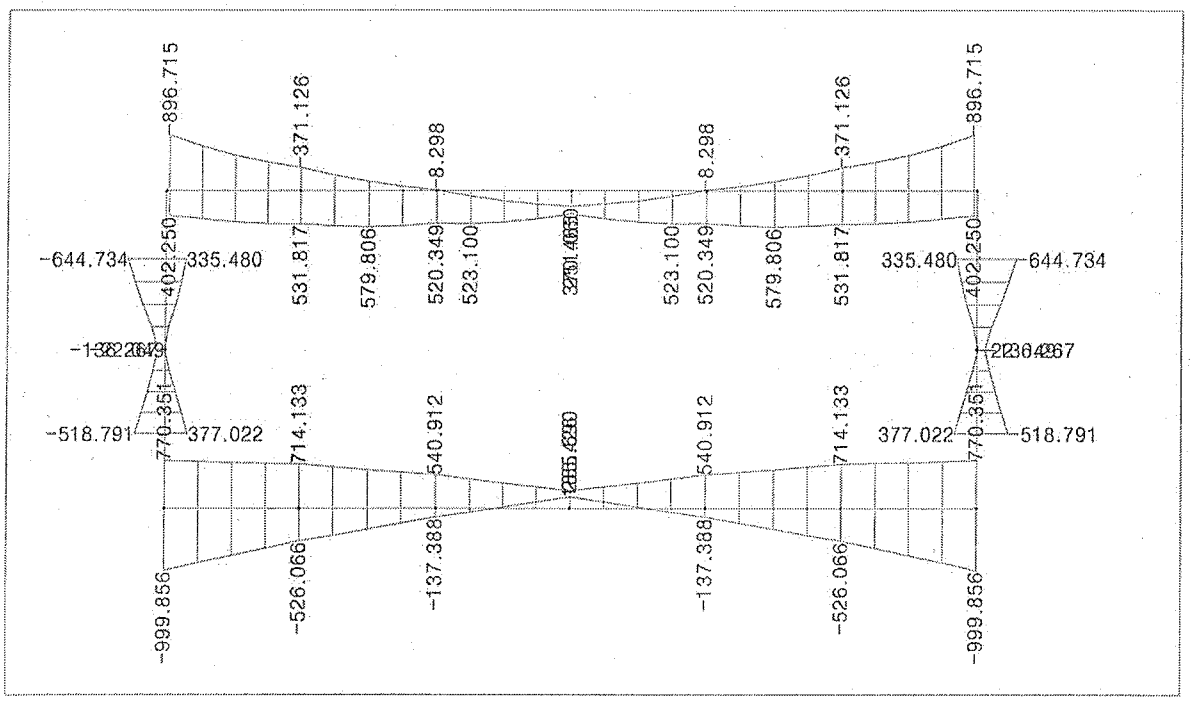


5) 단면력 정리

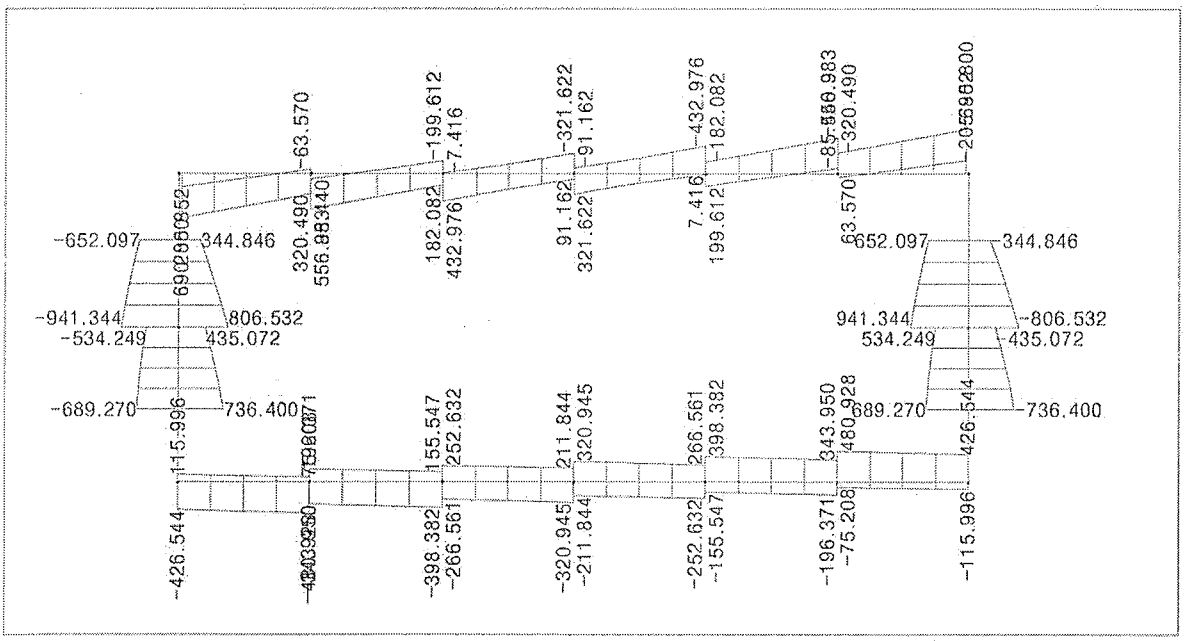
구분	위 치			계수하중			사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력	축력				
				kN.m	kN	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	690.80	661.20	402.48	512.96	1000.00	1500.00	
		중앙부	2	2243.25	36.52	409.66	1702.23	1000.00	1500.00	
		우측	3	690.80	661.20	402.48	512.96	1000.00	1500.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	629.20	642.87	1398.65	441.18	1000.00	800.00	
		중앙부	8	0.00	814.35	1432.25	0.00	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	629.20	642.87	1398.65	441.18	1000.00	800.00	
		중앙부	11	0.00	814.35	1432.25	0.00	1000.00	800.00	

14.2 지진시(기능수행)

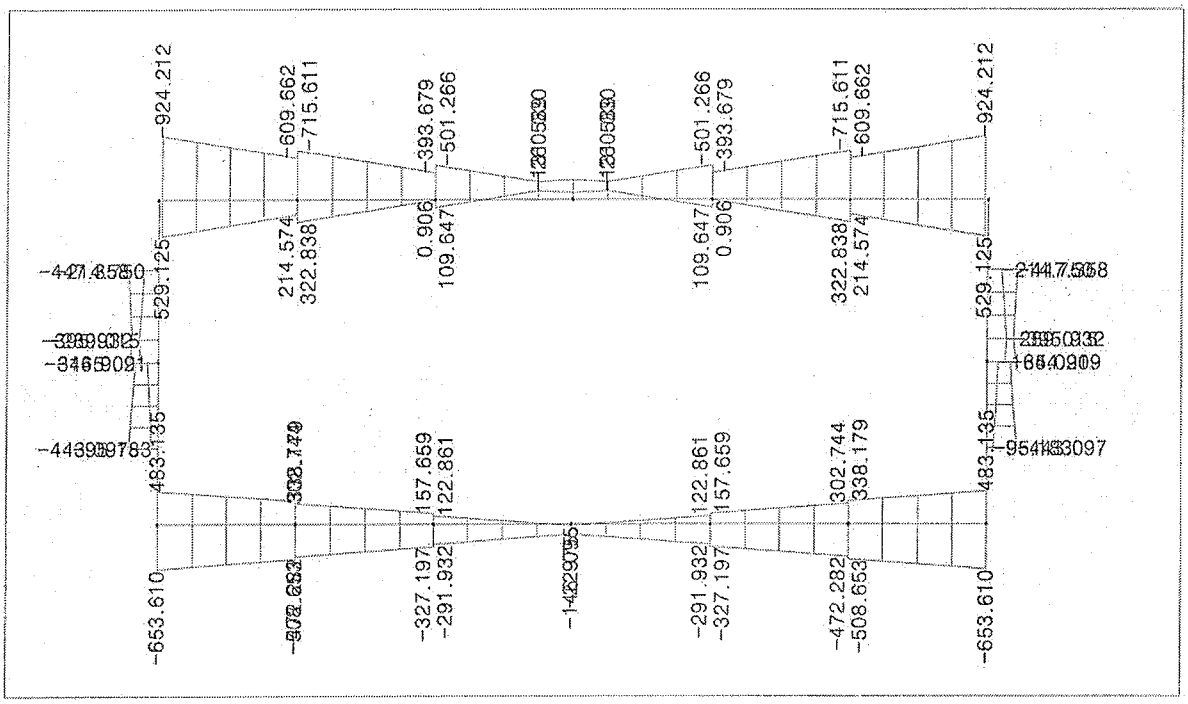
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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



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

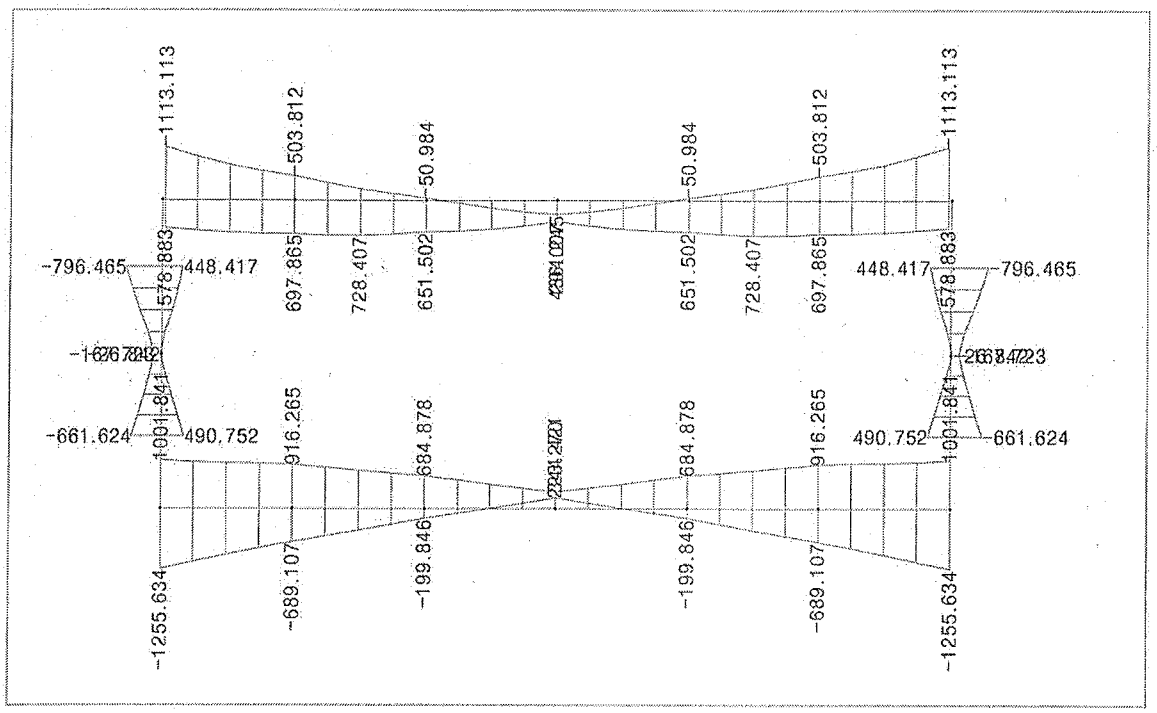


4) 단면력 정리

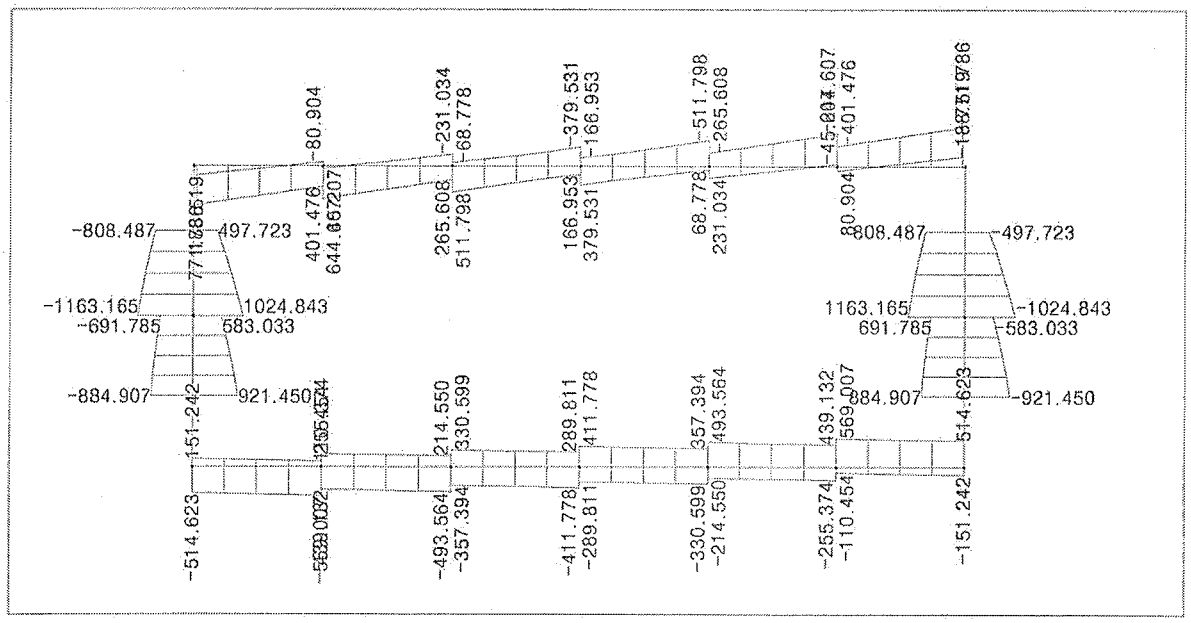
구분	위 치			계수하중			B	H	비고
				모멘트	전단력	축력			
				kN.m	kN	kN	mm	mm	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	896.72	334.04	924.21	1000.00	1500.00	
		중앙부	2	370.47	321.62	288.21	1000.00	1500.00	
		우측	3	896.72	334.04	924.21	1000.00	1500.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	644.73	585.32	447.36	1000.00	800.00	
		중앙부	8	377.02	736.40	443.10	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	644.73	585.32	447.36	1000.00	800.00	
		중앙부	11	377.02	736.40	443.10	1000.00	800.00	

