

계약번호	제2012-2-303-201201-00호
문서번호	

자 료 번 호	
개 정 번 호	Rev.0(2015.4)

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구) 노반 기본 및 실시설계 구조 계산서 (10/20)

제 출 목 적	
	기 성 신 청
	검 토 / 승 인
	설 계 변 경
	기본설계 준 공
○	실시설계 준 공
	시 공 준 공
	기 타 설 계 용

2015. 4.

	작 성 자	검 토 자	승 인 자
확 인		임철수	
	이정선	임철수	최석운

 한국철도시설공단
KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

 시현기술단
SEOHYUN ENGINEERING

 | 주 | 서영엔지니어링
seoyeong

 주식회사 동명기술공단
SUNJIN
ENGINEERING & ARCHITECTURE

 (주) 선구엔지니어링
SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구)

노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (10/20)

자료번호 :

개 정 현 황					
00	2015.4	실시설계 준공	이정선	임철수	최석운
개정 번호	일 자	개 정 사 유	작 성	검 토	승 인

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 1권

제1장 탐 리 제 1 교

1. 탐리제1교	1
1.1 상부공	3
1.1.1 PRECOM	5
1.2 교대공	219
1.2.1 A1	221
1.2.2 A2	297
1.3 교각공	373
1.3.1 P1(P2)	375
1.4 내진해석	489
1.5 가시설공	511
1.5.1 A1 버팀보 사보강	513
1.5.2 P1 버팀보 사보강	537
1.5.3 P2 버팀보 사보강	561
1.5.4 A2 버팀보 사보강	585

구조계산서 2권

제2장 탐 리 제 2 교

2. 탐리제2교	1
2.1 상부공	3
2.1.1 PSC	5
2.2 교대공	131
2.2.1 A1	133
2.2.2 A2	227
2.3 교각공	321
2.3.1 P1(P2)	323
2.3.2 P4(P3)	437
2.4 내진해석	551
2.5 가시설공	571
2.5.1 P1,P2 버팀보 사보강	573

구조계산서 3권

제3장 탐 리 제 3 교

3. 탐리제3교	1
3.1 라멘공	3
3.2 옹벽공	369
3.2.1 A1(H=5.5m) 좌우측	371
3.2.2 A2(H=3.5m) 좌측	391
3.2.3 A2(H=3.0m) 우측	411
3.3 가시설공	431
3.3.1 A1 버팀보	433
3.3.2 A1 버팀보 사보강	457
3.3.3 A2 버팀보	481
3.3.4 A2 버팀보 사보강	505

구조계산서 4권

제4장 탐 리 제 4 교

4. 탐리제4교	1
4.1 상부공	3
4.1.1 WPC	5
4.2 교대공	97
4.2.1 A1	99
4.2.2 A2	193
4.3 옹벽공	287
4.3.1 A1,A2(H=4.0m)	289

제5장 산 윤 교

5. 산윤교	309
5.1 상부공	311
5.1.1 PSC	313
5.1.2 SCP	439

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 5권

5.2 교대공	3
5.2.1 A1	5
5.2.2 A2	81
5.3 교각공	157
5.3.1 P1	159
5.3.2 P3(P2~P4)	271
5.3.3 P5	383
5.3.4 P6	495

구조계산서 6권

5.4 내진해석	3
5.5 가시설공	23
5.5.1 P1~P3,P5 버팀보 사보강	25
5.5.2 P4 버팀보 사보강	49

제6장 순 호 교

6. 순호교	73
6.1 상부공	75
6.1.1 PSC	77
6.1.2 PSC-e	203
6.2 교대공	383
6.2.1 A1	385
6.2.2 A2	461

구조계산서 7권

6.3 교각공	3
6.3.1 P2	5
6.3.1 P3(P4)	119
6.3.1 P5(P1)	233
6.4 내진해석	347
6.5 가시설공	367

6.5.1 P1,P2 버팀보 사보강	369

6.5.2 P5 버팀보 사보강	393

제7장 수 복 교

7. 수복교	417
7.1 상부공	419
7.1.1 PSC	421

구조계산서 8권

7.2 교대공	3
7.2.1 A1	5
7.2.2 A2	81
7.3 교각공	157
7.3.1 P2(P1)	159
7.4 내진해석	273
7.5 가시설공	293
7.5.1 P2 버팀보 사보강	295

제8장 파 전 제 1 교

8. 파전제1교	319
8.1 상부공	321
8.1.1 IPC	323
8.1.2 RPF	449

구조계산서 9권

8.1.3 PSC	3
8.2 교대공	129
8.2.1 A1	131
8.2.2 A2	225
8.3 교각공	319
8.3.1 P2	321
8.3.1 P3(P1)	433

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 10권

8.3.1 P4	3
8.3.1 P5	115
8.3.1 P6	227
8.4 내진해석	339
8.5 가시설공	359
8.5.1 P1,P2 버팀보 사보강	361
8.5.2 P3 버팀보 사보강	385
8.5.3 P4,P6 버팀보 사보강	409
8.5.4 P6 버팀보 사보강	433

구조계산서 11권

제9장 파 전 제 2 교

9. 파전제2교	1
9.1 상부공	3
9.1.1 PSC	5
9.1.2 RPF	131
9.2 교대공	289
9.2.1 A1	291
9.2.2 A2	385
9.3 교각공	479
9.3.1 P1	481

구조계산서 12권

9.3.2 P2	3
9.4 내진해석	115
9.5 가시설공	135
9.5.1 P1,P2 버팀보 사보강	137

제10장 파 전 제 3 교

10. 파전제3교	161

10.1 상부공	163
10.1.1 PSC(S1~S3)	165
10.1.2 PSC(S4~S5,S7~S8)	287

구조계산서 13권

10.1.3 RPF	3
10.2 교대공	123
10.2.1 A1	125
10.2.2 A2	221
10.3 교각공	317
10.3.1 P1(P2)	319
10.3.2 P3	419
10.3.3 P5	517

구조계산서 14권

10.3.4 P6	3
10.3.5 P7(P4)	105
10.4 내진해석	205
10.5 가시설공	233
10.5.1 P4 버팀보	235
10.5.2 P4 버팀보 사보강	259
10.5.3 P5 버팀보	283
10.5.4 P5 버팀보 사보강	307
10.5.5 P7 버팀보	331
10.5.6 P7 버팀보 사보강	355

제11장 교 량 기 초

11. 교량기초	379
11.1 직접기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대)	381

구조계산서 15권

11.2 직접기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암)	3

C·O·N·T·E·N·T·S

11.3 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(풍화대)	221
11.4 말뚝기초 연직지지력, 연직침하량(연·경암)	241
11.5 말뚝기초 수평지지력, 수평변위	285
11.6 교대 활동 검토	451

12.18 파전 제2	117
12.19 파전 제3	231
12.20 파전 제4	345
12.21 파전 제5	459

구조계산서 16권

제12장 구 교

12.1 학미 제3	3
12.2 학미 제4	147
12.3 탑리 제1	239
12.4 탑리 제2	331
12.5 탑리 제3	435

구조계산서 20권

제13장 B(함)

13.1 B(함)산운제1	3
13.2 B(함)산운제2	299
13.3 B(함)산운제3~5	385
13.4 B(함)파전	471
13.5 B(함)연계, 탑리	631

구조계산서 17권

12.6 탑리 제4	3
12.7 탑리 제5	117
12.8 탑리 제6	221
12.9 탑리 제7	335
12.10 산운 제1	439
12.11 산운 제2	553

구조계산서 18권

12.12 산운 제3	3
12.13 산운 제4	95
12.14 산운 제5	187
12.15 순호 제1	301
12.16 순호 제2	415

구조계산서 19권

12.17 파전 제1	3

제8장 파전제1교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

8.1	상	부	공
8.2	교	대	공
8.3	교	각	석
8.4	내	진	공
8.5	가	시	공
		해	
		설	

8.3.1 P4

1. 설 계 조 건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; IPC + IPC
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 34.000 m
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 34.000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 14.500 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (l = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활 하 중 : KRL2012 (단 선)
 충격계수 i (%); IPC
 (시점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.076$
 IPC
 (중점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.076$
- 3) 풍 하 중
 교량상에 열차가 있을때 W = 1.5 kN/m'
 교량상에 열차가 없을때 W = 3.0 kN/m'
 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
 ②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원 심 하 중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차 량 횡 하 중
 레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 $K_h = 0.154$ (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)
 지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 나) 탄성계수 $E_c = \sqrt[3]{8,500 f_{cu}} \text{ (} f_{cu}=f_{ck}+4 \text{)}$
 $= 27500 \text{ MPa}$

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : $f_y = 400 \text{ Mpa}$
 나) 탄성계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

1.4 흙의 성질

1) 흙의 단위중량 (γ_t) $= 19.0 \text{ kN/m}^3$
 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) $= 20.0 \text{ kN/m}^3$
 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) $= 10.0 \text{ kN/m}^3$
 4) 기초저면의 N치 $= 50$
 5) 기초저면의 내부마찰각 $\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$
 (다만, $N > 5$)
 6) 최대지반반력
 상시 $= 700$
 지진시 $= 1050 \text{ (1.5배)}$

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = $Q_u / 3$	평상시 = $B / 6$	평상시 = 1.5
지진시 = $Q_u / 2$	지진시 = $B / 3$	지진시 = 1.2

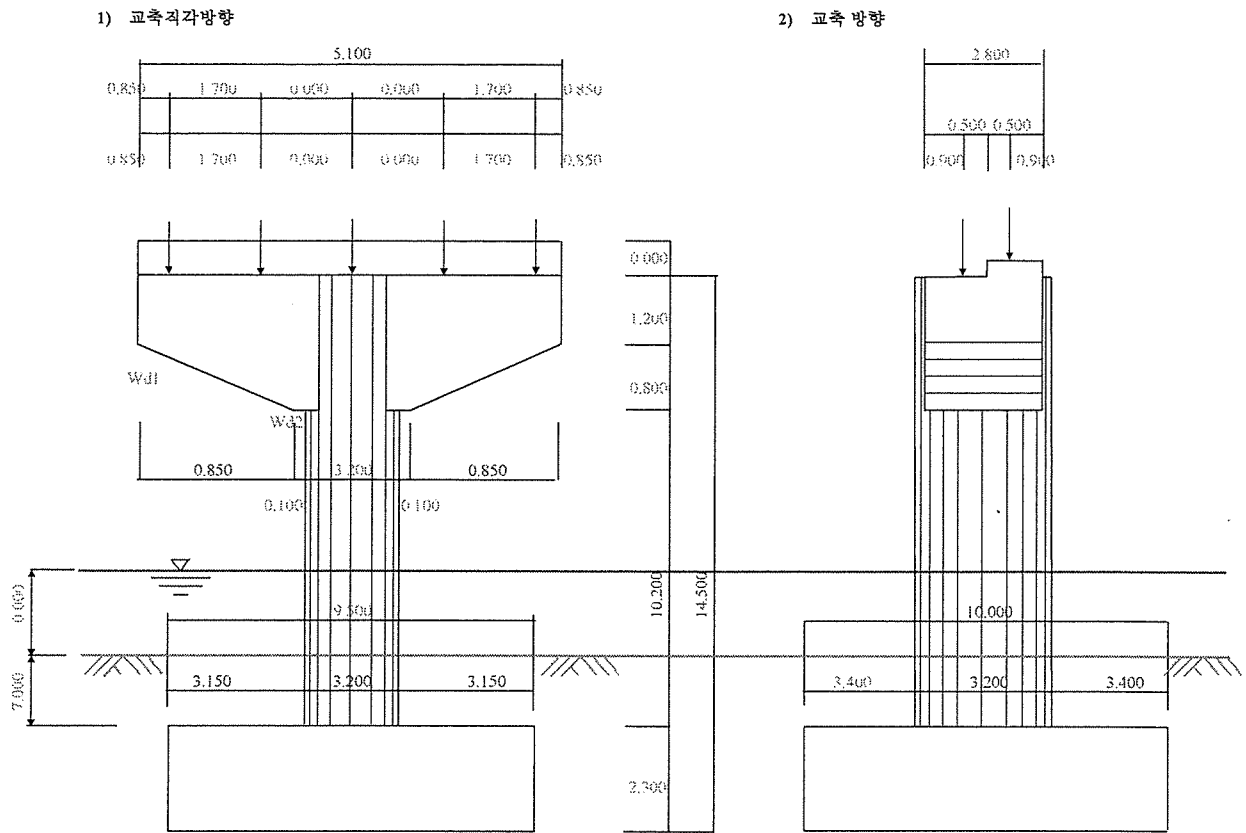
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

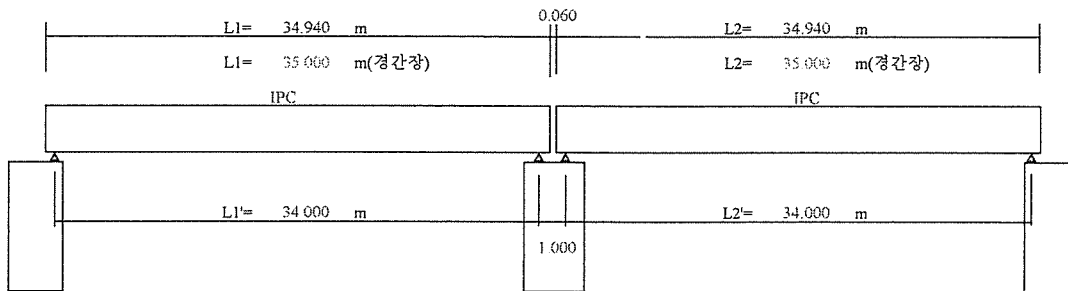
- ▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P4

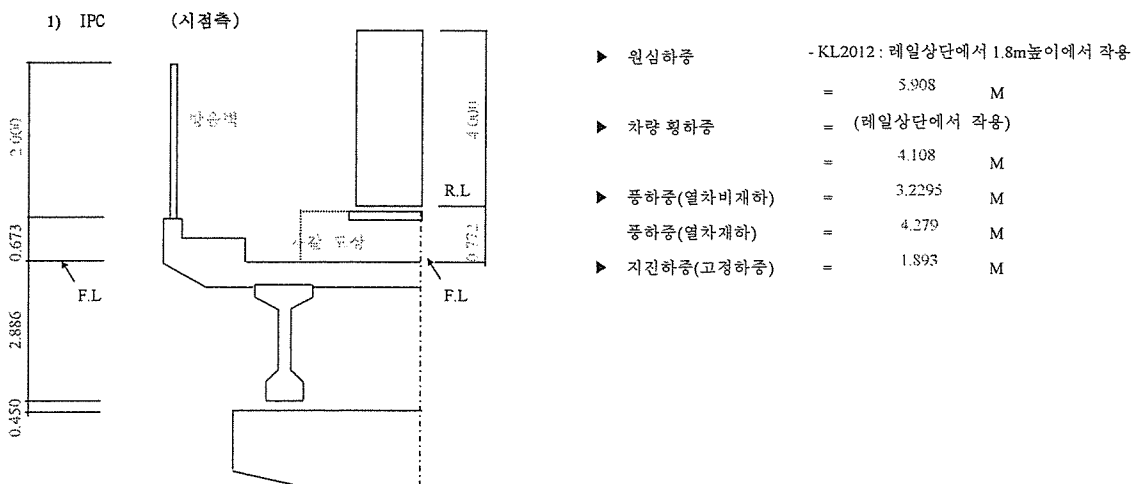
1.1 교각 단면 제원

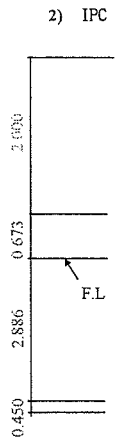


1.2 상부 제원

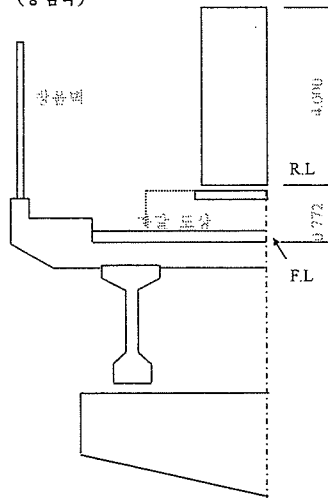


1.3 하중작용 위치산정





(중점측)



- ▶ 원심하중 = 5.908 M
 - ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용) = 4.108 M
 - ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.2295 M
 - ▶ 풍하중(열차재하) = 4.279 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 1.893 M
- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	IPC	1395.00		1380.00		1395.00		4170.00
	IPC	1395.00		1380.00		1395.00		4170.00
계		2790.00	0.00	2760.00	0.00	2790.00		8340.00

▣ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.200 \times 2.800 \times 24.500 = 82.320 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 2.000 \times 2.800 \times 24.500 = 137.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 3.200^2 \times 24.500$
 $\times 10.200 = 2009.815 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.300 \times 10.000 \times 24.500 = 563.500 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- IPC(35m)

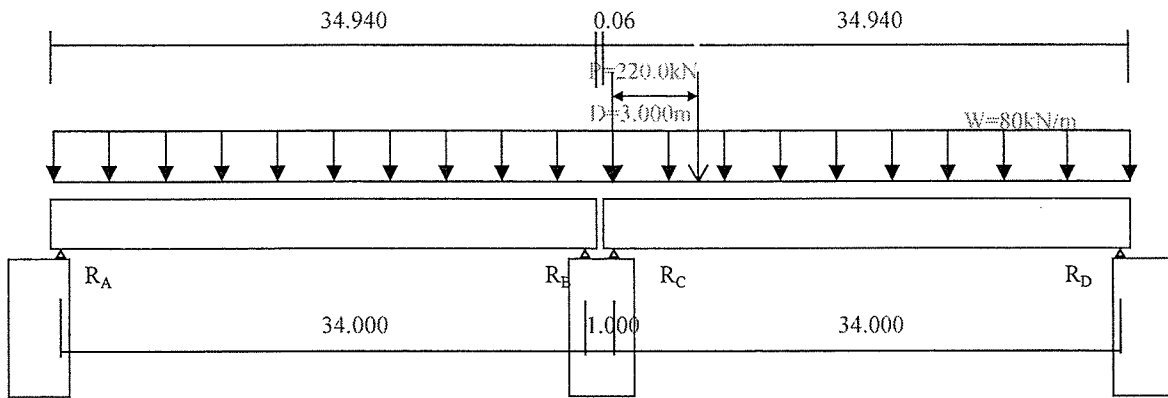
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.241	0.000	0.340	0.000	0.436		1.02
보도 하중 (단선)	0.623	0.000	0.262	0.000	0.000		0.88

- IPC(35m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.241	0.000	0.340	0.000	0.436		1.02
보도 하중 (단선)	0.623	0.000	0.262	0.000	0.000		0.88

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 1397.600 \text{ KN} & , & & R_C &= 1818.188 \text{ KN} \\ R_B &= 1397.600 \text{ KN} & , & & R_D &= 1417.012 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

보도폭 : $b = 0.85 \text{ m}$

균집하중 : $W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2$

$$W_b = 0.85 \times 5.00 \times 34.94 \times 1/2 = 74.248 \text{ KN}$$

$$W_c = 0.85 \times 5.00 \times 34.94 \times 1/2 = 74.248 \text{ KN}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	383.62	0.00	494.33	0.00	609.91		1487.86
R_{LC}	485.15	0.00	637.24	0.00	793.46		1915.85
ΣR_L	868.77	0.00	1131.57	0.00	1403.37		3403.72

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	409.17	0.00	530.29	0.00	656.10		1595.56
R_{LC}	518.39	0.00	684.03	0.00	853.55		2055.97
ΣR_L	927.56	0.00	1214.32	0.00	1509.65		3651.53

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 4.108 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 4.108 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- IPC

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

- IPC

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

4) 원심 하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 34.000 \quad , \quad 34.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.475}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.475}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.475 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.475 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) : } \quad \text{지점b} \quad 0.00 \quad \text{kN} \quad , \quad \text{지점c} \quad 0.00 \quad \text{kN}$$

$$P_{cb} = 0.00 \times 0.000 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$P_{cc} = 0.00 \times 0.000 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\ &= 5.780 \quad \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

- IPC

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1487.86 kN , 지점c 1915.85 kN

$$P_{cb} = 1487.86 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1915.85 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

5) 풍 하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	2.800	=	16.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.200	×	0.6	=	5.760	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.559	×	17.470	=	291.347	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.559	×	17.470	=	291.347	kN
	Mn3b	=	291.347	×	3.2295			=	940.905	kN·m
	Mn3c	=	291.347	×	3.230			=	940.905	kN·m
	Σ Mn3							=	1881.81	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 940.905 \times 1.700 / 5.780 = 276.737 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 940.905 \times -1.700 / 5.780 = -276.737 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 940.91 \times 1.700 / 5.780 = 276.737 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 940.91 \times -1.700 / 5.780 = -276.737 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1 =	1.500	×	2.000	×	2.800	=	8.400	kN
기둥	Wt2 =	1.500	×	3.200	×	0.6	=	2.880	kN/m
상부구조	Wn3b =	1.500	×	7.658	×	17.470	=	200.678	kN
	Wn3c =	1.500	×	7.658	×	17.470	=	200.678	kN
	Mn3b =	200.678	×	4.279			=	858.701	kN·m
	Mn3c =	200.678	×	4.279			=	858.701	kN·m
	Σ Mn3						=	1717.402	kN·m

▣ 교각에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 858.701 \times 1.700 / 5.780 = 252.559 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times -1.700 / 5.780 = -252.559 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 858.701 \times 1.700 / 5.780 = 252.559 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 858.701 \times -1.700 / 5.780 = -252.559 \text{ kN}$$

6) 유수압 ($P = K \times V^2 \times A$)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720
= 1.944 m/sec

A = 0.000 m² : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 m

7) 충돌 하중

▣ 유목에 의한 충돌하중 ($P = 0.1 \times W \times V$)

$$W = 100 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 1.944 / 0.85 : \text{표면유속}$$

$$= 2.287 \text{ m/sec}$$

$$P = 0.1 \times 100 \times 2.287 = 22.870 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

▣ 자동차의 충돌하중

$$\text{- 차도방향에 대하여} = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{- 차도 직각방향에 대하여} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교각)}	174.10		175.36		172.80	522.25	1.0교각+ 0.3교축
	H _{EB(교축)}	505.50		437.05		501.34	1443.88	0.3교각+ 1.0교축
종점측	H _{EC(교각)}	144.59		145.81		143.52	433.92	1.0교각+ 0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교각+ 1.0교축

$$M_{eb(\text{교각})} = 522.252 \times 1.893 = 988.623 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ec(\text{교각})} = 433.919 \times 1.893 = 821.408 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2$$

$$= 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 988.623 \times 1.700 / 5.780 = 290.771 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 988.623 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 988.623 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 988.623 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 988.623 \times (-1.700) / 5.780 = -290.771 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{EC1} = 821.408 \times 1.700 / 5.780 = 241.591 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 821.408 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 821.408 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 821.408 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 821.408 \times (-1.700) / 5.780 = -241.591 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비 고
기둥하단	848.824	5.601.452	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교각장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비 고
시점측	$H_{EB(\text{교직})}$	427.61		430.70		424.41	1282.72	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	1241.57		1073.45		1231.36	3546.37	0.3교직+1.0교축
중점측	$H_{EC(\text{교직})}$	355.14		358.12		352.51	1065.77	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 1282.724 \times 1.893 = 2428.197 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 1065.765 \times 1.893 = 2017.493 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{Eb1} = 2428.197 \times 1.700 / 5.780 = 714.176 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 2428.197 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 2428.197 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 2428.197 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 2428.197 \times (-1.700) / 5.780 = -714.176 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{EC1} = 2017.493 \times 1.700 / 5.780 = 593.380 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 2017.493 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 2017.493 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 2017.493 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 2017.493 \times (-1.700) / 5.780 = -593.380 \text{ kN}$$

$$P_E = 1282.72 + 1065.765 = 2348.489 \text{ kN}$$

$$M_c = 2348.489 \times 1.893 = 4445.690 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비 고
기둥하단	2.084.830	13757.95	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	4170.000	kN	4170.000	kN
편 심	0.500	m	-0.500	m

$$M_d = 4170 \times 0.500 + 4170 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1487.862	kN	1915.853	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$$M_{L\text{단선}} = 1487.86 \times 0.500 + 1915.85 \times -0.500 = -213.995 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1595.564	kN	2055.967	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$$M_{L\text{단선}} = 1595.56 \times 0.500 + 2055.97 \times -0.500 = -230.201 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 3.000 \times 1.200 \times 5.100 = 18.360 \text{ kN} \\ &3.000 \times 0.800 \times 4.250 = 10.200 \text{ kN} \\ &(\quad 18.360 + 10.200 \quad) / 5.100 = 5.600 \text{ kN/m} \\ \text{기둥} \quad W_{n2} &= 3.000 \times 3.200 \times 0.6 = 5.760 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 1.500 \times 1.200 \times 5.100 = 9.180 \text{ kN} \\ &1.500 \times 0.800 \times 4.250 = 5.100 \text{ kN} \\ &(\quad 9.180 + 5.100 \quad) / 5.100 = 2.800 \text{ kN/m} \\ \text{기둥} \quad W_{t2} &= 1.500 \times 3.200 \times 0.6 = 2.880 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μ_m ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

R_m ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

① KL2012

가) 제동하중 ; $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 35.000 = 700.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 35.000 = 700.000 \text{ kN}$$