14.3 지진시(붕괴방지)

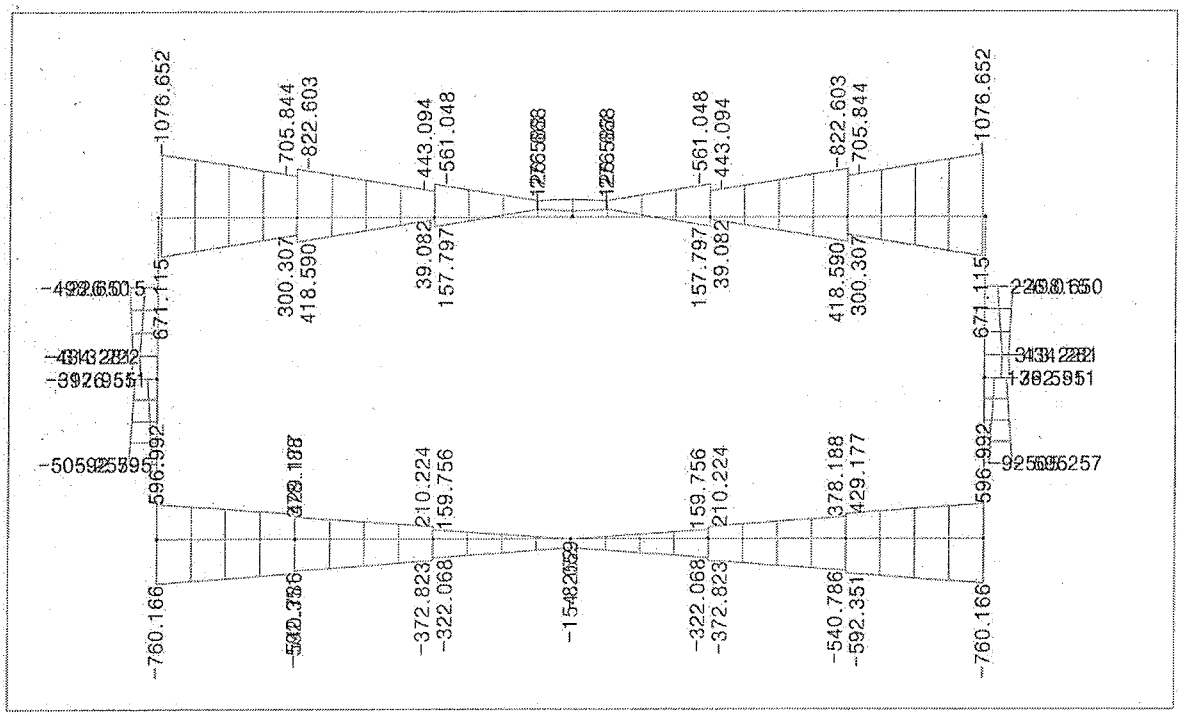
1) 지진하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



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	
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	1113.11	421.67	1076.65	1000.00	1500.00	
		중앙부	2	436.01	379.53	300.53	1000.00	1500.00	
		우측	3	1113.11	421.67	1076.65	1000.00	1500.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	796.47	756.37	498.65	1000.00	800.00	
		중앙부	8	490.75	921.45	505.26	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	796.47	756.37	498.65	1000.00	800.00	
		중앙부	11	490.75	921.45	505.26	1000.00	800.00	

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	-690.80	-	-1113.11	-896.72	-1113.11	
		중앙부	2	2243.25	-	436.01	370.47	2243.25	
		우측	3	-690.80	-	-1113.11	-896.72	-1113.11	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-629.20	-	-796.47	-644.73	-796.47	
		중앙부	8	-	-	490.75	377.02	490.75	
우측 벽체	1 층	상부	10	-629.20	-	-796.47	-644.73	-796.47	
		중앙부	11	-	-	490.75	377.02	490.75	

2) 전단력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	661.20	-	421.67	334.04	661.20	
		중앙부	2	36.52	-	379.53	321.62	379.53	
		우측	3	-661.20	-	-421.67	-334.04	-661.20	
좌측 벽체	1 층	상부	7	642.87	-	-756.37	-585.32	-756.37	
		중앙부	8	814.35	-	921.45	736.40	921.45	
우측 벽체	1 층	상부	10	-642.87	-	756.37	585.32	756.37	
		중앙부	11	-814.35	-	-921.45	-736.40	-921.45	

3) 축력 (kN)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	402.48	-	-1076.65	-924.21	-1076.65	
		중앙부	2	409.66	-	-300.53	-288.21	409.66	
		우측	3	402.48	-	-1076.65	-924.21	-1076.65	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-1398.65	-	-498.65	-447.36	-1398.65	
		중앙부	8	-1432.25	-	-505.26	-443.10	-1432.25	
우측 벽체	1 층	상부	10	-1398.65	-	-498.65	-447.36	-1398.65	
		중앙부	11	-1432.25	-	-505.26	-443.10	-1432.25	

4) 사용모멘트 (kN.m)

구분	위 치			상시		지진시		적용값	비고
				2D	3D	붕괴	기능		
상부 슬래브	1 경간	좌측	1	-512.96	-	-	-	-512.96	
		중앙부	2	1702.23	-	-	-	1702.23	
		우측	3	-512.96	-	-	-	-512.96	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-441.18	-	-	-	-441.18	
		중앙부	8	-	-	-	-	-	
우측 벽체	1 층	상부	10	-441.18	-	-	-	-441.18	
		중앙부	11	-	-	-	-	-	

15. 단면검토 및 철근량 산정

(1) 주철근 요약

구분	부재 위치			b	d	Mu	ΦMn	req'd As	BAR	use'd As	S.F
				mm	mm	kN.m	kN.m	mm²		mm²	
상부슬래브	1경간	좌측	1	1000	1400	1113.11	1663.92	2373.54	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.49
		중앙부	2	1000	1420	2243.25	2402.95	4786.97	H29 - 8.0EA	5139.20	1.07
		우측	3	1000	1400	1113.11	1663.92	2373.54	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	3575.20	1.49
좌측벽체	1층	상부	7	1000	700	796.47	1688.26	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5918.00	2.12
		중앙부	8	1000	720	490.75	1885.63	-	H16 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7546.40	3.84
우측벽체	1층	상부	10	1000	700	796.47	1688.26	-	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	5918.00	2.12
		중앙부	11	1000	720	490.75	1885.63	-	H16 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	7546.40	3.84

(2) 전단철근 요약

구분	부재 위치			ΦVc	Vu	ΦVn	다리수	req'd As	BAR	s	use'd As	비 고
				kN	kN	kN	EA	mm²		mm	mm²	
상부슬래	1경간	좌측	1	909.3	661.2	909.33	-	-	-	-	-	O.K
		중앙부	2	922.3	379.5	922.32	-	-	-	-	-	O.K
		우측	3	909.3	661.2	909.33	-	-	-	-	-	O.K
좌측벽체	1층	상부	7	511.4	756.4	789.48	2.00	349.89	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	8	511.4	756.4	789.48	2.00	349.89	H16	300	397.20	O.K
우측벽체	1층	상부	10	511.4	756.4	789.48	2.00	349.89	H16	300	397.20	O.K
		중앙부	11	511.4	756.4	789.48	2.00	349.89	H16	300	397.20	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	1500.00	1400.00	100.00	1113.11	661.20

* 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 (1400.00 - 73.309) / 73.309 = 0.05429

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 2373.541 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm) , [사용률 = 1.506]

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 = 0.00255

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) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (1400.00 - a/2) = 1663.922 kN.m

≥ Mu (= 1113.113 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.495]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1400.00 = 909.327 kN

≥ Vu (= 661.198 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	1500.00	1420.00	80.00	2243.25	379.53

* 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 (1420.00 - 105.379) / 105.379 = 0.03743

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \text{ , } As = 4786.971 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm) , [사용률 = 1.074]

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 = 0.00362

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 (1420.00 - a/2) = 2402.950 kN.m

≥ Mu (= 2243.253 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.071]

* 전단에 대한 검토 (d = 1420.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1420.00 = 922.317 kN

≥ Vu (= 379.531 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	1500.00	1400.00	100.00	1113.11	661.20

* 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 (1400.00 - 73.309) / 73.309 = 0.05429

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

$$\frac{fy^2}{2 \times 0.85 \times fck \times b} As^2 - fy \times d \times As + \frac{Mu}{\Phi} = 0 \quad , \quad As = 2373.541 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm), [사용률 = 1.506]

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 = 0.00255

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) = 62.313 mm

ΦMn = 0.85 x 3575.200 x 400 x (1400.00 - a/2) = 1663.922 kN.m

≥ Mu (= 1113.113 kN.m) ∴ O.K [안전률 1.495]

* 전단에 대한 검토 (d = 1400.00 mm)

ΦVc = 0.75 x 1/6 x √fck x b x d

= 0.75 x 1/6 x √27 x 1000.00 x 1400.00 = 909.327 kN

≥ Vu (= 661.198 kN) , 전단보강 불필요.

▣ TITLE : 좌측벽체 상부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1,000	800	100	700	1398.648	796.465	569.5

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 mm² (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 2342.800 mm² (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 1430080.0 x 100.000 + 937120.0 x 720.000) / 20727200.0

= 393.769 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 420.00 mm, ab = k1 x cb = 357.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 357000.000 = 8193.150 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 8193.150 + 883.353 - 1430.080 = 7646.423 kN

Mb = Cc x 227.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2574.122 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 336.644 mm, e = Mu/Pu = 569.454 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 210.23 mm, a = k1 x c = 178.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 178691.339 = 4100.966 kN

∑Csi = 816.989 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 4100.966 + 816.989 - 1430.080 = 3487.875 kN

Mn = Cc x 304.424 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1986.175 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=569.451) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 210.225 mm, a = k1 x c = 178.691 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-210.23) / 210.23 = 0.00699

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} = 16473.106 kN ≥ Pn = 3487.875 kN

ΦPn = 0.85 x 3487.875 = 2964.694 kN ≥ Pu = 1398.648 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.569 = 1688.256 kN.m ≥ Mu = 796.465 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 511.441 kN

< Vu (= 756.366 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (756.366 - 511.441) x 300.00 / (400.0 x 700.00 x Φ) = 349.893 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 700.00 / 300.00 = 370.720 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 700.00 = 2424.871 kN ≥ 370.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (681.922 + 370.720) = 789.481 kN ≥ 756.366 kN ∴ O.K

▣ TITLE : 좌측벽체 중앙부

㉮ 설계조건 및 단면가정

fck=27MPa, fy=400MPa, k1=0.85, Φc=0.65

B(mm)	H(mm)	피복(mm)	d(mm)	Pu(kN)	Mu(kN.m)	e(mm)
1.000	800	100	700	1398.648	796.465	569.5

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 2342.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 1430080.0 x 100.000 + 937120.0 x 720.000) / 20727200.0

= 393.769 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 420.00 mm, ab = k1 x cb = 357.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 357000.000 = 8193.150 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 8193.150 + 883.353 - 1430.080 = 7646.423 kN

Mb = Cc x 227.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2574.122 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 336.644 mm, e = Mu/Pu = 569.454 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 210.23 mm, a = k1 x c = 178.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 178691.339 = 4100.966 kN

∑Csi = 816.989 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 4100.966 + 816.989 - 1430.080 = 3487.875 kN

Mn = Cc x 304.424 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1986.175 kN.m

- 편심오차 : | e - Mn/Pn(=569.451) | = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 210.225 mm, a = k1 x c = 178.691 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-210.23) / 210.23 = 0.00699

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} = 16473.106 kN ≥ Pn = 3487.875 kN

ΦPn = 0.85 x 3487.875 = 2964.694 kN ≥ Pu = 1398.648 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.569 = 1688.256 kN.m ≥ Mu = 796.465 kN.m ∴ O.K

㉮ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 511.441 kN

< Vu (= 756.366 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (756.366 - 511.441) x 300.00 / (400.0 x 700.00 x Φ) = 349.893 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 700.00 / 300.00 = 370.720 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 700.00 = 2424.871 kN ≥ 370.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (681.922 + 370.720) = 789.481 kN ≥ 756.366 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (703.276 + 381.312) = 813.441 kN < 921.450 kN ∴ N.G

▣ 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	800	100	700	1398.648	796.465	569.5

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 2342.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 1430080.0 x 100.000 + 937120.0 x 720.000) / 20727200.0

= 393.769 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 420.00 mm, ab = k1 x cb = 357.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 357000.000 = 8193.150 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 8193.150 + 883.353 - 1430.080 = 7646.423 kN

Mb = Cc x 227.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2574.122 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 336.644 mm, e = Mu/Pu = 569.454 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 210.23 mm, a = k1 x c = 178.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 178691.339 = 4100.966 kN

∑Csi = 816.989 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 4100.966 + 816.989 - 1430.080 = 3487.875 kN

Mn = Cc x 304.424 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1986.175 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=569.451)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 210.225 mm, a = k1 x c = 178.691 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-210.23) / 210.23 = 0.00699

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} = 16473.106 kN ≥ Pn = 3487.875 kN

ΦPn = 0.85 x 3487.875 = 2964.694 kN ≥ Pu = 1398.648 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.569 = 1688.256 kN.m ≥ Mu = 796.465 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 511.441 kN

< Vu (= 756.366 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (756.366 - 511.441) x 300.00 / (400.0 x 700.00 x Φ) = 349.893 mm²

Use Av = 397.200 mm² (H16-2.0 EA, C.T.C 300 mm)

Vs = 397.200 x 400.0 x 700.00 / 300.00 = 370.720 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 700.00 = 2424.871 kN ≥ 370.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (681.922 + 370.720) = 789.481 kN ≥ 756.366 kN ∴ O.K

▣ 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	800	100	700	1398.648	796.465	569.5

㉯ 철근비 검토

As = 3575.200 ㎟ (인장중심 = 100.00 mm), 1단 : H25- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 100.00

Asf = 2342.800 ㎟ (압축중심 = 80.00 mm), 1단 : H16- 4.0EA + H22- 4.0EA, d1 = 80.00 mm

ρmin (= 0.0015) ≤ ρuse (= 0.0074) ≤ ρmax (= 0.0800) ∴ O.K

㉰ 평형하중 산정

- 소성중심 계산

Cc = 0.85 x 27.0 x 800.0 x 1000.0 = 18360000.0 N

Cs = As x fy = 1430080.0 N, Cs' = Asf x fy = 937120.0 N

Xp = (18360000.0 x 400.00 + 1430080.0 x 100.000 + 937120.0 x 720.000) / 20727200.0

= 393.769 mm

- 평형상태 계산

cb = 600 / (600 + fy) x d = 420.00 mm, ab = k1 x cb = 357.00 mm

Cc = 0.85 x 27.0 x 357000.000 = 8193.150 kN, ∑Csi = 883.353 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pb = 8193.150 + 883.353 - 1430.080 = 7646.423 kN

Mb = Cc x 227.731 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 2574.122 kN.m

eb < e → 인장 파괴 (eb = Mb/Pb = 336.644 mm, e = Mu/Pu = 569.454 mm)

㉱ 공칭강도 산정

- 반복시산법을 이용하여 c = 210.23 mm, a = k1 x c = 178.69 mm 를 사용.

Cc = 0.85 x 27.0 x 178691.339 = 4100.966 kN

∑Csi = 816.989 kN, ∑Tsi = 1430.080 kN

Pn = 4100.966 + 816.989 - 1430.080 = 3487.875 kN

Mn = Cc x 304.424 + ∑(Csi*di) + ∑(Tsi*di) = 1986.175 kN.m

- 편심오차 : |e - Mn/Pn(=569.451)| = 0.0023 ≤ 0.010 ∴ 허용오차 만족

㉲ 강도감소계수(Φ) 산정

dt = 800.00 - 100.00 = 700.000 mm

c = 210.225 mm, a = k1 x c = 178.691 mm

εy = fy / Es = 400.00 / 200000.00 = 0.0020

εt = 0.00300 x (dt-c) / c = 0.00300 x (700.00-210.23) / 210.23 = 0.00699

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} = 16473.106 kN ≥ Pn = 3487.875 kN

ΦPn = 0.85 x 3487.875 = 2964.694 kN ≥ Pu = 1398.648 kN ∴ O.K

ΦMn = ΦPn x 0.569 = 1688.256 kN.m ≥ Mu = 796.465 kN.m ∴ O.K

㈏ 전단에 대한 검토

ΦVc = 0.75 x 1/6 x (1 + 1/14 Pu/Ag) x √27.0 x 1000.00 x 700.00 = 511.441 kN

< Vu (= 756.366 kN) , 전단보강 필요.

Req Av = (756.366 - 511.441) x 300.00 / (400.0 x 700.00 x Φ) = 349.893 ㎟

Use Av = 397.200 ㎟ (H16-2.0 EA, C.T.C 300 ㎜)

Vs = 397.200 x 400.0 x 700.00 / 300.00 = 370.720 kN

Vs Max = 2 x √27.0 / 3 x 1000.00 x 700.00 = 2424.871 kN ≥ 370.720 kN ∴ O.K

ΦVn = 0.75 x (681.922 + 370.720) = 789.481 kN ≥ 756.366 kN ∴ O.K

16. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 : 1경간(좌측)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

2) 상부슬래브 : 중앙부

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

3) 상부슬래브 : 1경간(우측)

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

= 1000 × 1500 × 0.0020 = 3000.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1800.000 ∴ O.K

4) 좌측벽체 : 상부

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

5) 좌측벽체 : 중앙부

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

6) 우측벽체 : 상부

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

7) 우측벽체 : 중앙부

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

= 1000 × 800 × 0.0020 = 1600.00 ㎟

∴ Used As = H16 - 10EA = 1986.000 ㎟ ≥ 1600.000 ∴ O.K

② 0.0015hb [도로교설계기준 4.3.9]

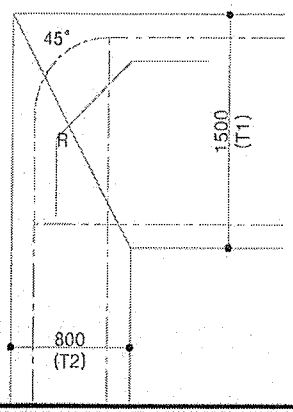
h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

필요 철근량 : 0.0015 x 800 x 1000 = 1200.0 ㎟ (≤1800)

∴ 1200.0 ㎟ ≤ 1986.0 ㎟ ∴ O.K

17. 절점부 검토

1) 좌측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 512.964 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 512.964 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1700.000$ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 512.96 \times 10^6}{1700.000^2 \times 1000} = 0.887 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 512.96 \times 10^6}{1700.000 \times 180} = 3352.705 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb

= 3352.705 mm² - 1548.400 mm²

= 1804.305 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 1804.305 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0018096 + \sqrt{(2 \times 0.0127 + (0.0127)^2)} = 0.147$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.147 / 3 = 0.951$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 132650819.000 / (2569.600 \times 1420.000 \times 0.951)$

  $= 38.228$ MPa

  인장력 Th1 = fs x As = 38.228 x 2569.600 = 98229.411 N

- 연직부재 내측에 배근된 주철근량 : 794.4 ㎟

  $k = -np + \sqrt{(2 \times np + (np)^2)}$ [∵ n = 7]

  $= -7 \times 0.0011033 + \sqrt{(2 \times 0.0077 + (0.0077)^2)} = 0.117$

  $j = 1 - k / 3 = 1 - 0.117 / 3 = 0.961$

  $fs = Mo / (As \times d \times j) = 132650819.000 / (794.400 \times 720.000 \times 0.961)$

  $= 241.315$ MPa

  인장력 Th2 = fs x As = 241.315 x 794.400 = 191700.868 N

- 보강철근량 산정

  $T = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} = fsa \times As$ T : 대각선 방향의 인장력

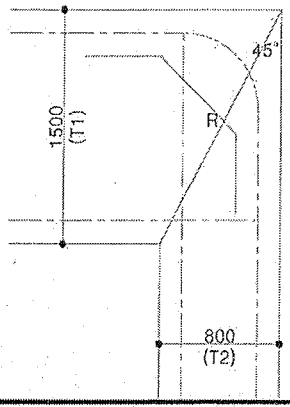
  Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

  $As = \sqrt{(Th1^2 + Th2^2)} / fsa = \sqrt{(98229.411^2 + 191700.868^2)} / 180.0$

  $As = 1196.681$ ㎟

  사용철근량 : H0 @ 500, 0EA = 0.000 ㎟ ∴ N.G

2) 우측상단



- CON'C 설계기준강도: fck = 27 MPa
- 철근 항복강도 : fy = 400 MPa
- 사용 모멘트 : Mu = 512.964 kN.m
- 절점부 휨모멘트 : Mo = 512.964 kN.m

$R = \sqrt{(T1^2 + T2^2)} = 1700.000$ 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

$$Ftmax = \frac{5 \times Mo}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 512.96 \times 10^6}{1700.000^2 \times 1000} = 0.887 \text{ MPa} > 0.13\sqrt{fck}\ (=0.675)$$

∴ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(As)

$$As = \frac{2 \times Mo}{R \times fsa} = \frac{2 \times 512.96 \times 10^6}{1700.000 \times 180} = 3352.705 \text{ mm}^2$$

Asb = 1548.400 mm²

Req'd As = As - Asb
= 3352.705 mm² - 1548.400 mm²
= 1804.305 mm²

- 사용보강철근

Use'd As = H29 - 8EA

∴ Total As = 5139.200 mm² > Req'd As (= 1804.305 mm²) ----------> O.K !!!

② 내측인장 휨모멘트 보강검토

- 수평부재 내측에 배근된 주철근량 : 2569.6 ㎟

k = -np + √(2 x np + (np)²) [∵ n = 7]

= - 7 x 0.0018096 + √(2 x 0.0127 + (0.0127)²) = 0.147

j = 1 - k / 3 = 1 - 0.147 /3 = 0.951

fs = Mo / (As x d x j) = 132650803.000 / (2569.600 x 1420.000 x 0.951)

= 38.228 MPa

인장력 Th1 = fs x As = 38.228 x 2569.600 = 98229.399 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) = 132650803.000 / (794.400 x 720.000 x 0.961)

= 241.315 MPa

인장력 Th2 = fs x As = 241.315 x 794.400 = 191700.845 N

- 보강철근량 산정

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

Th : 수평부재 또는 연직부재에 작용하는 인장력

As = √(Th1² + Th2²) / fsa = √(98229.399² + 191700.845²) / 180.0

As = 1196.680 ㎟

사용철근량 : H0 @ 500, 0EA = 0.000 ㎟ ∴ N.G

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	1400	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	505.591	O.K	4.045
		중앙부	2	1420	H29 - 8.0EA	125	151.221	O.K	1.210
		우측	3	1400	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	505.591	O.K	4.045
좌측벽체	1층	상부	7	700	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	193.123	O.K	1.545
		중앙부	8	720	H16 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-
우측벽체	1층	상부	10	700	H25 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	125	193.123	O.K	1.545
		중앙부	11	720	H16 - 4.0EA + H22 - 4.0EA	-	-	-	-

1) 상부슬래브 1경간(좌측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 512.964 x 1000000 / [3575.200 x (1400.000 - 240.869/3)]
= 108.720 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x3575.200)]
= 240.869 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 / 108.72) - 2.5 x 87.50 = 505.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 108.72) = 579.47 mm
Sa는 작은 값인 505.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 505.59 mm) ∴ O.K

2) 상부슬래브 중앙부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 1702.227 x 1000000 / [5139.200 x (1420.000 - 285.680/3)]
= 250.023 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x5139.200/1000.0 + 7x5139.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1420.0/(7x5139.200)]
= 285.680 mm

사용철근량 = 5139.2 mm² (철근도심 : 80.0 mm)
1단 : H29 - 8.0 EA (= 5139.2 mm²)

② 철근의 최대 중심간격

Cc = 80.00 - 29/2 = 65.50 mm
여기서 Cc : 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)
Smin : 375 x (Kcr / fs) - 2.5 x Cc = 375 x (210 / 250.02) - 2.5 x 65.50 = 151.22 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 250.02) = 251.98 mm
Sa는 작은 값인 151.22 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 151.22 mm) ∴ O.K

3) 상부슬래브 1경간(우측)

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 512.964 x 1000000 / [3575.200 x (1400.000 - 240.869/3)]
= 108.720 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x1400.0/(7x3575.200)]
= 240.869 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 / 108.72) - 2.5 x 87.50 = 505.59 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 108.72) = 579.47 mm
Sa는 작은 값인 505.59 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 505.59 mm) ∴ O.K

4) 좌측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 441.176 x 1000000 / [3575.200 x (700.000 - 163.821/3)]
= 191.200 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x3575.200)]
= 163.821 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 / 191.20) - 2.5 x 87.50 = 193.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.20) = 329.50 mm
Sa는 작은 값인 193.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.12 mm) ∴ O.K

5) 우측벽체 상부

① 응력 산정

fs = M / [As x (d - χ/3)] = 441.176 x 1000000 / [3575.200 x (700.000 - 163.821/3)]
= 191.200 MPa

χ = -nAs/b + nAs/b√[1 + 2bd/(nAs)]
= -7x3575.200/1000.0 + 7x3575.200/1000.0 x √[(1 + 2x1000.0x700.0/(7x3575.200)]
= 163.821 mm

사용철근량 = 3575.2 mm² (철근도심 : 100.0 mm)
1단 : H25 - 4.0 EA, H22 - 4.0 EA (= 3575.2 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 / 191.20) - 2.5 x 87.50 = 193.12 mm
300 x (Kcr / fs) = 300 x (210 / 191.20) = 329.50 mm
Sa는 작은 값인 193.12 mm 를 적용
S = 1000.00 / 8.0 EA = 125.00 ≤ Sa (= 193.12 mm) ∴ O.K

(2) 처짐검토

▣ 철근콘크리트 부재의 처짐은 시방서에서 규정한 부재의 최소두께를 고려하여 간접적으로 제한한다.