나) 시동하중 ; $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 35.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 35.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 4170.00 + 1397.600 = 5567.600 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 700.00 - 417.570 \text{ (제동하중)}$$

$$= 1000.00 - 417.570 \text{ (시동하중)}$$

$$= 282.43 < T/2 = 350.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 582.43 > T/2 = 500.00 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 350.00 \text{ kN(제동하중), } 582.43 \text{ kN(시동하중)}$$

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 4170.00 + 1818.19 = 5988.188 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 898.228 > T/2 = 350.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 898.228 > T/2 = 500.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 350.000 \text{ kN(제동하중), } 500.000 \text{ kN(시동하중),}$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 582.430 + 500.000 = 1082.430 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 중하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 34.940 = 209.640 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 209.64 - 312.750$$

$$= -103.11 < T/2 = 104.82$$

$$\therefore T_f = 104.82 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 34.940 = 209.640 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 625.500 > T/2 = 104.820$$

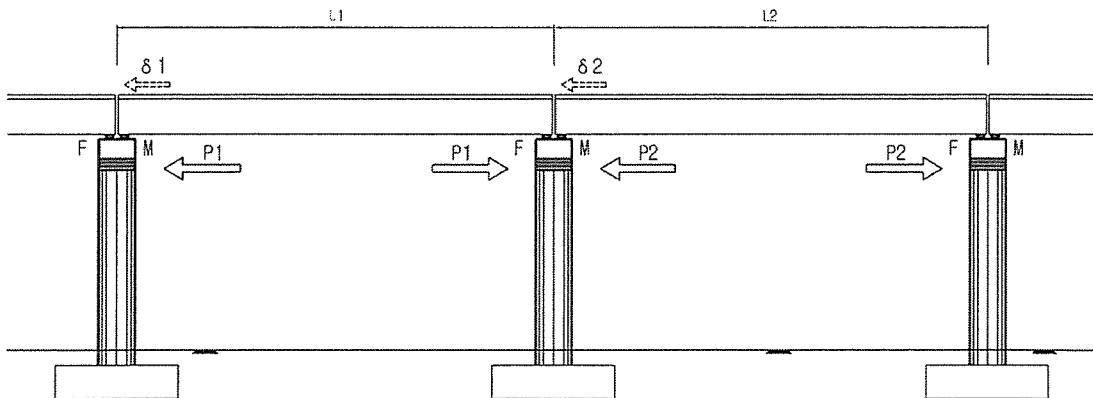
$$\therefore T_m = 104.82 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 104.820 + 104.820 = 209.640 \text{ kN}$$

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 4170.00 \times 0.150 = 625.500 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 4170.00 \times 0.150 = 625.500 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 5765.56 \times 0.150 = 864.835 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 6225.97 \times 0.150 = 933.895 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

$$\delta = \Delta t \times \alpha \times L$$

여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.000012 \times 34.000 = 0.0051 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.000010 \times 34.000 = 0.0051 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

$$\delta 1 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1192.654 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 5.147 m⁴

L: 12.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	625.500	1192.654	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	864.835	1775.084	교좌장치마찰에의한 수평력적용

$$\delta 2 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1192.654 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 5.147 m⁴

L: 12.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	625.500	1192.654	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	933.895	1692.654	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	625.500	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	433.895	슈마찰력 : MAX(Ts1', Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	1371.67	7416.06	0.3교 직+1.0교 축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

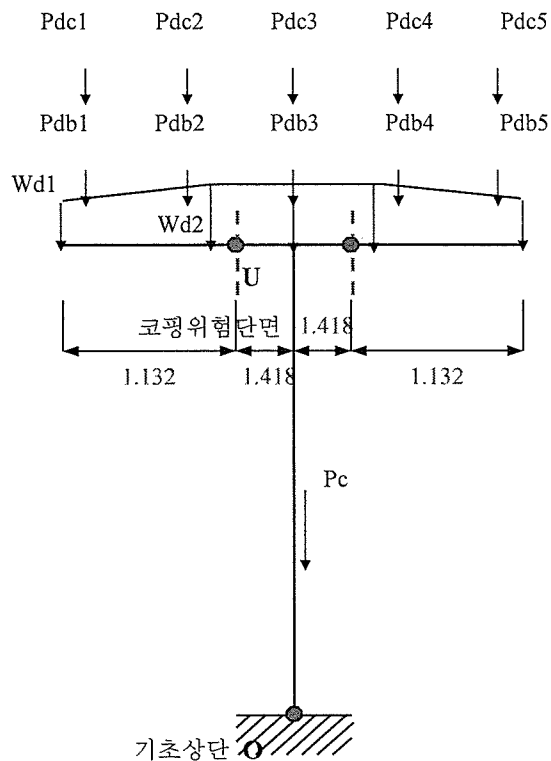
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	3369.01	18214.88	0.3교 직+1.0교 축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

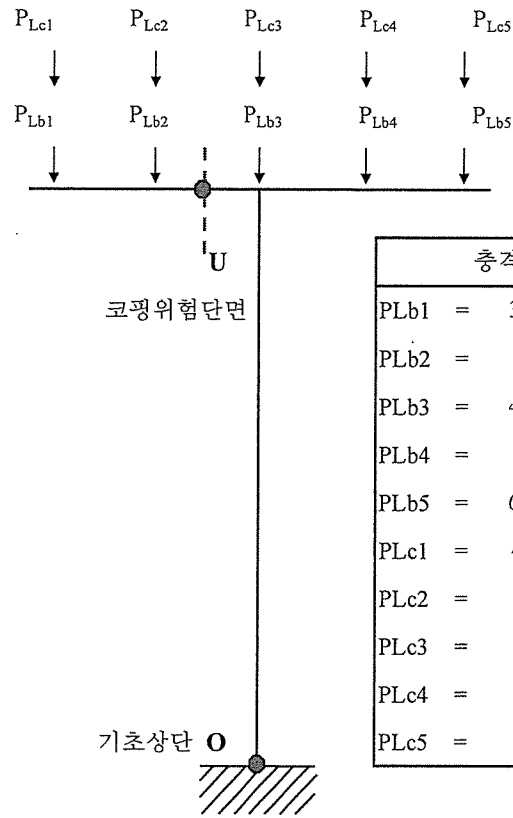
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	1395.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	1380.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	1395.00	kN
Pdc1	=	1395.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	1380.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	1395.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	2009.815	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1395.000	0.282	1395.000	393.442	1.700	1395.000	2371.500
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	1380.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	1380.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	1395.000	0.282	1395.000	393.442	-1.700	1395.000	-2371.500
Pcd1	1395.000	0.282	1395.000	393.442	1.700	1395.000	2371.500
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	1380.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	1380.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	1395.000	0.282	1395.000	393.442	-1.700	1395.000	-2371.500
Wd1	109.76	0.565	93.296	52.74678309	0.000	186.592	0.000
Wd2	137.200	0.141	38.69546532	5.456774915	0.000	466.480	0.000
Pc	2009.815	-1.418	0.000	0	0.000	2009.815	0.000
합 계			2921.99	845.087		11002.887	0.000

2-2) 활 하중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시		충격 고려시(모멘트)	
PLb1	= 383.622 kN	PLb1	= 409.172 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 494.328 kN	PLb3	= 530.292 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 609.913 kN	PLb5	= 656.101 kN
PLc1	= 485.15 kN	PLc1	= 518.39 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 637.24 kN	PLc3	= 684.03 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 793.46 kN	PLc5	= 853.55 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(S_u)	모멘트(M_u)	거리	수직력(P_o)	모멘트(M_{ox})
PLb1	383.622	0.282	383.622	108.196	1.700	383.622	652.157
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	494.328	-1.418	0.000	0.000	0.000	494.328	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	609.913	0.282	609.913	172.018	-1.700	609.913	-1036.851
PLc1	485.152	0.282	485.152	136.831	1.700	485.152	824.758
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	637.244	-1.418	0.000	0.000	0.000	637.244	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	793.457	0.282	793.457	223.784	-1.700	793.457	-1348.877
합 계			1403.370	395.802		3403.715	908.813

Moy= -213.995 kN·m

Ho= 0.000 kN

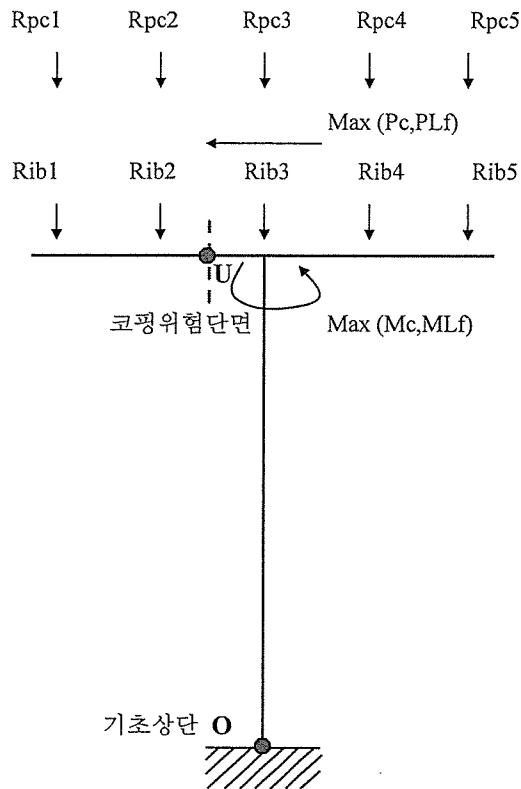
▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	409.172	0.282	409.172	115.402	1.700	409.172	695.592
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	530.292	-1.418	0.000	0.000	0.000	530.292	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	656.101	0.282	656.101	185.045	-1.700	656.101	-1115.372
PLc1	518.390	0.282	518.390	146.205	1.700	518.390	881.264
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	684.031	-1.418	0.000	0.000	0.000	684.031	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	853.545	0.282	853.545	240.731	-1.700	853.545	-1451.027
합 계			1509.646	425.776		3651.531	989.543

Moy= -230.201 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

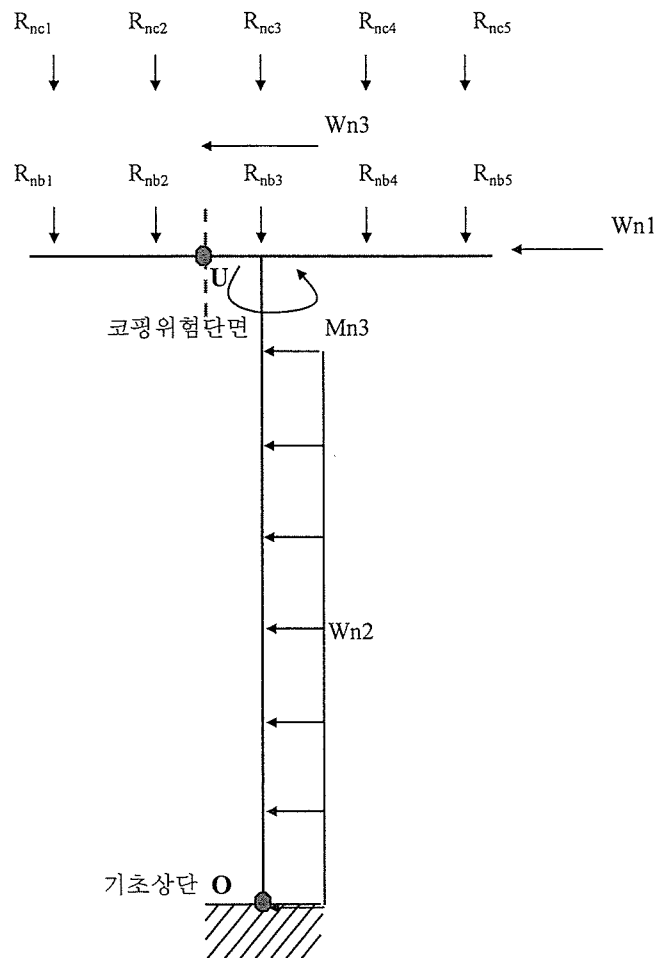
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf, Mc)	=	0.000	kN·m

Rib1	=	0.000	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	0.000	kN
Rpc1	=	0.000	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	0.000	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	0.282	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	0.000	0.282	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.282	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	0.000	0.282	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	12.200	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