- 경계조건 : 1방향 슬래브, 양단연속
- 지 간 : L = 6.800 m
- fy = 400 MPa
- 부재두께(T) = 1.50 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 = 6.800 / 28
T = 0.243 m < 1.500 m ----------> O.K

19. 기초 지지력 검토

(1) 하중산정

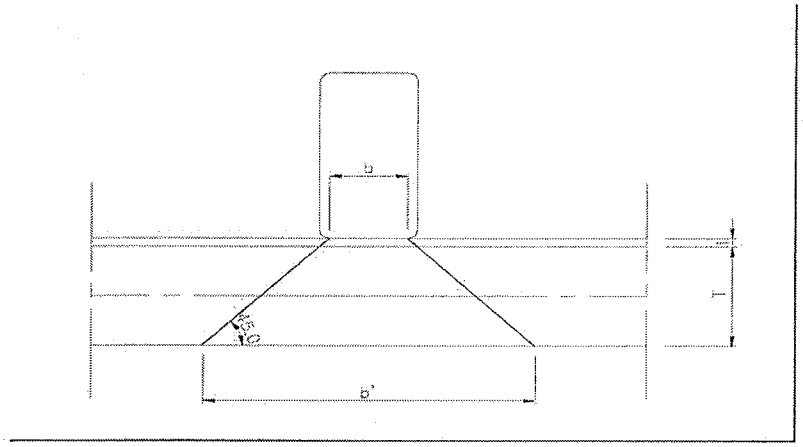
1) 고정하중

- 구체자중 = 629.000 / 7.600 = 82.763 kN/m²
- 상부연직하중 = 232.679 kN/m² (지하수위 미 고려시)
- 암거아스콘포장 = 0.04 × 23.00 = 0.920 kN/m²

2) 활하중

- 도로 노면 활하중 = 10.000 kN/m²
- 상재활하중 = 0.000 kN/m²

- 암거 내부 활하중

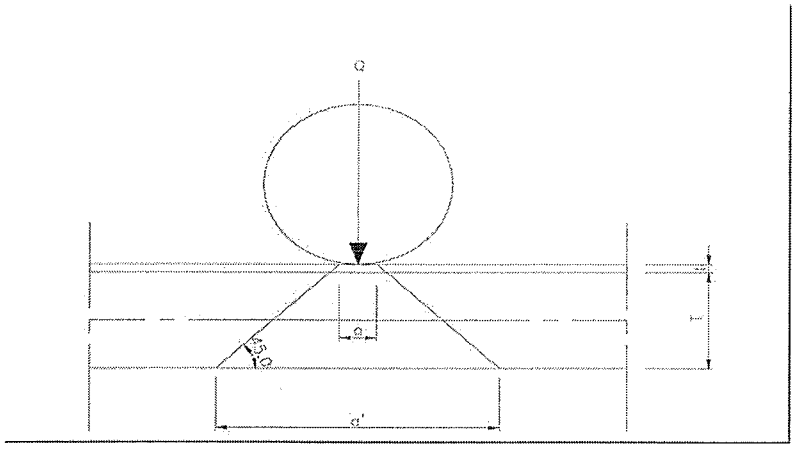


t = 40 mm (암거내부 포장두께)

T = 1600 mm (하부 슬래브 두께)

b' = 0.500 + 2 × (1.600 + 0.040) × cot 45°

= 3.780 m



a' = 0.200 + 2 × (1.600 + 0.040) × cot 45°

= 3.480 m

Qz = 96.0 / (3.780 × 3.480)= 7.298 kN/m²

(2) 허용 지지력 검토

1) 최대 지반 반력

Qmax = 82.76 + 232.68 + 10.00 + 0.92 + 7.30

= 333.660 kN/m²

2) 지반의 허용연직지지력 : Terzaghi식 사용

$Qu = \alpha\ c\ Nc + q\ Nq + \beta\ r1\ B'\ Nr$

Qu : 하중의 편심을 고려한 지반의 극한지지력 (kN)

c : 지반의 점착력 (kN/m²)

q : 상재하중 (kN/m²), q = r2 x Df

r1,r2 : 지지지반 및 근입지반의 단위중량 (kN/m³)
다만, 지하수위이하에서는 수중단위중량을 사용한다.

B : 기초의 폭(m)

Df : 기초의 유효근입 깊이(m)

α , β : 기초의 형상계수 (L>5B 이므로 연속기초, α = 1.0, β = 0.5)

Nc,Nq,Nr : 지지력 계수 (Nc=90.599, Nq=75.671, Nr=88.997)

c = 0.000 kN/m² r1 = 0.000 kN/m³ r2 = 0.000 kN/m³

Df = 1.000 m B = 7.600 m q = 0.000 kN/m²

L = 40.000 m

Φ = 15 + √12N = 39.495 , N = 50

$Nq = a^2 / (2\cos^2 (45+\Phi/2))$, $a = e^{[(0.75\pi-\Phi/2)\tan\Phi]}$

$Nc = (Nq-1)\cot\Phi$

$Nr = \tan\Phi/2 \times (Kpr/\cos^2\Phi - 1)$

Qu = 1.000 × 0.000 × 90.599 + 0.000 × 75.671 + 0.500 × 0.000 × 7.600 × 88.997

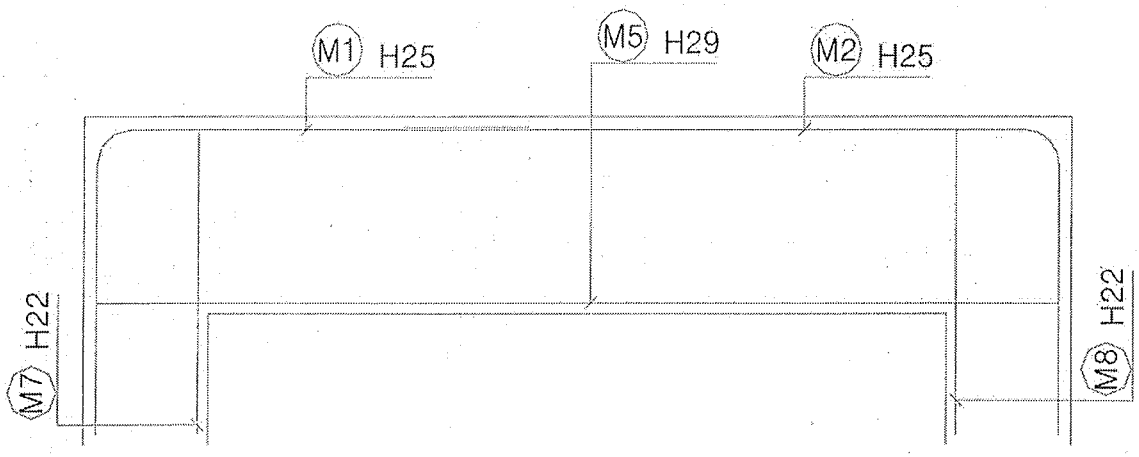
= 0.000 kN/m²

Qa = Qu / 3 = 0.000 / 3 = 0.000 kN/m² < 600.000 kN/m²

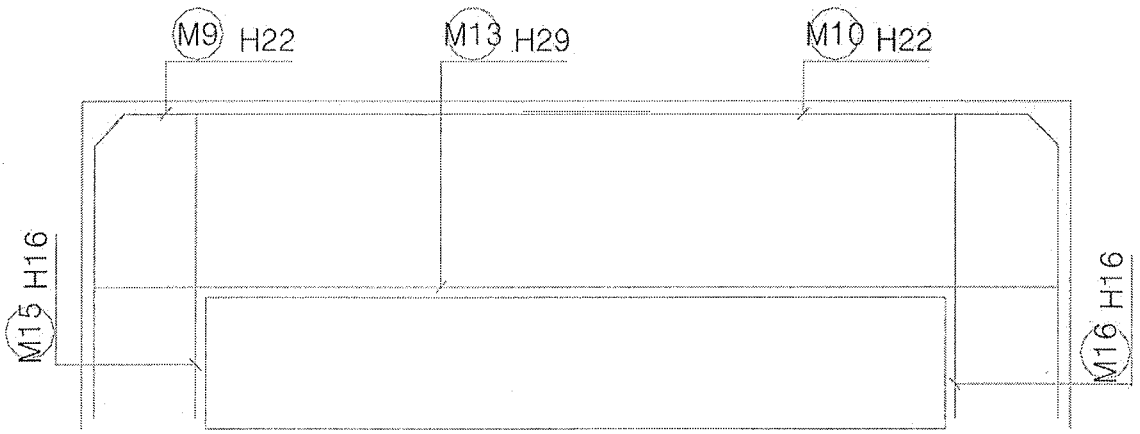
Qa' = 0.000 kN/m² < Qmax = 333.660 kN/m² ..... N.G !!!

20. 주철근 조립도

CYCLE-1(@250)



CYCLE-2(@250)



3.9 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)

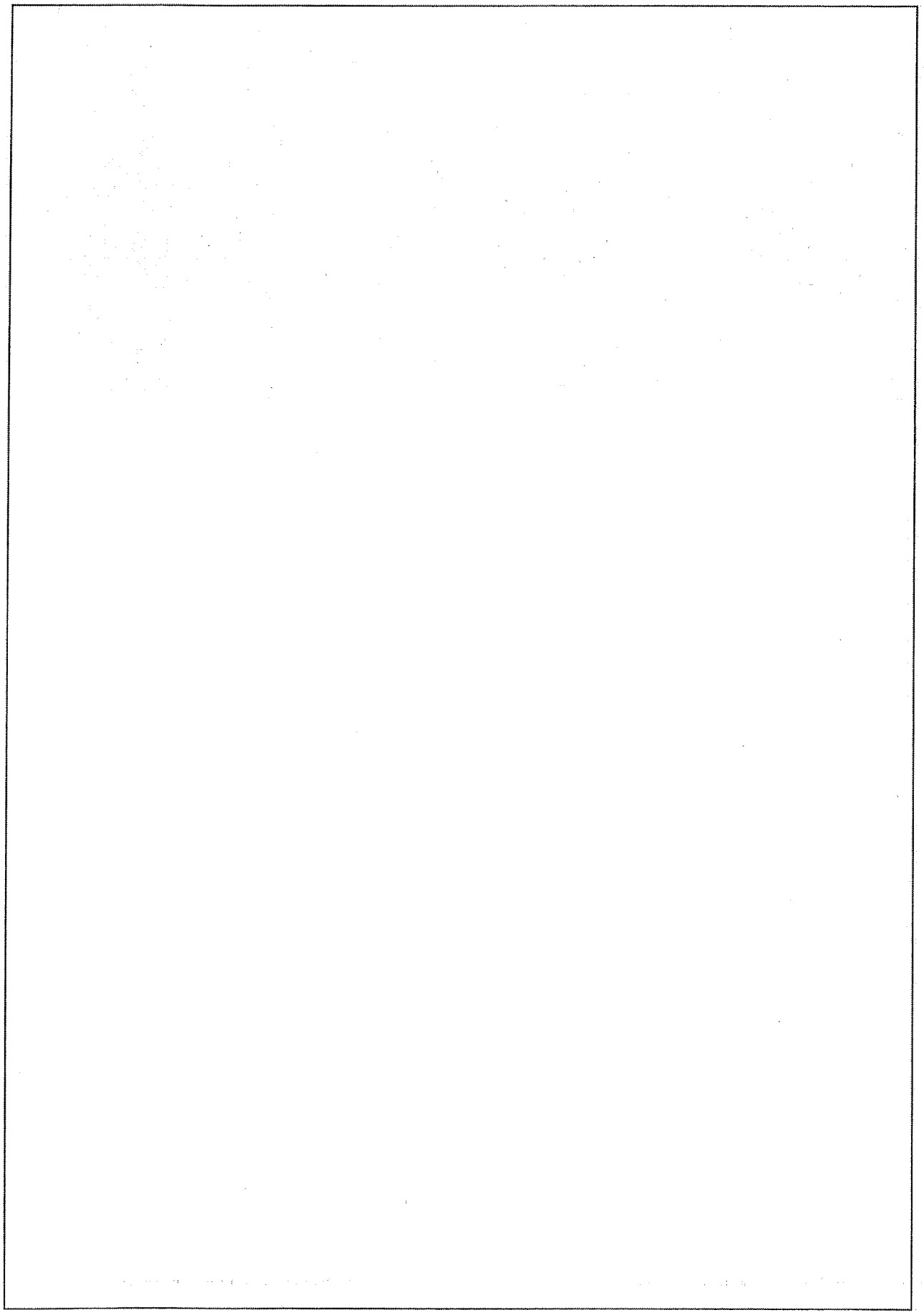
② 도로교 설계기준 (2010, 대한토목학회)

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

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 39{,}976 = 11{,}422\ kN/m^3$

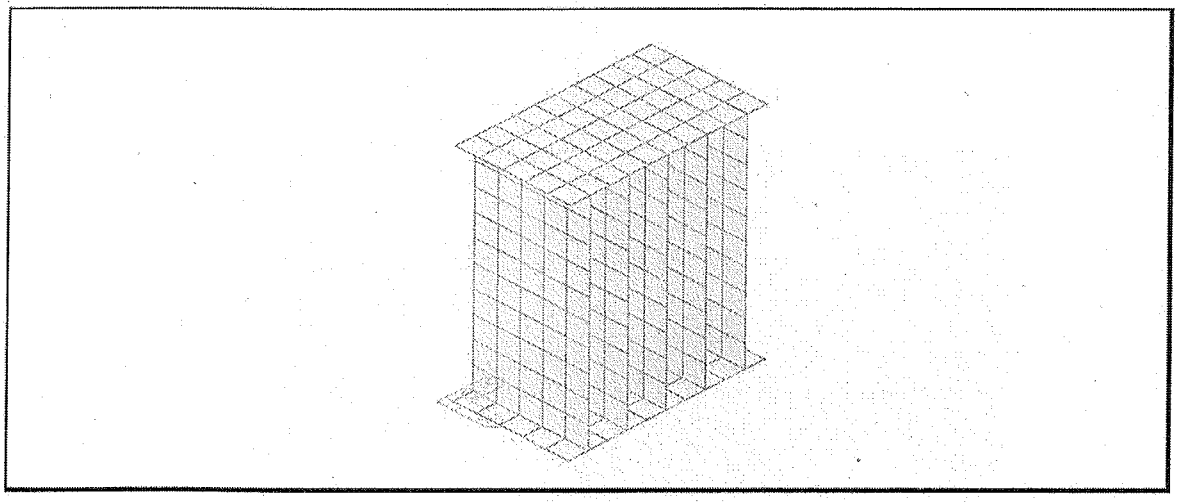
③ 수평 지반반력 계수 산정

$Kh = Kh_o\,(B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{ho} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56{,}000 = 373{,}333\ kN/m^3$