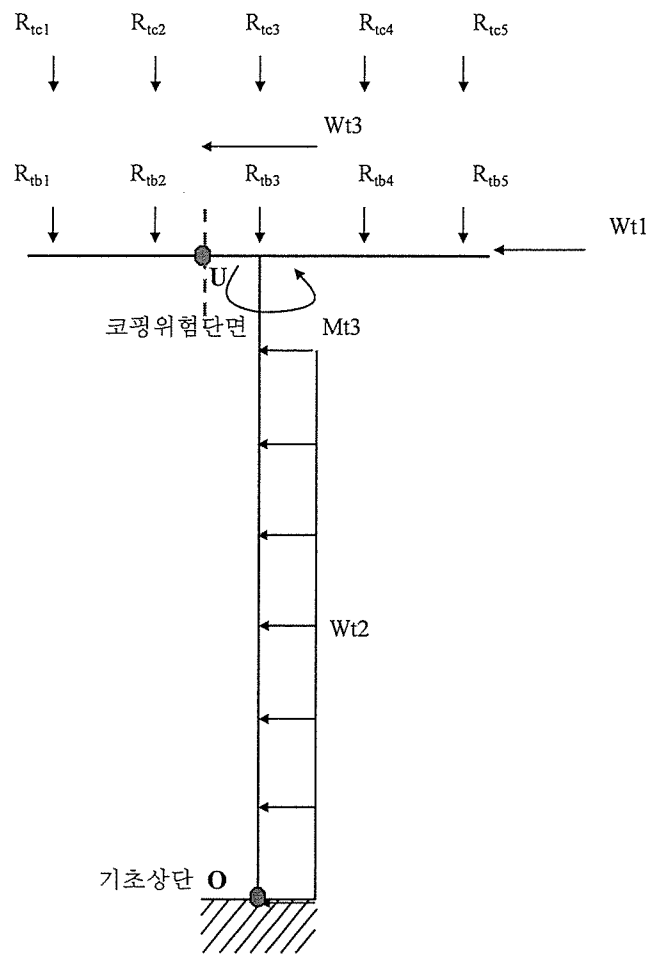


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.760	kN/m
Wn3b	=	291.347	kN
Wn3c	=	291.347	kN
Mn3	=	1881.810	kN·m

Rnb1	=	276.737	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-276.737	kN
Rnc1	=	276.737	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-276.737	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	276.737	0.282	276.737	78.050	1.700	276.737	470.453
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb5	-276.737	0.282	-276.737	-78.050	-1.700	-276.737	470.453
Rnc1	276.737	0.282	276.737	78.050	1.700	276.737	470.453
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc5	-276.737	0.282	-276.737	-78.050	-1.700	-276.737	470.453
Wn1	16.80	-	-	-	12.200	-	204.960
Wn2	58.75	-	-	-	5.100	-	299.635
Wn3	582.69	-	-	-	12.200	-	7108.867
합 계	658.246		553.474	156.100		0.000	9495.272

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

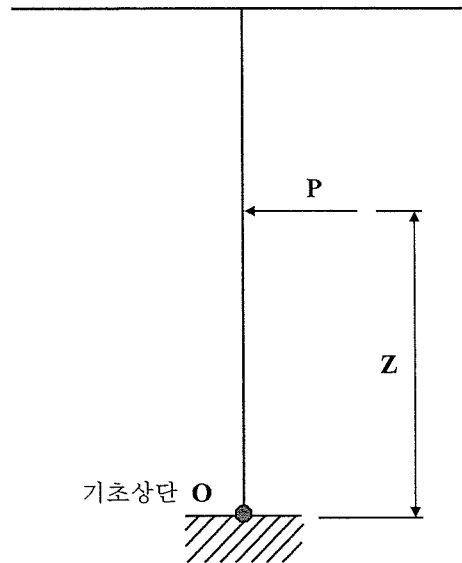


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.880	kN/m
Wt3b	=	200.678	kN
Wt3c	=	200.678	kN
Mt3	=	858.701	kN·m

Rtb1	=	252.559	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-252.559	kN
Rtc1	=	252.559	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-252.559	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	252.559	0.282	252.559	71.231	1.700	252.559	429.351
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-252.559	0.282	-252.559	-71.231	-1.700	-252.559	429.351
Rtc1	252.559	0.282	252.559	71.231	1.700	252.559	429.351
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc5	-252.559	0.282	-252.559	-71.231	-1.700	-252.559	429.351
Wt1	8.40	-	-	-	12.200	-	102.480
Wt2	29.38	-	-	-	5.100	-	149.818
Wn3	401.36	-	-	-	12.200	-	4896.543
합 계	439.132		505.118	142.462		0.000	6866.243

6) 유수 압 (L.C 6)



P	$=$	0.000	kN
Z	$=$	7.000	m

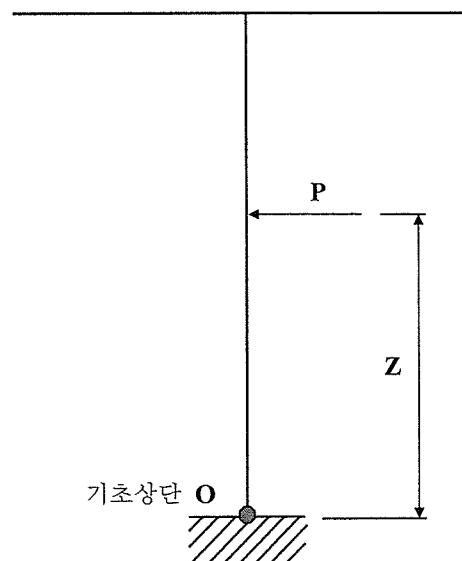
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 0.000 \times 7.000 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 0.000 \text{ kN}$$

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	$=$	1000.000	kN
Z	$=$	8.800	m

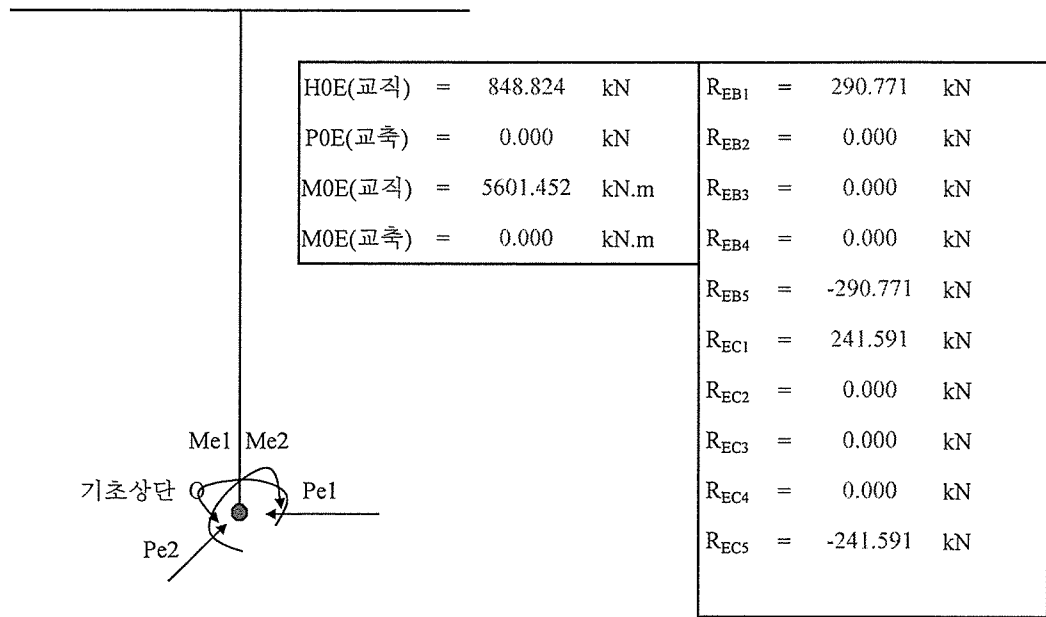
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 1000.000 \times 8.800 = 8800.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

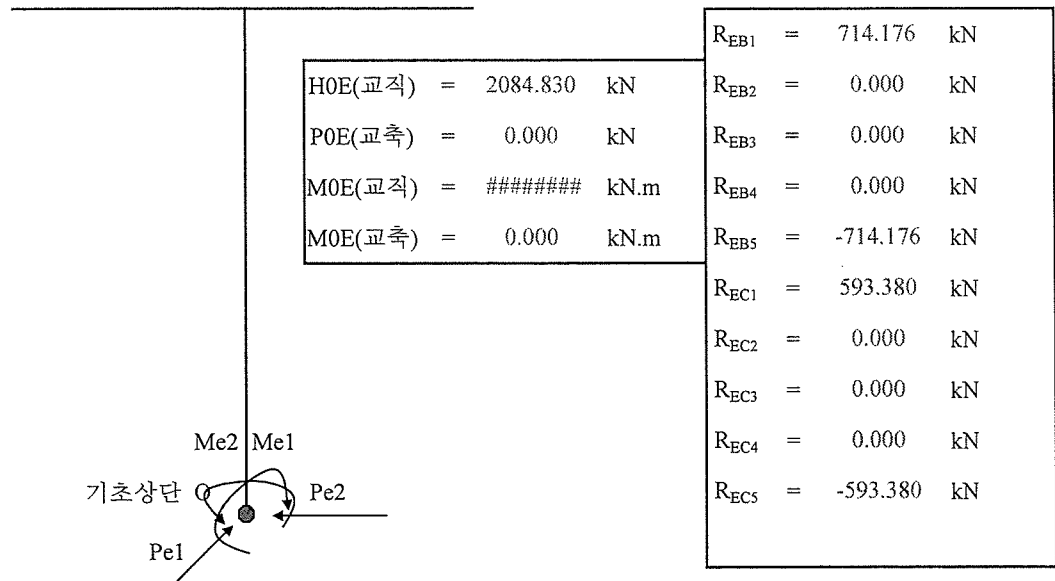
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	290.771	0.282	290.771	82.008	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-290.771	0.282	-290.771	-82.008	-	-	-
REC1	241.591	0.282	241.591	68.137	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-241.591	0.282	-241.591	-68.137	-	-	-
He1	848.824	-	-	-	-	-	5601.452
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			532.362	150.146			

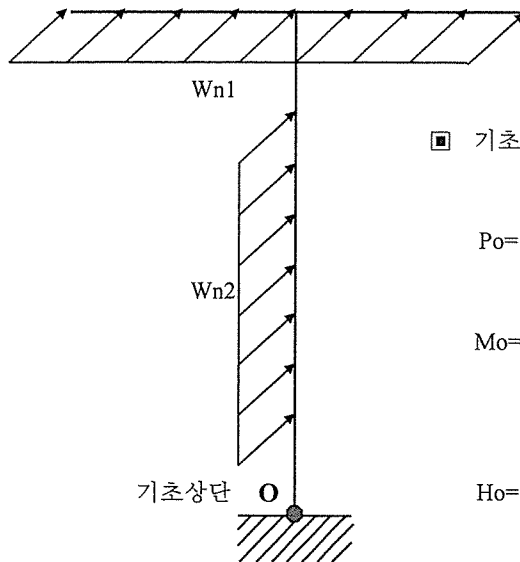
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	714.176	0.282	714.176	201.424	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-714.176	0.282	-714.176	-201.424	-	-	-
REC1	593.380	0.282	593.380	167.355	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-593.380	0.282	-593.380	-167.355	-	-	-
He1	2084.830	-	-	-	-	-	13757.952
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1307.556	368.779			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



W_{n1}	=	5.600	kN/m
W_{n2}	=	5.760	kN/m

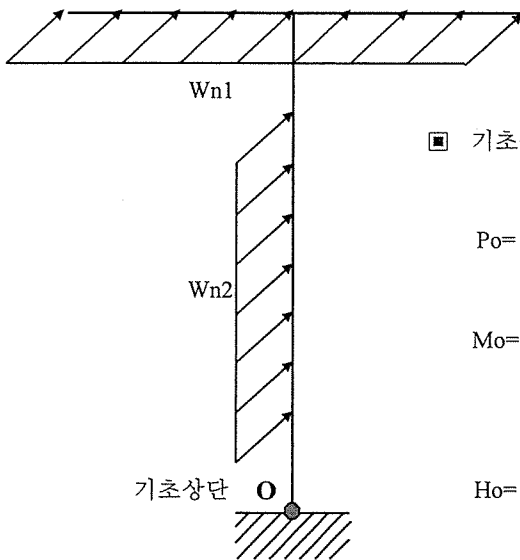
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 28.560 \times 11.200 + 58.752 \times 5.100 = 619.507 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 87.3120 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



W_{n1}	=	2.800	kN/m
W_{n2}	=	2.880	kN/m

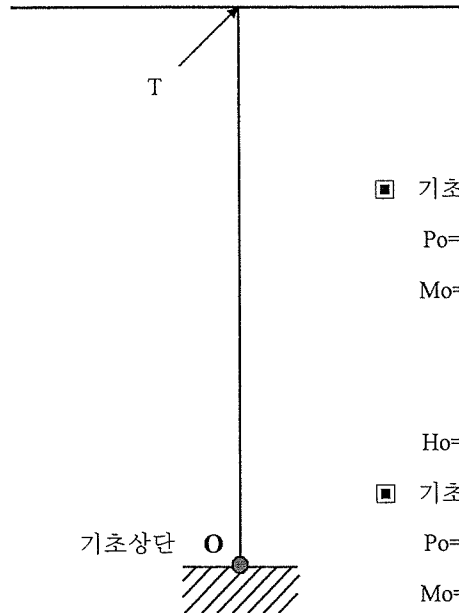
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 14.280 \times 11.200 + 29.376 \times 5.100 = 309.754 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 43.6560 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	582.430	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	500.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 12.650 + \\ & 0.000 \times 12.650 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 0.00 \text{ kN}$$