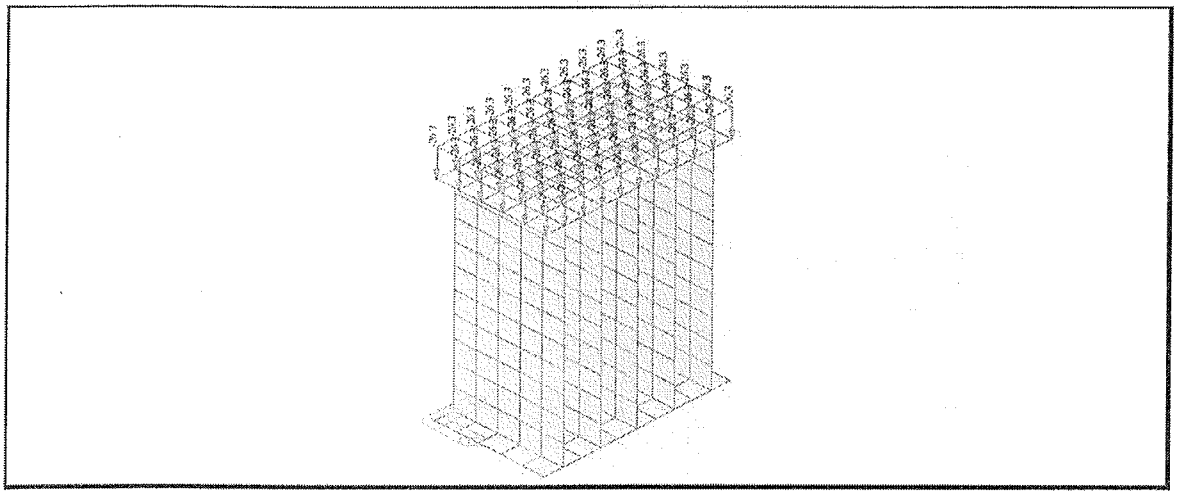
$$K_v = 373{,}333 \times \left(\frac{10.300}{0.3}\right)^{-3/4} = 26{,}321.4\ kN/m^3$$

2) 해석 모델

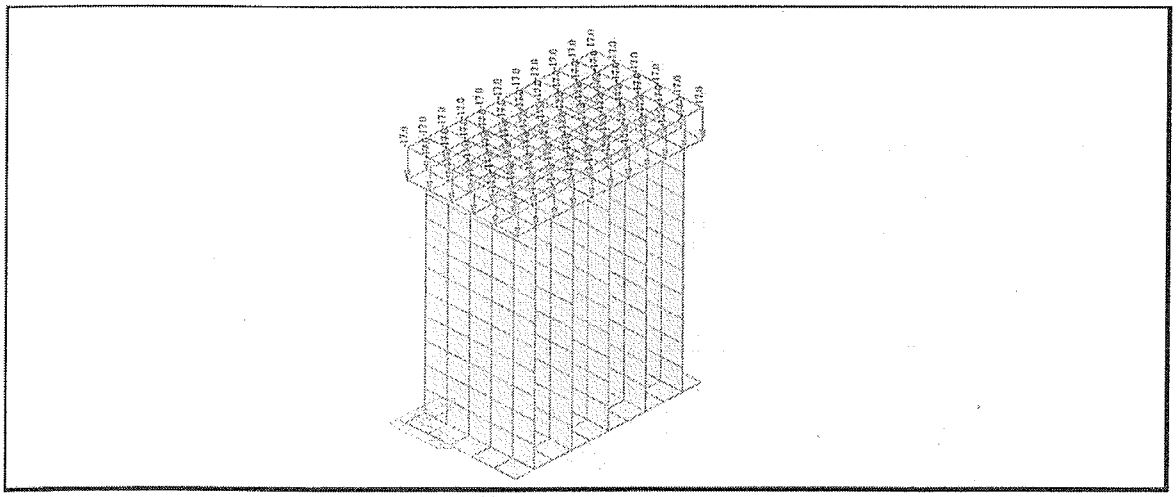


3.4 하중재하도

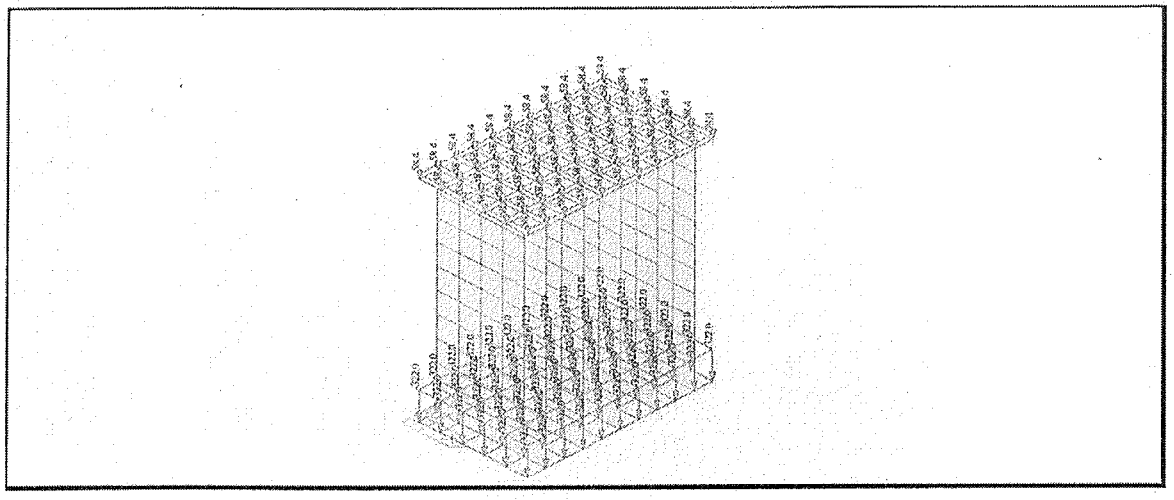
1) 고정하중



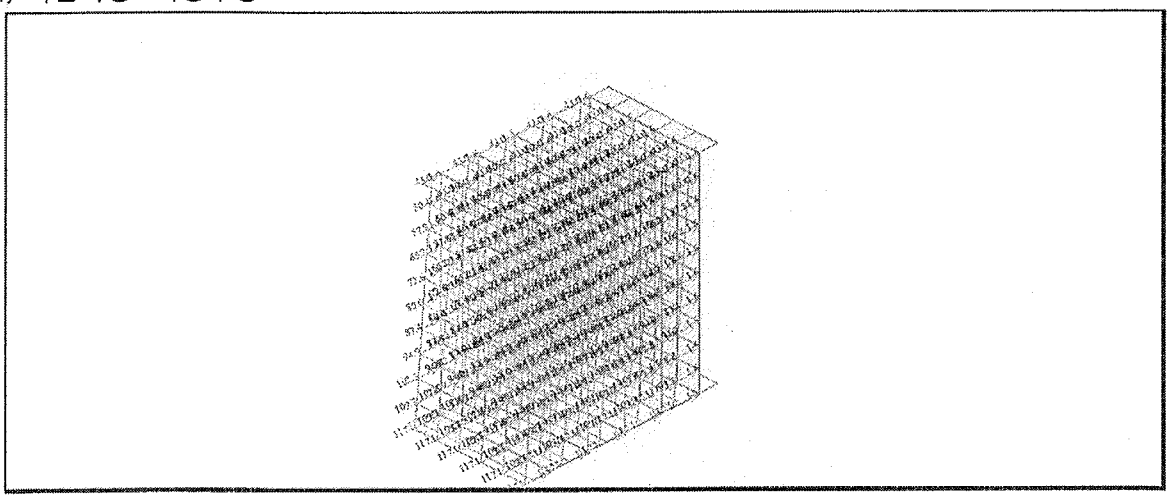
2) 활하중



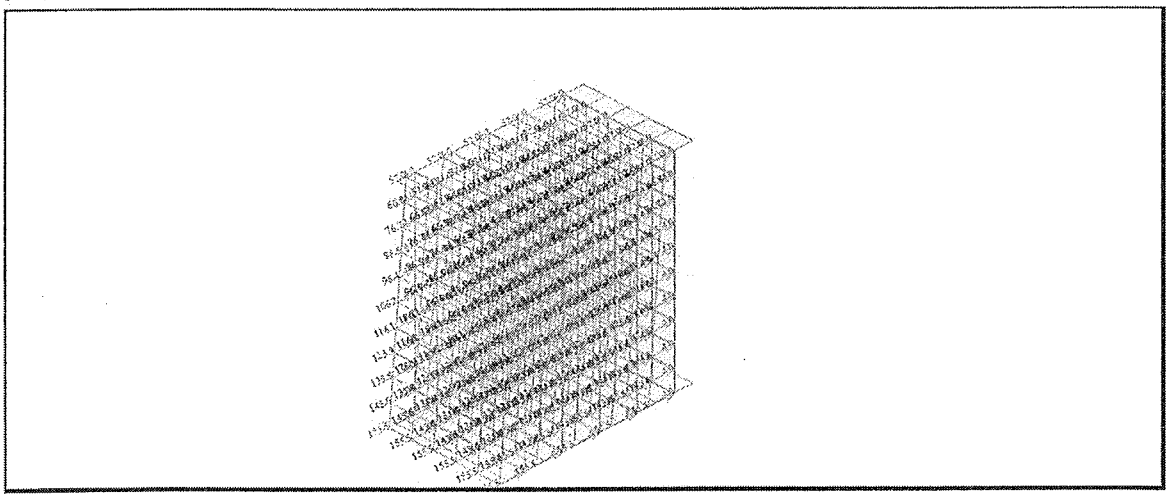
3) 연직토압



4) 지진하중-기능수행



5) 지진하중-붕괴방지



3.5 해석 결과

1) 부재력 집계

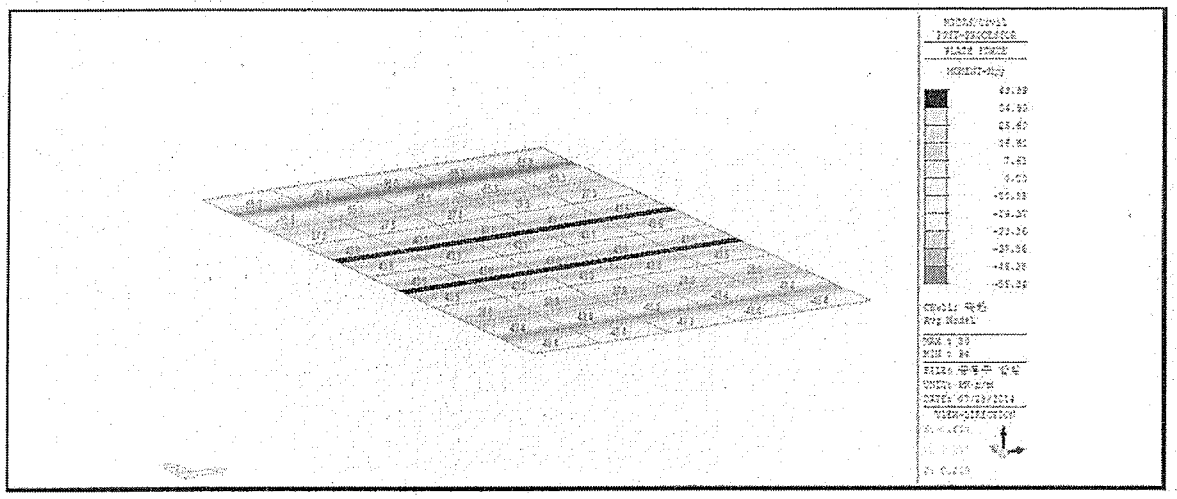
(1) 바닥슬래브

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		

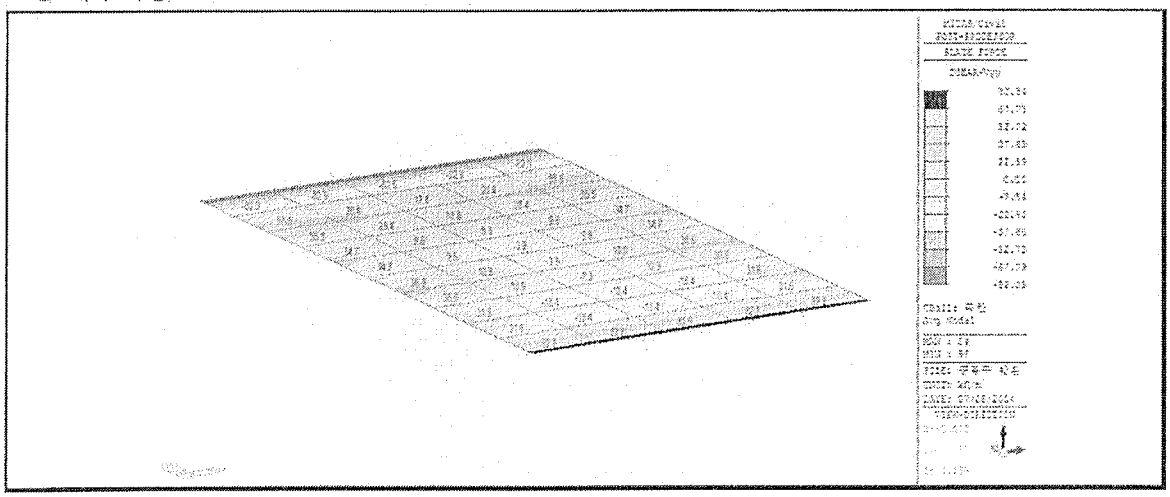
2) 부재력도

(1) 상부슬래브

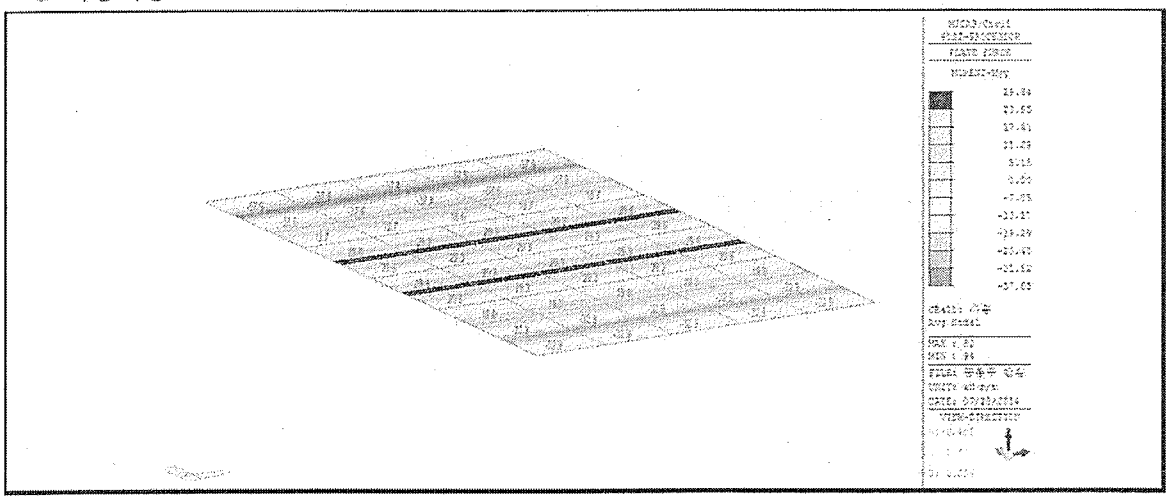
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