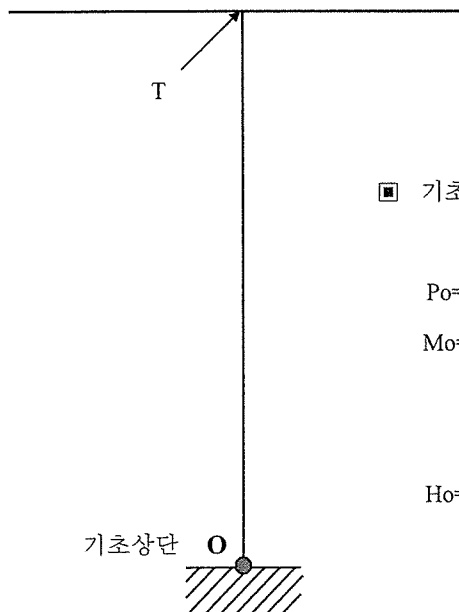
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 582.430 \times 12.650 + \\ & 500.000 \times 12.650 \\ &= 13692.740 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1082.43 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	104.820	kN
T_m	=	104.820	kN

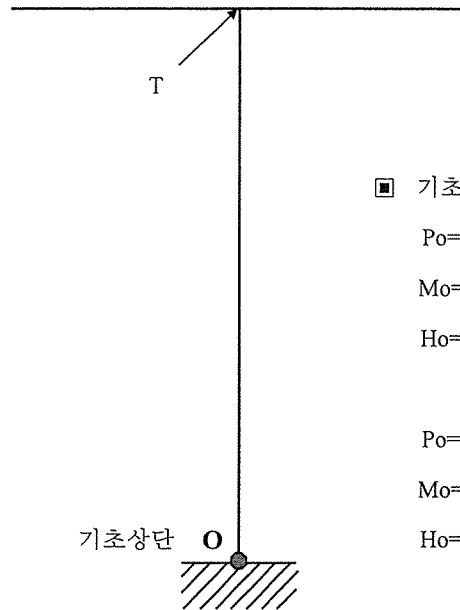
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 104.820 \times 12.650 + \\ & 104.820 \times 12.650 \\ &= 2651.946 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 209.640 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	625.500	kN
시제동하중 작용시	=	433.895	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 625.500 \times 12.650 = 7912.575 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

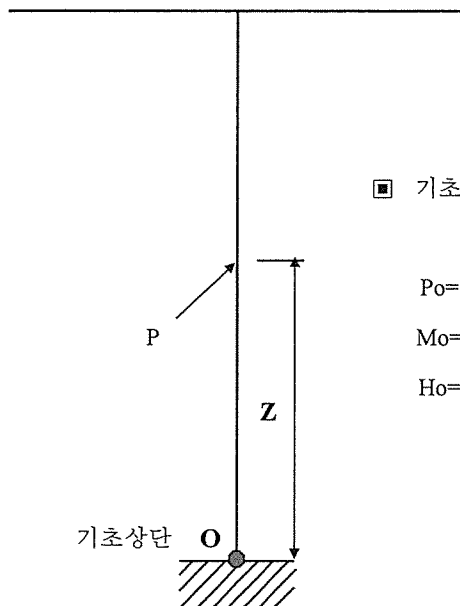
$$H_o = 625.500 \text{ kN}$$

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 433.895 \times 12.650 = 5488.771 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 433.895 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	8.800	M

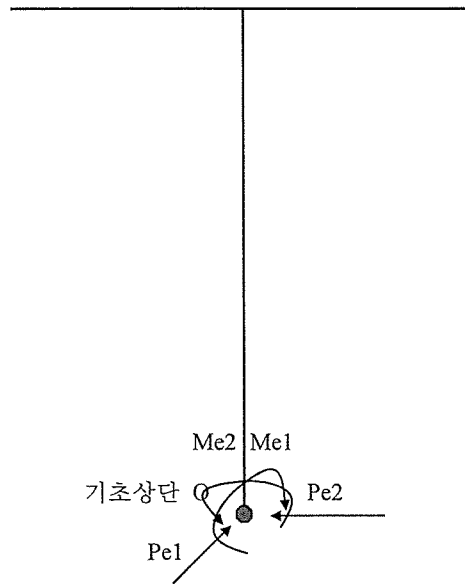
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 500.000 \times 8.800 = 4400.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 500.000 \text{ kN}$$

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

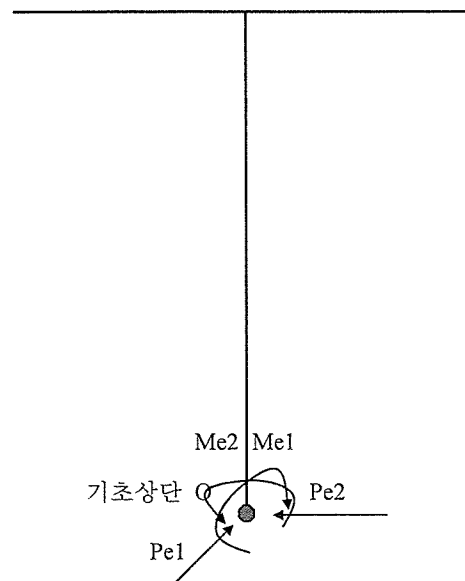
He1= 1371.669 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= 7416.058 kN

Me2= 0.000 kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

He1= 3369.012 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.00 kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우		전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중	2,922	845	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	단선교량
		충격 고려시	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,403	396
		충격 고려시	1,510	426
Load Case 3-1	형 하 중 및 원심 하 중	복 선	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	
Load Case 4	풍 하 중(교량상 열차가 없을 때)	553	156	
Load Case 5	풍 하 중(교량상 열차가 있을 때)	505	142	
Load Case 6	유 수 압	-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중	-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)	532	150	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)	1,308	369	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고 정 하 중 + 자 중	활 하 중 (충격 고려)		형 하 중 원심 하 중		풍 하 중		유 수 압	충 돌 에 의 한 하 중	지 진 하 중 (100)	지 진 하 중 (1000)	전 단 력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
		복 선	단 선	복 선	단 선	열 차 가 없 을 때	열 차 가 있 을 때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,922	845	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	4,432	1,271	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	3,475	1,001	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	3,427	988	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	4,937	1,413	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,922	845	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	4,432	1,271	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	3,475	1,001	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하 중 경 우	고 정 하 중 + 자 중	활하중 (충격고려)		형하중 원심하중		풍하중		유 수 압	충 돌 에 의 한 하 중	지 진 하 중 (100)	지 진 하 중 (1000)	전 단 력 (kN)	모 멘 트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없을때	열차 가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	3,945	1,141	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	6,738	1,929	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	4,675	1,352	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	7,091	2,033	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	3,945	1,141	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	6,058	1,737	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	4,692	1,352	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	4,627	1,333	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	6,740	1,929	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,945	1,141	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	6,058	1,737	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	4,171	1,201	
comb 23	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00		4,759	1,363	운행성
comb 24	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-		1.00	5,535	1,582	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.93=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교 직 수 평 력 (kN)	교 축 수 평 력 (kN)	연 직 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (kN·m)	교 축 모 멘 트 (kN·m)
교 직 방 향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	11,003	-	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,404	909	214
			충격 고려시	-	-	3,652	990	230
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		658	-	-	9,495	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		439	-	-	6,866	-
교 직 방 향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	8,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		849	-	-	5,601	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,085	-	-	13,758	-
교 축 방 향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	87	-	-	620
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	44	-	-	310
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,082	-	-	13,693
	L.C 13	장대레일중하중		-	210	-	-	2,652
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	626	-	-	7,913
			시제동하중 작용	-	434	-	-	5,489
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	4,400
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,372	-	-	7,416
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	3,369	-	-	18,215

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	11,003	-	-	-	-	
combo 2	14,654	-	990	-	230	
combo 3	11,003	-	-	626	7,913	
combo 4	14,654	-	990	626	8,143	
combo 5	11,003	658	9,495	713	8,532	
combo 6	11,003	439	6,866	687	8,450	
combo 7	14,654	439	7,856	1,770	22,373	
combo 8	11,003	1,000	8,800	500	4,400	
combo 9	14,654	1,000	9,790	500	4,630	
combo 10	11,003	1,658	18,295	587	5,020	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차 가없을때	열차 가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.93 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	14,854	-	-	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	21,609	-	1,831	-	426	철설기 8.3.1
comb 13	17,605	-	-	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	23,447	-	1,583	-	368	철설기 8.3.2
comb 15	14,854	-	-	844	10,682	철설기 8.3.3
comb 16	19,966	-	1,385	844	11,004	철설기 8.3.3
comb 17	14,854	889	12,819	962	11,518	철설기 8.3.4
comb 18	14,854	593	9,269	938	11,541	철설기 8.3.5
comb 19	19,966	593	10,655	2,454	31,033	철설기 8.3.5
comb 20	14,854	1,350	11,880	675	5,940	철설기 8.3.7
comb 21	19,966	1,350	13,265	675	6,262	철설기 8.3.7
comb 22	13,203	1,990	21,954	705	6,023	철설기 8.3.8
comb 23	14,399	-	920	1,372	7,630	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	14,399	849	6,522	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	14,399	-	920	3,369	18,429	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	14,399	2,085	14,678	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중 경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-	
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-	
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	
comb 39	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 40	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 41	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 42	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.93 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	8,802	-	-	-	-	철설기 8.3.1
comb 28	15,558	-	1,831	-	426	철설기 8.3.1
comb 29	8,802	-	-	-	-	철설기 8.3.2
comb 30	14,645	-	1,583	-	368	철설기 8.3.2
comb 31	8,802	-	-	844	10,682	철설기 8.3.3
comb 32	13,914	-	1,385	844	11,004	철설기 8.3.3
comb 33	8,802	889	12,819	962	11,518	철설기 8.3.4
comb 34	8,802	593	9,269	938	11,541	철설기 8.3.5
comb 35	13,914	593	10,655	2,454	31,033	철설기 8.3.5
comb 36	8,802	1,350	11,880	675	5,940	철설기 8.3.7
comb 37	13,914	1,350	13,265	675	6,262	철설기 8.3.7
comb 38	9,903	1,990	21,954	705	6,023	철설기 8.3.8
comb 39	14,399	-	920	1,372	7,630	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	14,399	849	6,522	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	14,399	-	920	3,369	18,429	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	14,399	2,085	14,678	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 종하중	온도 하중	충돌하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

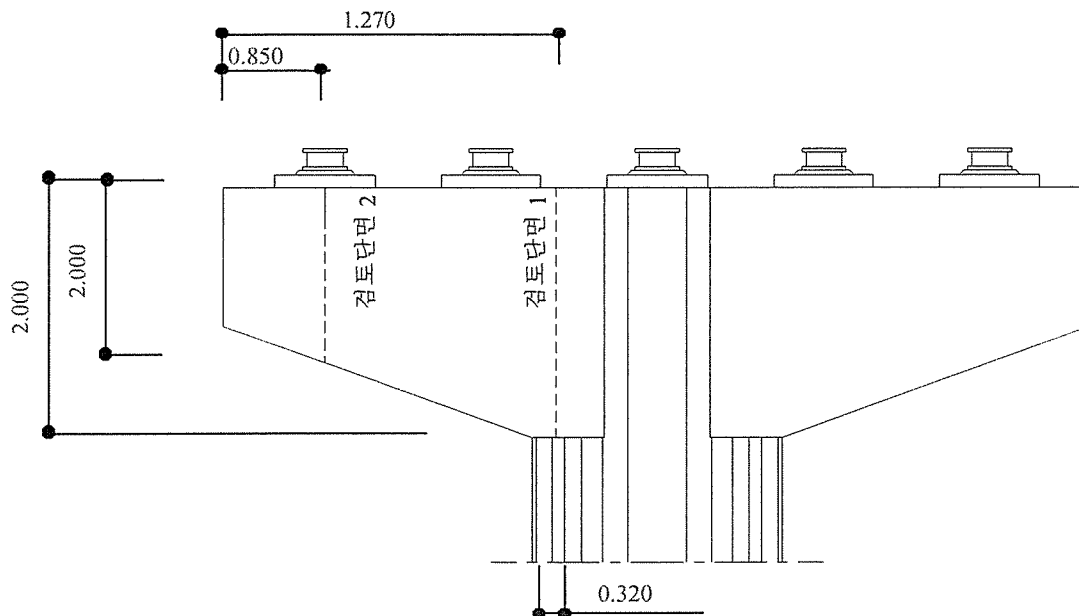
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	11,003	-	-	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	14,407	-	909	-	214	철설기 8.3.1
combo 45	11,003	-	-	626	7,913	철설기 8.3.3
combo 46	14,407	-	909	626	8,127	철설기 8.3.3
combo 47	11,003	658	9,495	713	8,532	철설기 8.3.4
combo 48	11,003	439	6,866	687	8,450	철설기 8.3.5
combo 49	14,407	439	7,775	1,770	22,357	철설기 8.3.5
combo 50	11,003	1,000	8,800	500	4,400	철설기 8.3.7
combo 51	14,407	1,000	9,709	500	4,614	철설기 8.3.7
combo 52	11,003	1,790	20,194	605	5,143	철설기 8.3.8
combo 53	14,407	-	909	1,372	7,630	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	14,407	849	6,510	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	14,407	-	909	3,369	18,429	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	14,407	2,085	14,667	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 5	1,413	
계수하중	최대모멘트	comb 14	2,033	
	최대전단력	comb 14	7,091	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	2.033	7,091	1,413