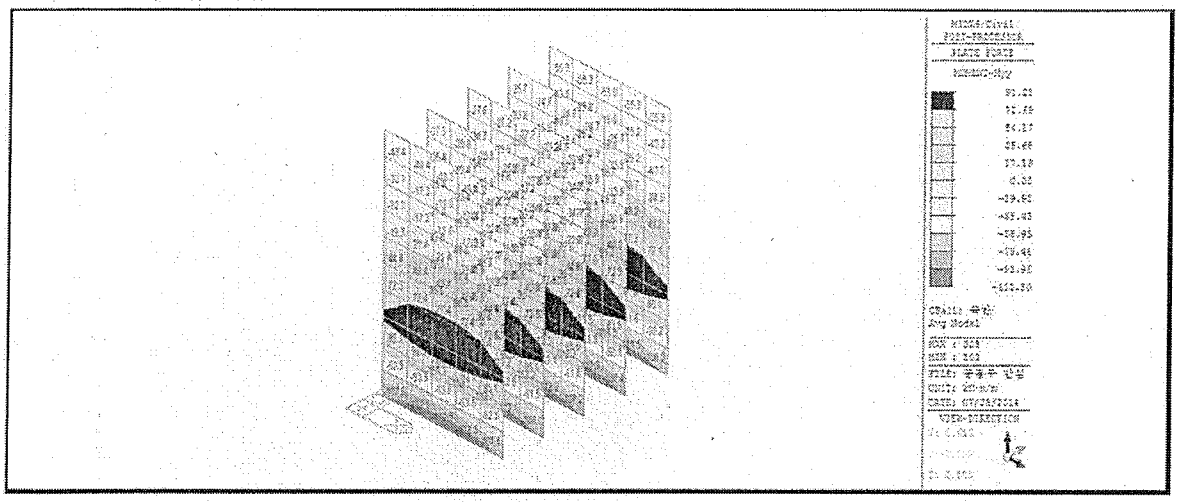


③ 사용하중 B.M.D

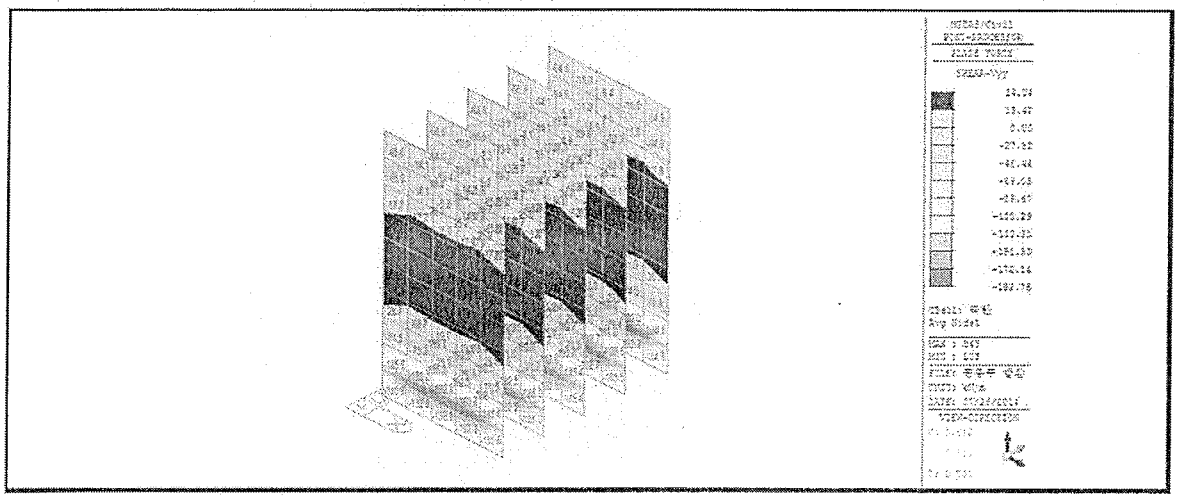


(2) 벽체

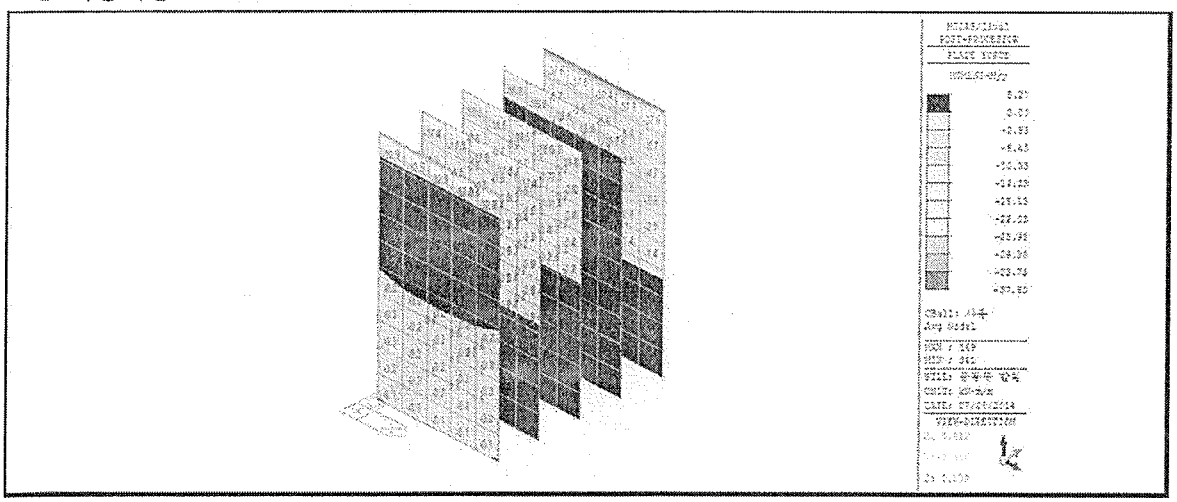
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

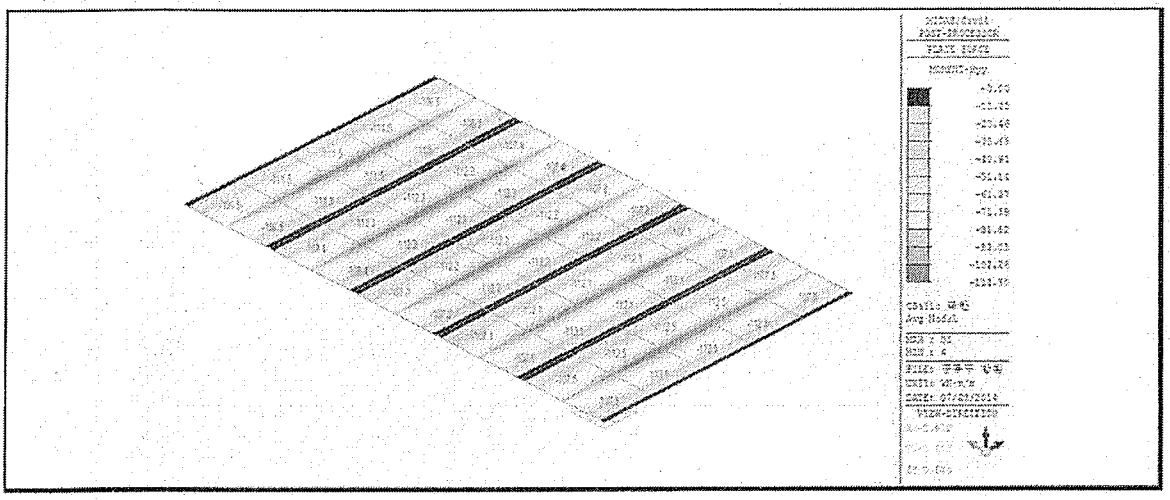


③ 사용하중 B.M.D

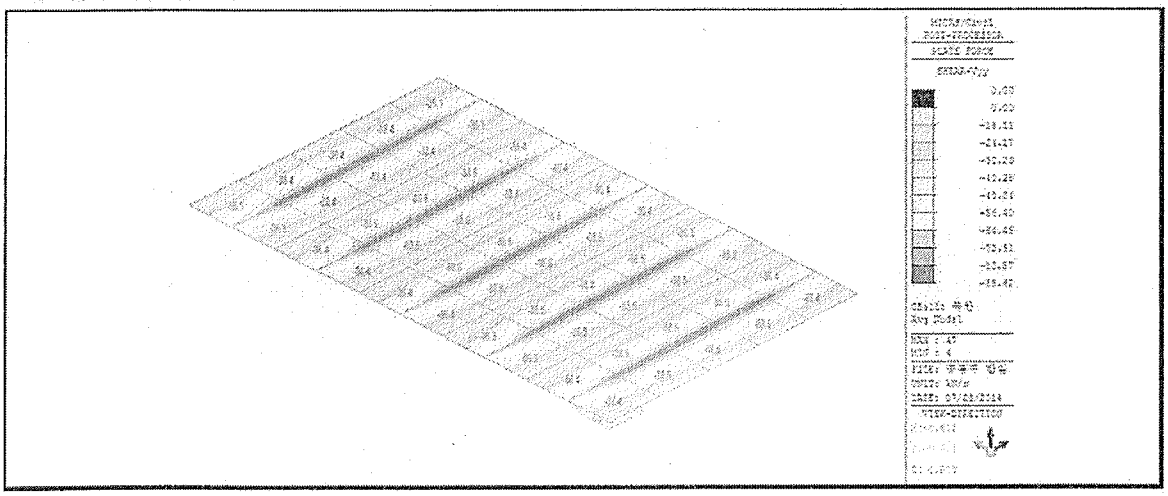


(3) 상부슬래브

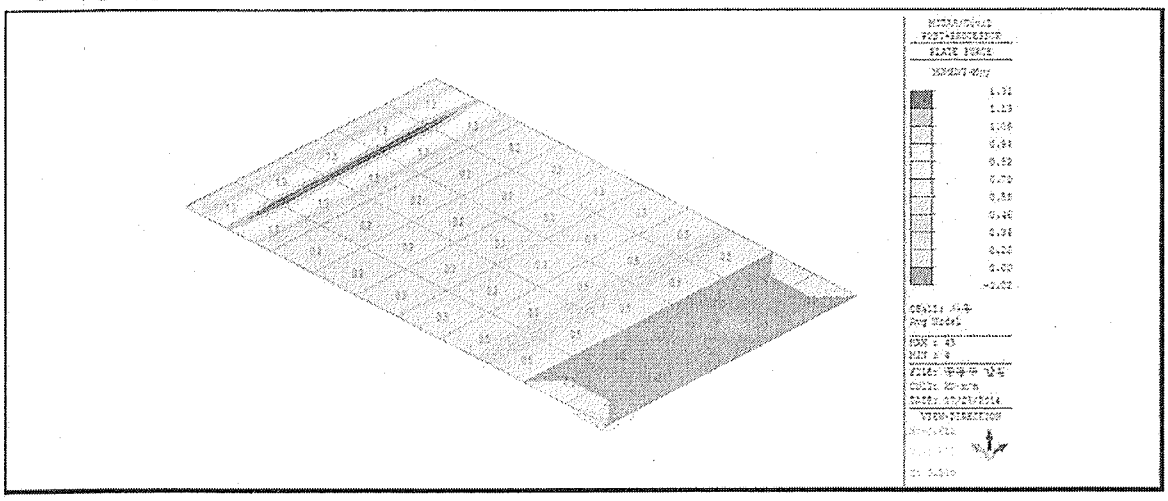
① 계수하중 B.M.D



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)/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)/ = 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)/ = 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 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

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

$K_{vsi} = 1 / 3.5 \times 57{,}904 = 16{,}544\ kN/m^3$

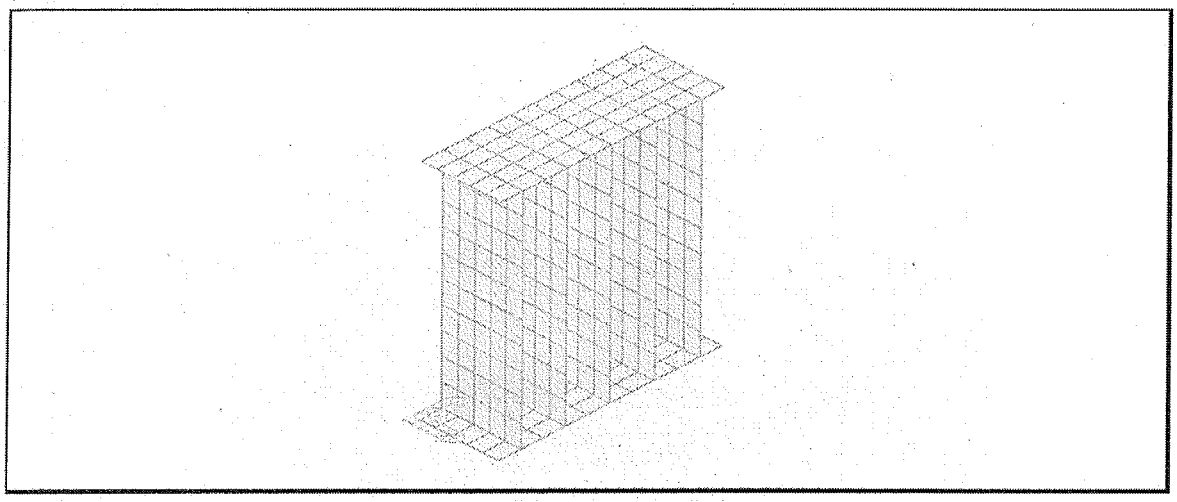
③ 수평 지반반력 계수 산정

$Kh = Kh_o\,(B_v/0.3)^{-3/4}$

여기서 $K_{ho} = 1/30 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 2 \times 56{,}000 = 373{,}333\ kN/m^3$