$L_n = 840.00 \text{ mm}$ $L_n/D = 840.00 / 1850.00 = 0.454 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	- mm ² ,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm² [사용률 6.938 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 119.224 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03592 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

∵ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 3067.369 \text{ mm}^2$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 207,325 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 18,130 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4,090 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 119.224 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 12954.669 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2033.380 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 6.371] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 2800.0 \times 1850.00 / 1000 = 4019.37 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 7090.621 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 7090.621 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

$$\text{수직 전단철근량 : } A_v, \text{ 간격 : } S_v \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0025 \times b \times S_v, \quad S_v \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$\text{수평 전단철근량 : } A_h, \text{ 간격 : } S_h \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0015 \times b \times S_h, \quad S_h \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$V_u = \Phi V_n = \Phi(V_c + V_s)$$

$$S_v = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_v = 6 \times 287 = 1,719 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 2800 \times 200 = 1,400 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200 \text{ mm 로 배근}$$

$$S_h = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370.000 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 2800 \times 200.00 = 840.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 5406.255 \text{ kN}$$

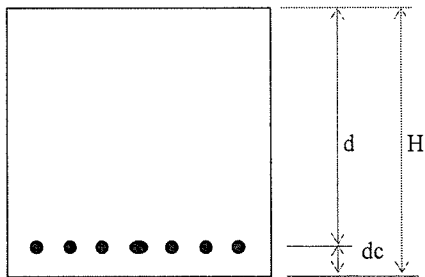
- 전단강도검토

$$V_u = 7090.621 \text{ kN} < \Phi(V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	2,800	mm,
$d =$	1,850	mm,	$d_c =$	150	mm,
$M_o =$	1,413	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 39 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) &= & 40 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 88 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 1,576 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격;} \quad 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 1576 \text{ mm O.K!!}$$

6.2 지점부 (corbel 검토)

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.75 \quad \Phi_v = 0.75$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	2033.380	7090.621	1413.325

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7090.621 \text{ kN}$$

$$M_u = 2033.380 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 2033.380 / 7090.621 = 0.287 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m}$$

$$a / d = 0.287 / 1.850 = 0.155 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 7090.621 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 7090.621 = 1418.124 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$$

$$= 2033.380 + 1418.124 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 2246.099 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2.800 \times 1.850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2.800 \times 1.850 = 29,008 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 7.091 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{7.090,621}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 16,882 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_p)의 설계

$$M_u = 2,246 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{21}{0.006} = 3,816 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,418 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1,418 / (0.75 \times 400)$$

$$= 4727.080 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 3816 + 4727 = 8,543 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 16882 + 4727 = 15,982 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 2800 \times 1850 = 15,540 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15,982 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.332 \text{]}$$

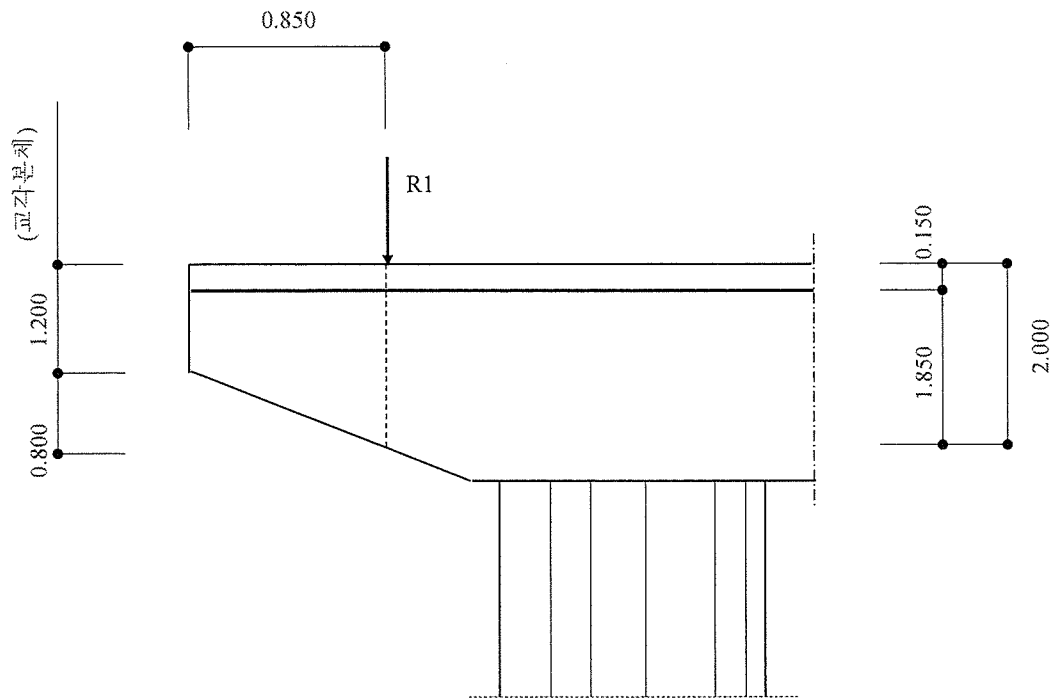
- O.K -

바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15,982 - 4,727) = 5,627 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	6	단	=	10,314 mm ²	∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.75$ $\Phi_v = 0.75$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	147.994	2995.069	1413.325

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{01} &= 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN} \\
 W_{02} &= \frac{1}{2} \times 0.800 \times 0.850 \times 2.800 \\
 &\quad \times 24.500 = 23.324 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 93.296 \text{ kN} \\
 M_{01} &= 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m} \\
 M_{02} &= 23.324 \times 0.283 = 6.601 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 36.339 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 1395.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 383.622 \text{ kN}$$

라) 설계하중 ($1.6 \times \text{자중} + 1.6 \times \text{고정하중} + 1.6 \times \text{활하중}$)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 93.296 + 1.6 \times 1395.000 + 1.6 \times 383.622 \\ &= 2995.069 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 36.339 \\ &= 58.142 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 58.142 / 2995.069 = 0.019 \text{ m} \\ d &= 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m} \\ a / d &= 0.019 / 1.850 = 0.010 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2995.069 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2995.069 = 599.014 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 58.142 + 599.014 \times (2.000 - 1.850) \\ &= 147.994 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$\begin{aligned}
 V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\
 &\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1850.00 = 31080.000 \text{ kN} \\
 &\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1850.00 = 29008.000 \text{ kN} \\
 \Phi V_{n\_max} &= 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 21756.000 \text{ kN} > V_u = 2995.069 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4) \\
 &= 2995069.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4) \\
 &= 7131.117 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$\begin{aligned}
 M_u &= 147.994 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 a &= \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2) \\
 A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\
 &= \frac{1.401}{0.006} = 250.085 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$\begin{aligned}
 N_u &= 599.014 \text{ kN} \\
 A_n &= N_u / (\Phi \times f_y) = 599.014 / (0.75 \times 400) \\
 &= 1996.713 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 250.085 + 1996.713 = 2246.798 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 7131.117 + 1996.713 = 6750.791 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1850.000 = 15540.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15540.000 \text{ mm}^2$$

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 =	300 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.369 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15540.000 - 1996.713) \\ = 6771.644 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	6	단	=	10314.000 mm ²	∴ O.K!!

7.기 동 설 계

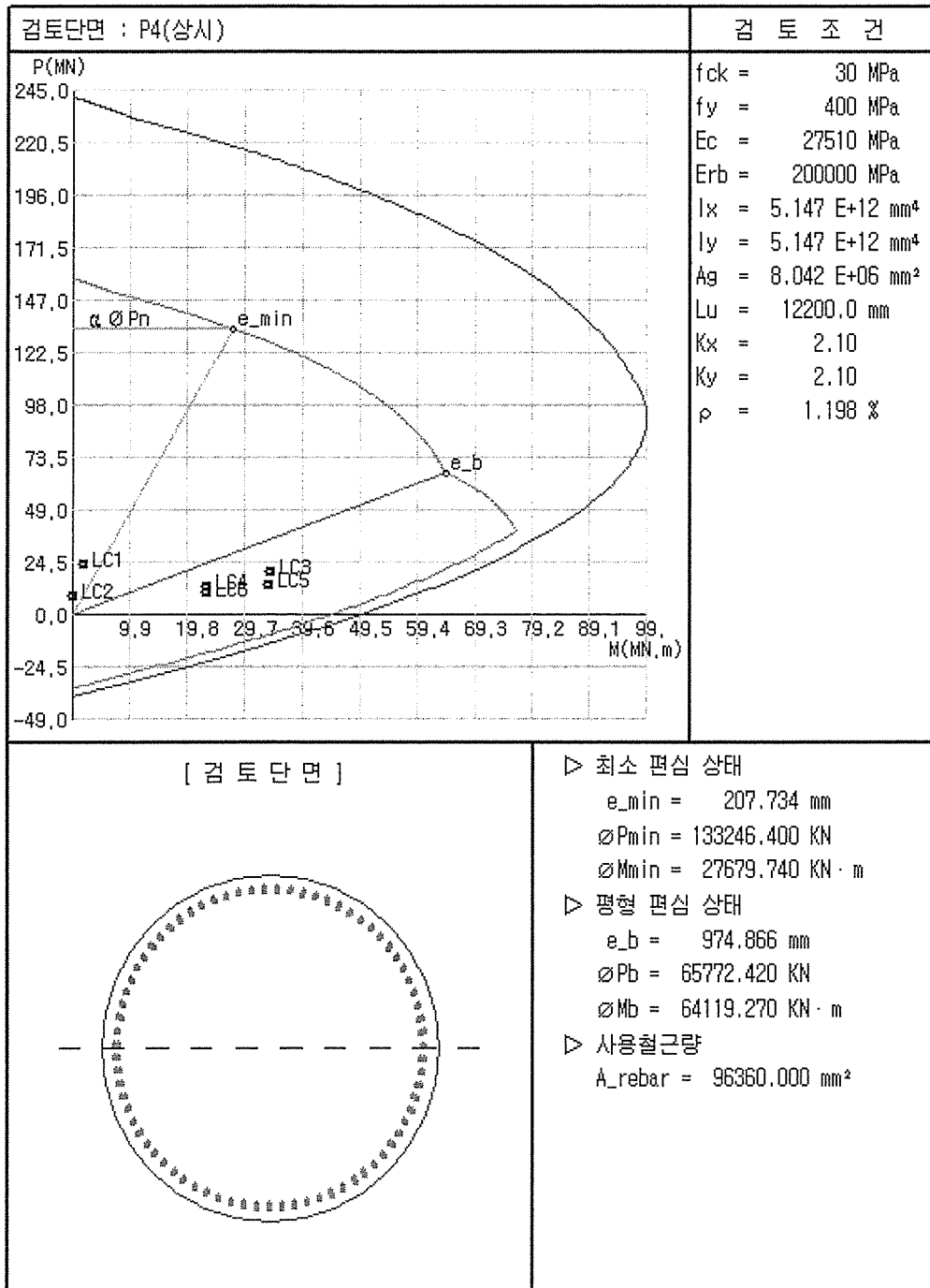
7.1 단면력 집계

구 분		하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
				교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	comb 14	23,447	0	0	368	1,583	Load case 1
	최소축력	comb 27	8,802	0	0	0	0	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	19,966	2,454	593	31,033	10,655	Load case 3
		교직방향	13,203	705	1,990	6,023	21,954	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	13,914	2,454	593	31,033	10,655	Load case 5
		교직방향	9,903	705	1,990	6,023	21,954	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	comb 23	14,399	1,372	0	7,630	920	Load case 7
	교축직각방향	comb 24	14,399	0	849	214	6,522	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	comb 25	14,399	3,369	0	18,429	920	Load case 9
	교축직각방향	comb 26	14,399	0	2,085	214	14,678	Load case 10

7.2 기동해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P4(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P4(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 3200.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 12200.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

-. 2단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

-. 총 사용 철근량 : $A_{st} = 96360.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 23447.069 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 368.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 368.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 1583.269 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 1583.269 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.038$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.038$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 382.358 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 1643.603 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 1687.492 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 76.904^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.73 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 71.97 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.280 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.972 + 14782.739 + -11101.692 = 100932.000 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.543 + 15566.455 + 13337.893 = 98364.890 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.57 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65198$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65805.26 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64131.55 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

$\alpha P_n = \alpha \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 204994.500 \text{ KN}$
 $M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 42583.748 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강도 감 소 계 수 : $\phi = 0.650$
축력 감 소 계 수 : $\alpha = 0.850$
설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 133246.417 \text{ KN} \geq P_u = 23447.069 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$
설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 27679.437 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1687.492 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 8802.310 \text{ KN}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.014$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.014$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 0.000^\circ$

최 소 편 심 : $e_{\min} = 207.73 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 0.00 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.297 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97249.566 + 14782.718 + -11101.579 = 100930.700 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.096 + 15566.406 + 13337.744 = 98364.240 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.57 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65197$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65804.23 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64130.97 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{\min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = -0.10000 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 204994.500 \text{ KN}$

$M_n = \alpha P_n \times e_{\min} = 42583.624 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 133246.417 \text{ KN} \geq P_u = 8802.310 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

$$\text{설 계 힘 강 도 : } \phi M_n = 27679.353 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(3) Load Case 3

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 19966.041 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{계수모멘트(X) : } M_{ux} &= 31032.850 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.s} &= 31032.850 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} &= 10654.788 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.s} &= 10654.788 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 세장비 : } \lambda_x &= 32.0 \\ \text{Y축 세장비 : } \lambda_y &= 32.0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{지속 계수하중비 : } \beta_{dx} &= 0.000 \\ &: \beta_{dy} = 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대계수 : } \delta_{x.ns} &= 1.000 \\ &: \delta_{x.s} = 1.032 \\ \text{Y축 확대계수 : } \delta_{y.ns} &= 1.000 \\ &: \delta_{y.s} = 1.032 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} &= 32034.197 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} &= 10998.588 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u &= 33869.732 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} &= 18.949^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심 : } e_{min} &= 207.73 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심 : } e &= 1696.37 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.297 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} P_b &= C_c + C_s + T_t = 97251.149 + 14782.684 + -11101.446 = 100932.400 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 69460.417 + 15566.560 + 13337.710 = 98364.690 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{평 형 편 심 : } e_b &= 974.56 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t &= 0.00202 \\ \text{강도 감소 계 수 : } \phi &= 0.65197 \\ \text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b &= 65805.13 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b &= 64131.06 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1275.143$ mm 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1696.367 \text{ mm} \approx e = 1696.367 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.004234 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 59791.843 + 11590.895 + -18418.424 = 52964.320 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 58328.622 + 13903.762 + 17614.527 = 89846.910 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00423$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00423 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.836$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 44288.942 \text{ KN} \geq P_u = 19966.041 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 75130.297 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 33869.732 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13203.464 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 6023.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 6023.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 21954.326 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 21954.326 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.021$

Y축 확대계수 : $\delta y.ns = 1.000$
: $\delta y.s = 1.021$

X축 확대모멘트 : $\delta Mux = 6150.548 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta Muy = 22417.726 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta Mu = 23246.154 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 74.658^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.73 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 1760.61 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.288 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.018 + 14757.247 + -11104.798 = 100903.500 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.545 + 15568.279 + 13338.493 = 98367.320 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.87 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65184$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65772.42 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64119.27 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1243.278 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n / P_n = 1760.61 \text{ mm} \approx e = 1760.61 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.004417 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 57750.109 + 11353.767 + -18775.845 = 50328.030 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 57211.441 + 13737.191 + 17659.412 = 88608.050 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00442$
 $\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00442 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감 소 계 수 : $\phi = 0.851$
설계축하중강도 : $\phi P_n = 42851.763 \text{ KN} \geq P_u = 13203.464 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$
설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 75445.253 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 23246.154 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(5) Load Case 5

① 작용 하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 13914.453 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 31032.850 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 31032.850 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 10654.788 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 10654.788 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 32.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 32.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.022$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.022$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 31723.936 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 10892.063 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 33541.693 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 18.949^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{\min} = 207.73 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 2410.56 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.297 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.149 + 14782.684 + -11101.446 = 100932.400 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.417 + 15566.560 + 13337.710 = 98364.690 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 974.56 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65197$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 65805.13 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 64131.06 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1019.293 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 2410.565 \text{ mm} \approx e = 2410.565 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00605 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 43816.813 + 9960.771 + -21340.768 = 32436.810 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 48108.141 + 12581.746 + 17501.163 = 78191.050 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00605$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00605 \rightarrow \text{인장지배단면}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 29193.133 \text{ KN} \geq P_u = 13914.453 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 70371.944 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 33541.693 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 9902.598 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 6023.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 6023.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 21954.326 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 21954.326 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.016$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

: $\delta_{y,s} = 1.016$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 6118.263 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 22300.053 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 23124.132 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 74.658^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.73 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 2335.16 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.288 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.018 + 14757.247 + -11104.798 = 100903.500 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.545 + 15568.279 + 13338.493 = 98367.320 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.87 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65184$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65772.42 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64119.27 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1038.171 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 2335.158 \text{ mm} \approx e = 2335.158 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 44959.585 + 10047.488 + -21102.479 = 33904.590 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 48953.878 + 12666.079 + 17552.631 = 79172.590 \text{ KN}\cdot\text{m}$

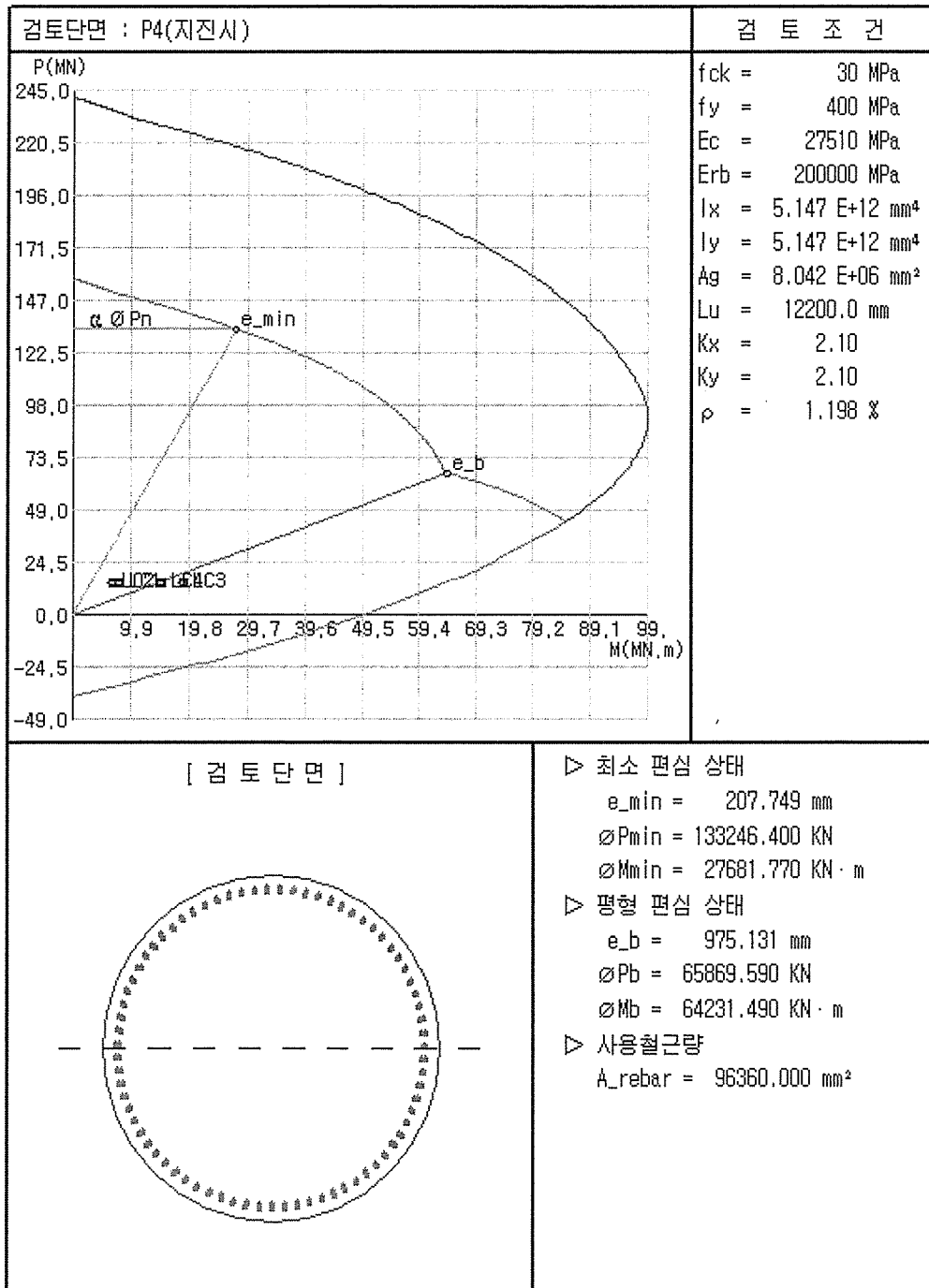
최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00588$
 $0.005 \leq \epsilon_t = 0.00588 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감 소 계 수 : $\phi = 0.900$
설계축하중강도 : $\phi P_n = 30514.133 \text{ KN} \geq P_u = 9902.598 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$
설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 71255.327 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 23124.132 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ P-M 상관도



▶ P4(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P4(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa
철근 항복 강도 (f_y) : 400 MPa
강재 항복 강도 (f_{sy}) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 3200.00 mm
비지지 길이 (L_u) : 12200.00 mm
유효길이계수 (K_x) : 2.10
유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)
- 2단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)
- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 96360.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14398.811 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 7630.145 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 7630.145 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.023$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.023$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 7806.116 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 941.499 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 7862.688 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 6.877^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.73 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 546.07 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.299 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.989 + 14756.944 + -11104.636 = 100903.300 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.309 + 15568.091 + 13338.391 = 98366.790 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.86 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65258$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65847.39 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64192.11 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2417.105 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 546.065 \text{ mm} \approx e = 546.065 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000815 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 136471.523 + 17899.904 + -3137.179 = 151234.300 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 62536.811 + 15878.310 + 4168.624 = 82583.750 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00082$

$\epsilon_t = 0.00082 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 98302.258 \text{ KN} \geq P_u = 14398.811 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 53679.432 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 7862.688 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용 하중

계수축하중 : $P_u = 14398.811 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6521.727 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 6521.727 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.023$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.023$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 219.024 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6672.134 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 6675.728 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 88.120^\circ$

최소 편심 : $e_{\min} = 207.74 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 463.63 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1835.586 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.692 + 14756.537 + -11109.419 = 100897.800 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.530 + 15568.440 + 13344.503 = 98373.470 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 974.98 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65275$

평형 축하중 : $\phi P_b = 65861.19 \text{ KN}$

평형 모멘트 : $\phi M_b = 64213.43 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{\min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2574.541 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 463.631 \text{ mm} \approx e = 463.631 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{\text{used}} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000582 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 146744.008 + 18784.390 + -1920.557 = 163607.800 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 57539.406 + 15699.087 + 2615.094 = 75853.590 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00058$