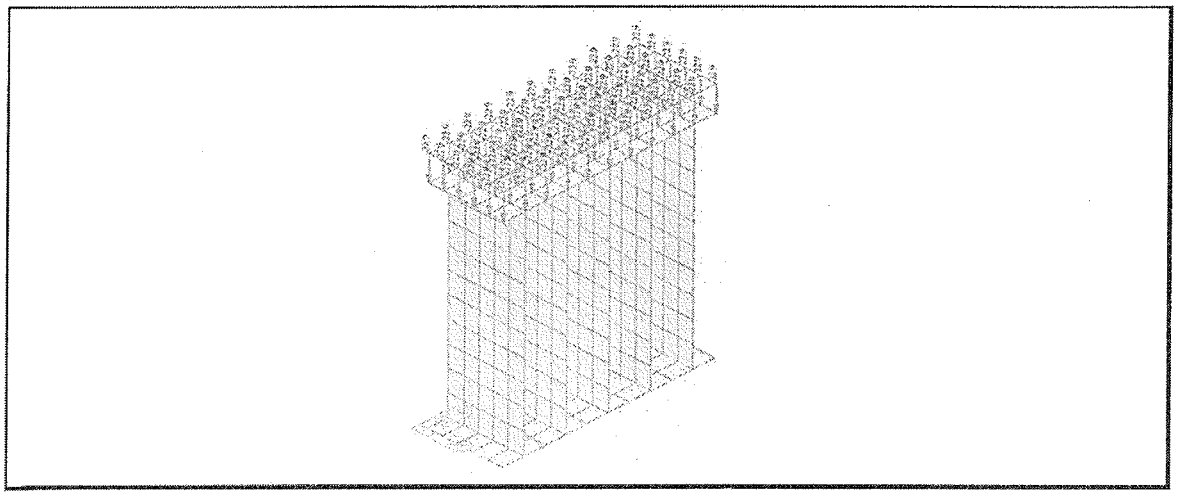
$$K_v = 373{,}333 \times \left(\frac{9.200}{0.3}\right)^{-3/4} = 28{,}648.2\ kN/m^3$$

2) 해석 모델

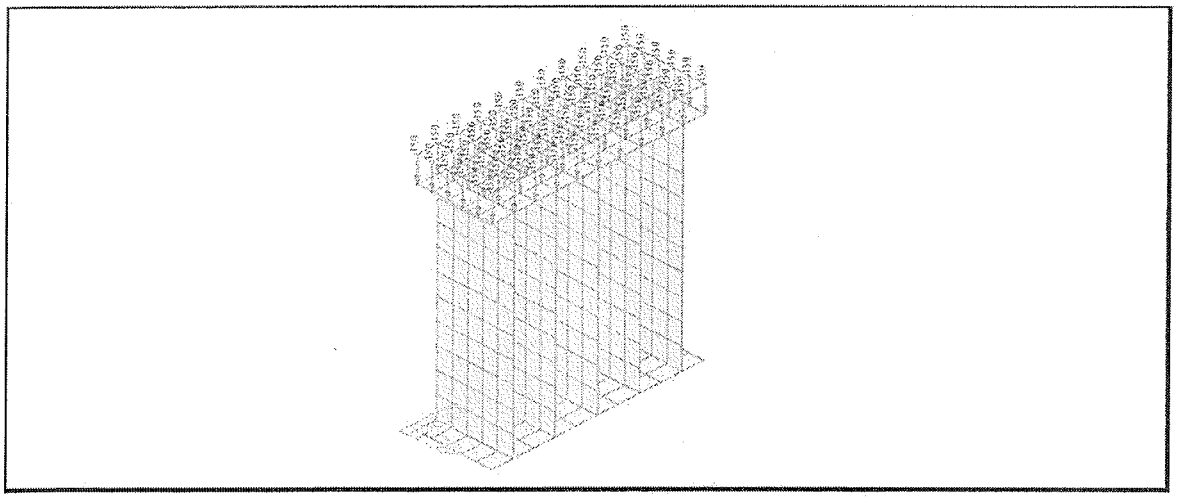


3.4 하중재하도

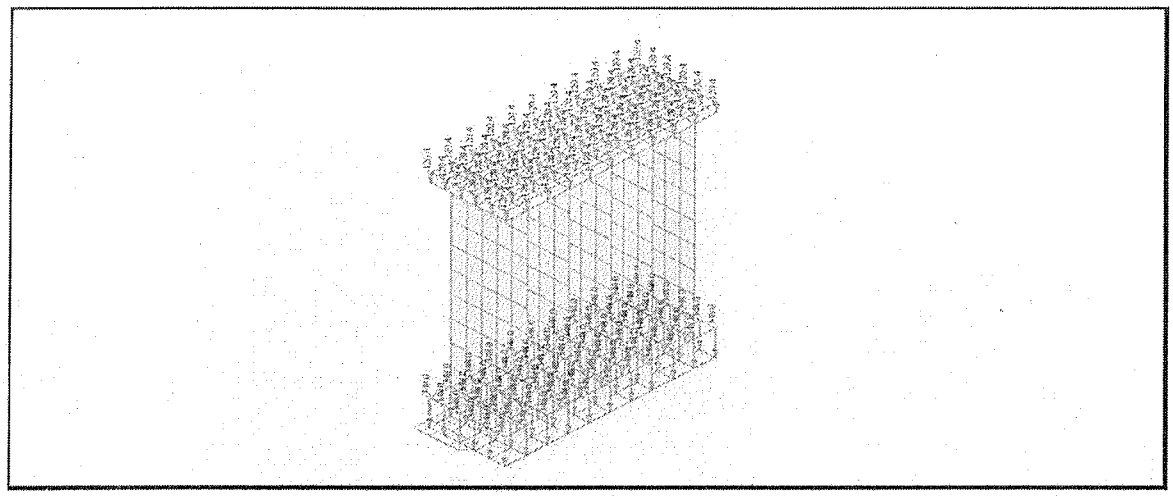
1) 고정하중



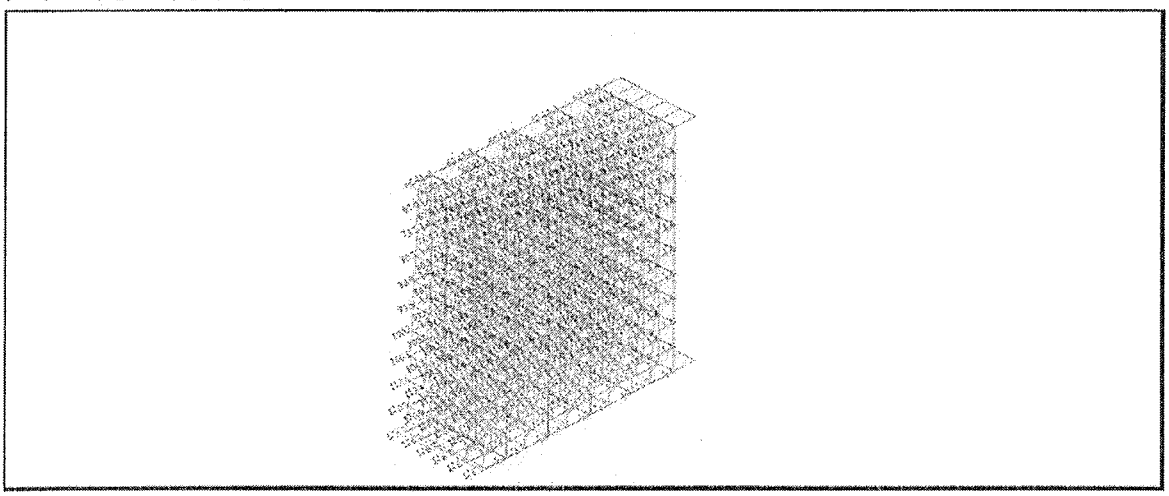
2) 활하중



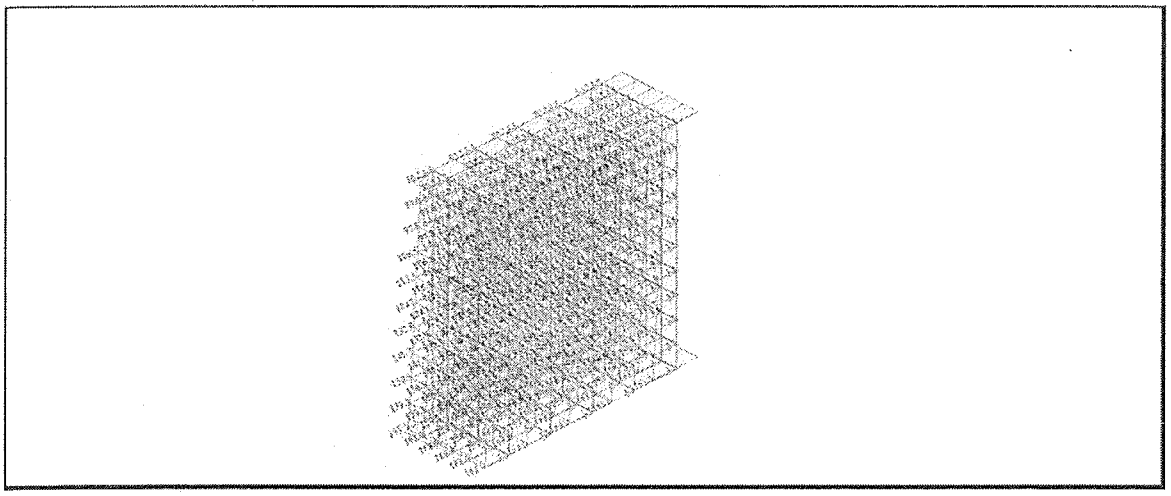
3) 연직토압



4) 지진하중-기능수행



5) 지진하중-붕괴방지



3.5 해석 결과

1) 부재력 집계

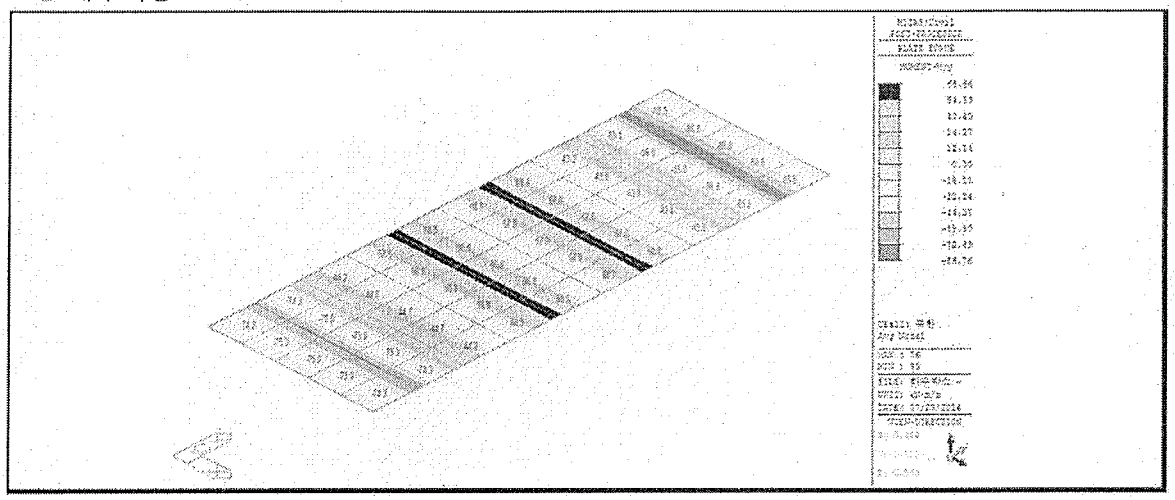
(1) 바닥슬래브

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				

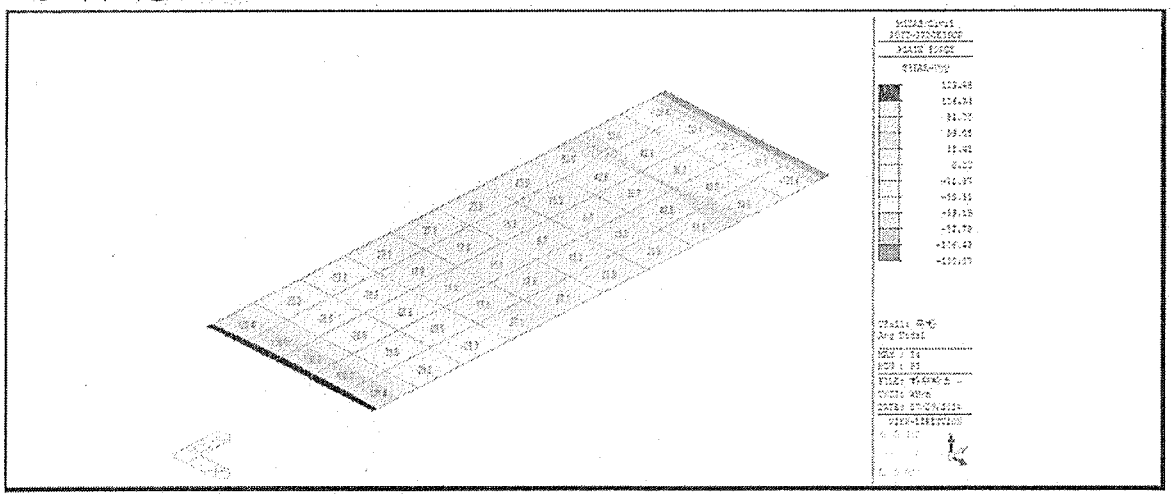
2) 부재력도

(1) 상부슬래브

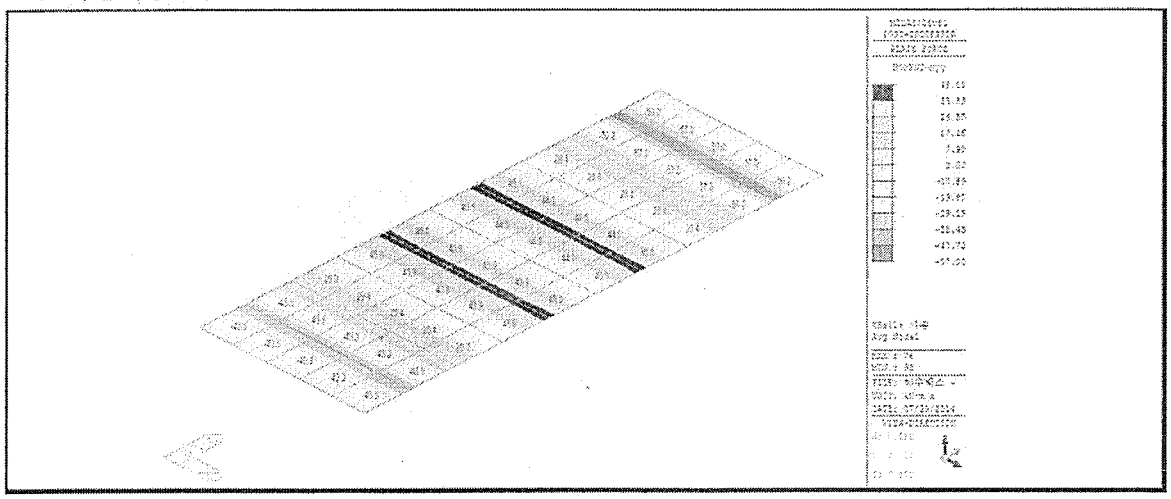
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

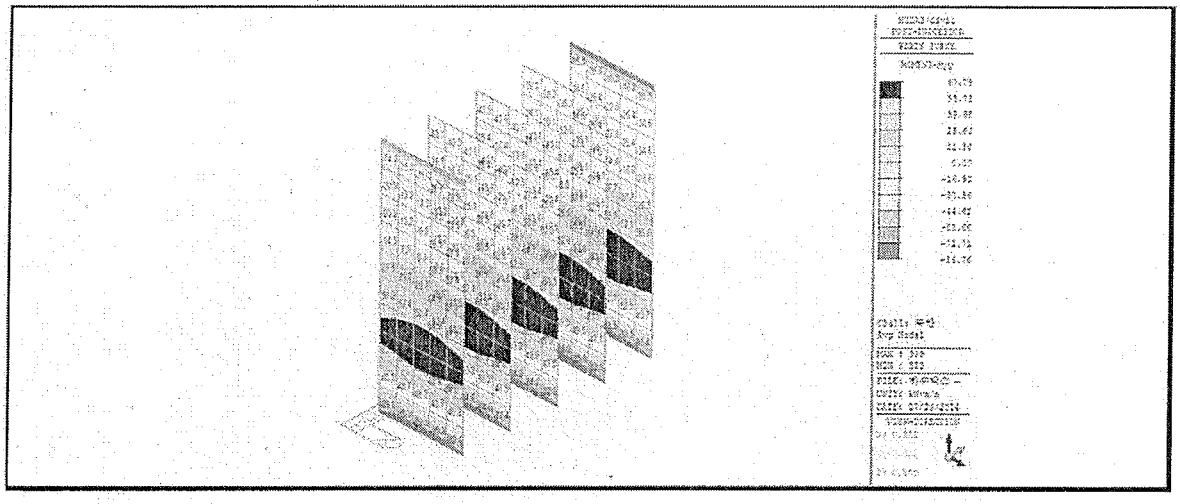


③ 사용하중 B.M.D

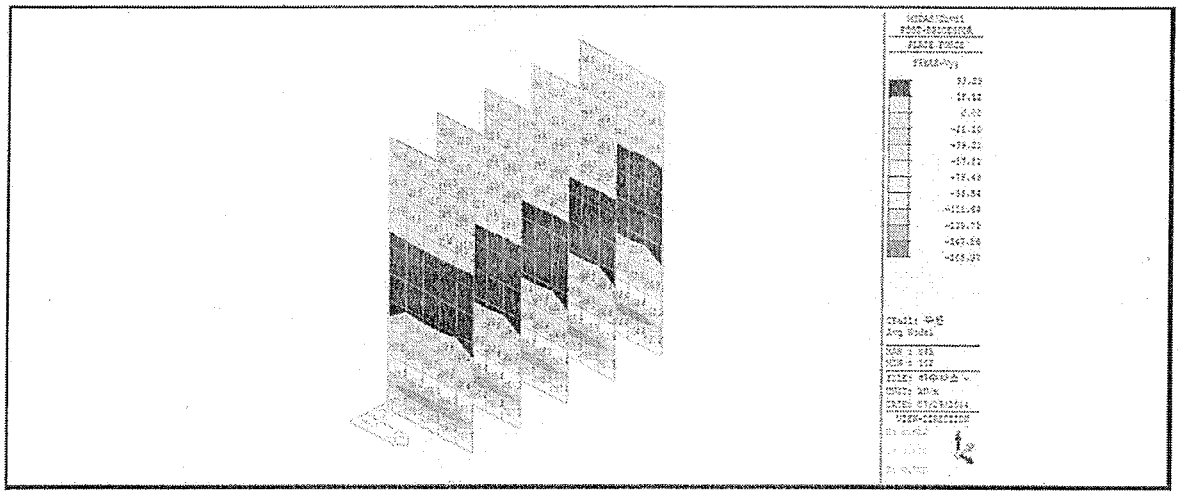


(2) 벽체

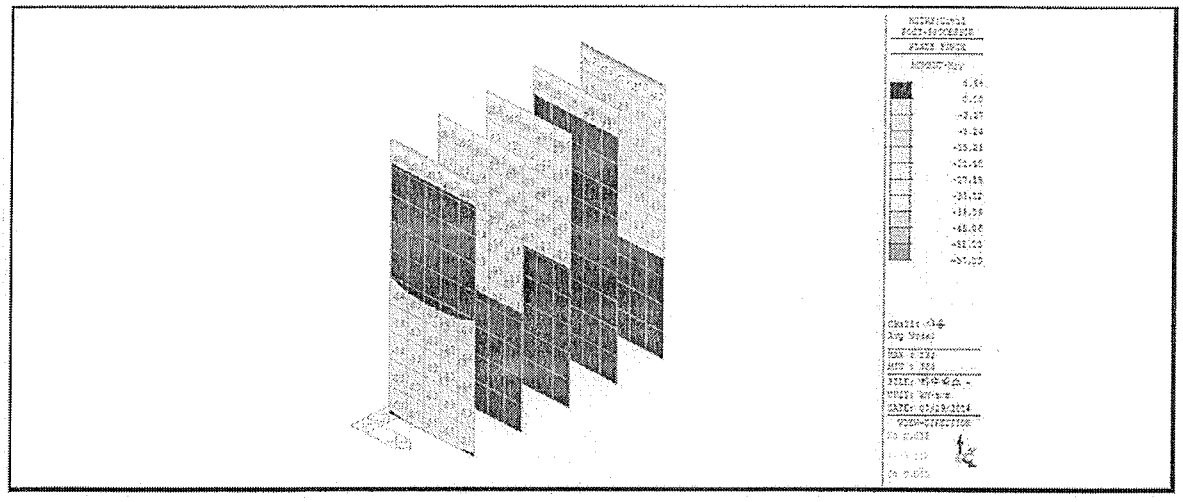
① 계수하중 B.M.D



② 계수하중 S.F.D

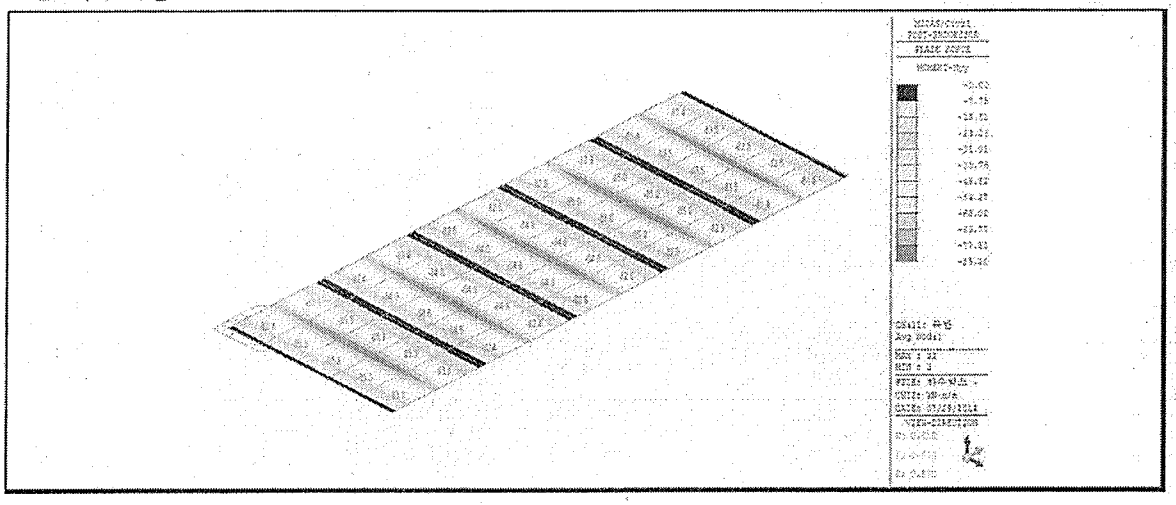


③ 사용하중 B.M.D

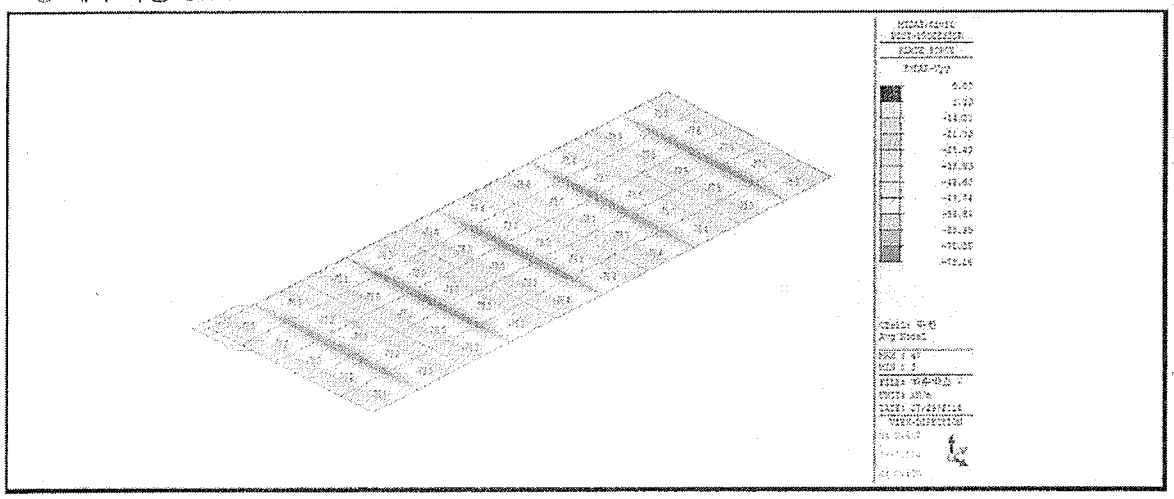


(3) 하부슬래브

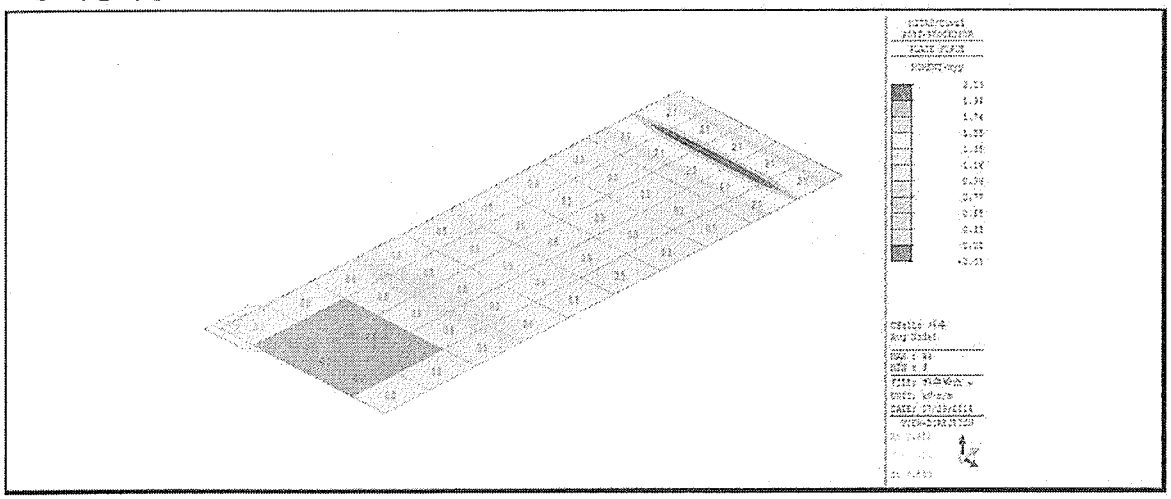
① 계수하중 B.M.D



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)/ = 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

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 = 1.30 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)/ = 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