$\epsilon_t = 0.00058 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 106345.093 \text{ KN} \geq P_u = 14398.811 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 49304.830 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 6675.728 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14398.811 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 18428.967 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 18428.967 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

$$\begin{aligned} &: \delta x.s = 1.023 \\ \text{Y축 확대계수} &: \delta y.ns = 1.000 \\ &: \delta y.s = 1.023 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트} &: \delta M_{ux} = 18853.987 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} &: \delta M_{uy} = 941.499 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} &: \delta M_u = 18877.480 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} &: \theta_{rot} = 2.859^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심} &: e_{min} = 207.73 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} &: e = 1311.04 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.297 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} P_b &= C_c + C_s + T_t = 97250.676 + 14756.339 + -11104.434 = 100902.600 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 69460.203 + 15567.792 + 13338.389 = 98366.380 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{평 형 편 심} &: e_b = 974.86 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} &: \epsilon_t = 0.00202 \\ \text{강도 감소 계 수} &: \phi = 0.6526 \\ \text{평 형 축 하 중} &: \phi P_b = 65849.31 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트} &: \phi M_b = 64194.18 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\begin{aligned} \text{중립축 } x &= 1527.119 \text{ mm 로 가정하면...} \\ e' = M_n / P_n &= 1311.044 \text{ mm} \approx e = 1311.044 \text{ mm ----> say O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근비} &: \rho_{used} = 1.198 \% \\ \text{계수축력 } P_u &< 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN 이므로..} \\ \text{순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.003039 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성파괴} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s + T_t = 76338.699 + 13033.814 + -15457.681 = 73914.830 \text{ KN} \\ M_n &= M_c + M_s + M_t = 65410.459 + 14823.308 + 16671.853 = 96905.620 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.00304 \\ \epsilon_y = 0.002 &< \epsilon_t = 0.00304 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면} \\ \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 1.00 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{강도 감소 계 수} &: \phi = 0.771 \\ \text{설계축하중강도} &: \phi P_n = 57005.370 \text{ KN} \geq P_u = 14398.811 \text{ KN} \therefore \text{O.K} \\ \text{설 계 힘 강 도} &: \phi M_n = 74736.566 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 18877.480 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 14398.811 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{계수모멘트(X)} : M_{ux} &= 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.s} &= 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} &= 14678.227 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.s} &= 14678.227 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 32.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 32.0$$

$$\begin{aligned} \text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} &= 0.000 \\ : \beta_{dy} &= 0.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} &= 1.000 \\ : \delta_{x.s} &= 1.023 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} &= 1.000 \\ : \delta_{y.s} &= 1.023 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} &= 219.024 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} &= 15016.743 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} : \delta M_u &= 15018.340 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} : \theta_{rot} &= 89.164^\circ \end{aligned}$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 207.75 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1043.03 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축} x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1834.571 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.522 + 14759.760 + -11117.939 = 100893.300 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.580 + 15570.327 + 13353.345 = 98384.250 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 975.13 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65286$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 65869.59 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 64231.49 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1767.121$ mm 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1043.026 \text{ mm} \approx e = 1043.026 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002216 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 92653.954 + 14416.390 + -12236.072 = 94834.270 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 69032.744 + 15444.945 + 14436.963 = 98914.650 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00222$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00222 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.675$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 64035.756 \text{ KN} \geq P_u = 14398.811 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 66790.986 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 15018.340 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 3369.012 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3200}{2} - 140 \right) = 929.8 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{3200}{2} + 929.783 = 2529.78 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 3369.012 / 1 = 3369.012 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 3200.0 \times 2529.78 / 1000 = 7389.970 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 7389.970 \text{ KN} > V_n = 3369.012 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 3694.985 \text{ KN} > V_n = 3369.012 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

$$\begin{aligned} \text{전단철근 간격 } s &= 300.0 \text{ mm} \\ \text{Req. As} &\left[\begin{aligned} 0.35 b_w s / f_y &= 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) &= 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단철근 필요시}) \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H \times 19 \times 2 \text{ ea}}{573.000 \text{ mm}} = 573.000 \text{ mm}^2 > 0.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\left. \begin{aligned} \text{부재최소단면치수의 } 1/4 &= 800.000 \\ \text{측방향 철근지름의 6배} &= 174.000 \end{aligned} \right\} \text{중 작은값이므로 } 174 \text{ mm} \text{ 를 초과하지 않아야 한다.}$$

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\left. \begin{aligned} \text{기둥의 최대단면치수} &= 3200.000 \\ \text{기둥 순높이의 } 1/6 &= 1700.000 \\ 45 \text{ cm 이상} &= 450.000 \end{aligned} \right\} \text{중 큰값이므로 } 3200 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

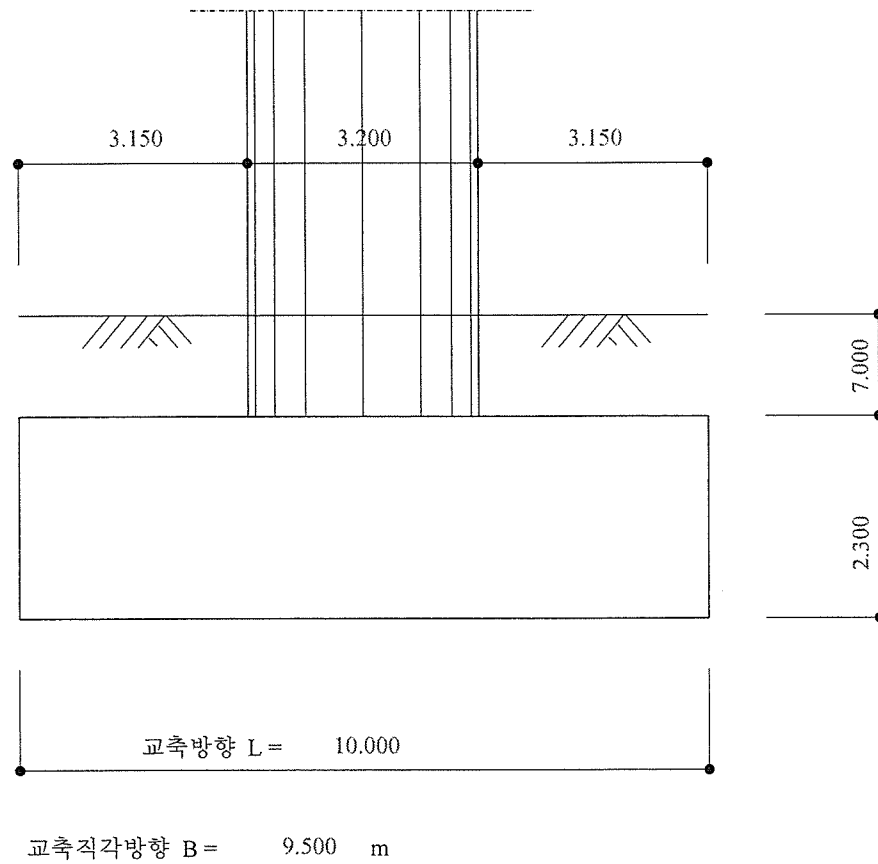
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\left. \begin{aligned} \text{기둥치수의 } 0.5\text{배이상연장} &= 1600.000 \\ 38 \text{ cm 이상} &= 380.000 \end{aligned} \right\} \text{중 큰값이므로 } 1600 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\begin{array}{rcl} 10.000 & \times & 2.300 \times 9.500 \times 24.500 = 5353.250 \text{ kN} \\ \hline \Sigma & = & 5353.250 \text{ kN} \end{array}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{array}{rcl} 10.000 & \times & 7.000 \times 9.500 \times 19.000 = 12635.000 \text{ kN} \\ - \pi & \times & 3.200 \times \frac{\pi}{4} \times 7.000 \times 19.000 = -1069.649 \text{ kN} \\ \hline \Sigma & = & 11565.351 \text{ kN} \end{array}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 5353.250 + 11565.351 = 16918.60 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 51	1000.000	14406.602	9708.813	
적 용	combo 51	1000.000	14406.602	9708.813	
평상시 최대모멘트	combo 52	1789.895	11002.887	20194.326	
적 용	combo 52	1789.895	11002.887	20194.326	
지진시	combo 56	2084.830	14406.602	14666.765	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1769.621	14406.602	22357.206	
적 용	combo 49	1769.621	14406.602	22357.206	
평상시 최대모멘트	combo 49	1769.621	14406.602	22357.206	
적 용	combo 49	1769.621	14406.602	22357.206	
지진시	combo 55	3369.012	14406.602	18428.875	1.0

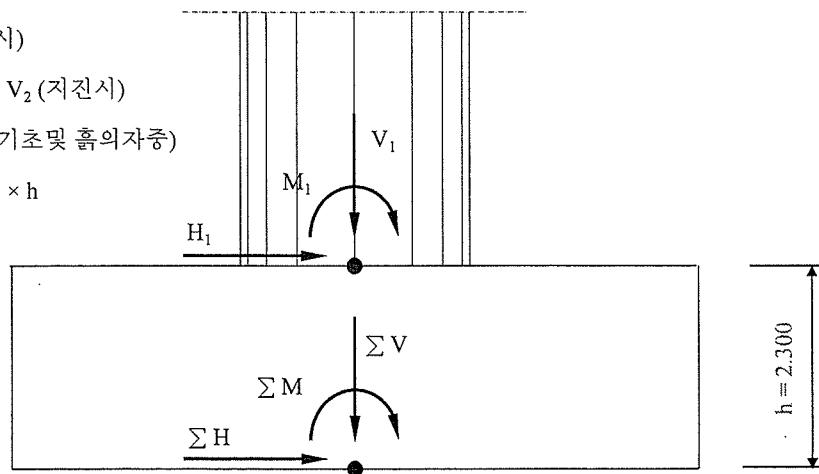
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

$$\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2 \text{ (지진시)}$$

$$\Sigma V = V_1 + V_2 \text{ (기초및 흙의자중)}$$

$$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	31325.203	12008.813	0.383	
평상시 최대모멘트	1789.895	27921.488	24311.085	0.871	
지진시	2084.830	31325.203	19461.874	0.621	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1769.621	31325.203	26427.334	0.844	
평상시 최대모멘트	1769.621	31325.203	26427.334	0.844	
지진시	3369.012	31325.203	26177.603	0.836	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$$Q_u = A' \times [\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + q \cdot N_q]$$

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 9.500 / 10.000 = 1.285 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 9.500 / 10.000 = 0.405 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 9.300 = 176.700 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{15} N = 15 + \sqrt{15} \times 50 = 42.39^\circ \approx 40^\circ$$

$$C = 0$$

$$\text{지지력계수} \quad N_c = 95.70 \quad N_q = 100.40 \quad N_r = 81.30$$

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 9.500 - 2 \times 0.871 = 7.759 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 10.000 - 2 \times 0.844 = 8.313 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 7.759 \times 8.313 = 64.501 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 64.501 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 7.759 \times 81.30 + 176.700 \times 100.4] = 1,457,383 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 1,457,383 / 3 = 485,794 \text{ kN}$$

$$Q_a = 485,794 \text{ kN} > V_{\max} = 31,325 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\begin{aligned} \text{유효재하폭 } B' &= B - 2eb = 9.500 - 2 \times 0.621 = 8.257 \text{ m} \\ L' &= L - 2el = 10.000 - 2 \times 0.836 = 8.329 \text{ m} \\ \text{유효재하면적 } A' &= B' \times L' = 8.257 \times 8.329 = 68.773 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 68.773 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 8.257 \times 81.30 + 176.700 \times 100.4] = 1,575,334 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 1,575,334 / 2 = 787,667 \text{ kN}$$

$$Q_a = 787,667 \text{ kN} > V_{\max} = 31,325 \text{ kN} \quad \text{~ O.K. ~}$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	700.00 kN/m ²	지진시 최대지반반력 -	1050.00 kN/m ²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 31325.203 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.383) / 9.500 \} \\ q_{\max} &= 409.576 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 249.902 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{~ O.K. ~} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 27921.488 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.871) / 9.500 \} \\ q_{\max} &= 455.535 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 132.285 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{~ O.K. ~} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 0.621 < B/6 = 1.583$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 31325.203 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.621) / 9.500 \} \\ &= 459.125, \quad 200.353 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 62650.405 / (10.000 \times 13.136) = 476.931 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 459.125 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 200.353 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (정상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 31325.203 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.844) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 496.648 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 162.829 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 31325.203 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.844) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 496.648 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 162.829 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 0.836 < L/6 = 1.667$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 31325.203 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.836) / 10.000 \} \\ &= 495.071, \quad 164.407 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 62650.405 / (9.500 \times 11.743) = 561.593 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 495.071 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 164.407 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 0.871 \text{ m}$$

$$B/6 = 9.500 / 6 = 1.583 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 0.621 \text{ m}$$

$$B/3 = 9.500 / 3 = 3.167 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 0.844 \text{ m}$$

$$L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 0.836 \text{ m}$$

$$L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5, 지진시 1.2 이상으로 한다.

$$H_u = C_b \cdot A' + V \cdot \tan \Phi_b$$

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀 값)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 27921.488 \times 0.538 = 15021.760 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 15021.8 / 1789.895 = 8.393 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 31325.203 \times 0.538 = 16852.959 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 16853.0 / 2084.83 = 8.084 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 31325.20 \times 0.538 = 16852.959 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 16853.0 / 1769.62 = 9.523 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 31325.20 \times 0.538 = 16852.959 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 16853.0 / 3369.01 = 5.002 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	23447.069	1583.269	
적 용	comb 14	0	23447.069	1583.269	
평상시 최대모멘트	comb 22	1989.895	13203.464	21954.326	
적 용	comb 22	1989.895	13203.464	21954.326	
지진시	comb 26	2084.830	14398.811	14678.227	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	23447.069	368.322	
적 용	comb 14	0.000	23447.069	368.322	
평상시 최대모멘트	comb 19	2453.592	19966.041	31032.850	
적 용	comb 19	2453.592	19966.041	31032.850	
지진시	comb 25	3369.012	14398.811	18428.967	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 16918.601 \times 1.6 = 27069.761 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 16918.601 \times 1.35 = 22840.111 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 16918.601 \times 1.0 = 16918.601 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 5353.250 \times 0.154 = 824.401 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	50516.830	1583.269	0.031	
평상시 최대모멘트	1989.895	36043.575	26531.085	0.736	
지진시	2909.231	31317.412	21369.457	0.682	

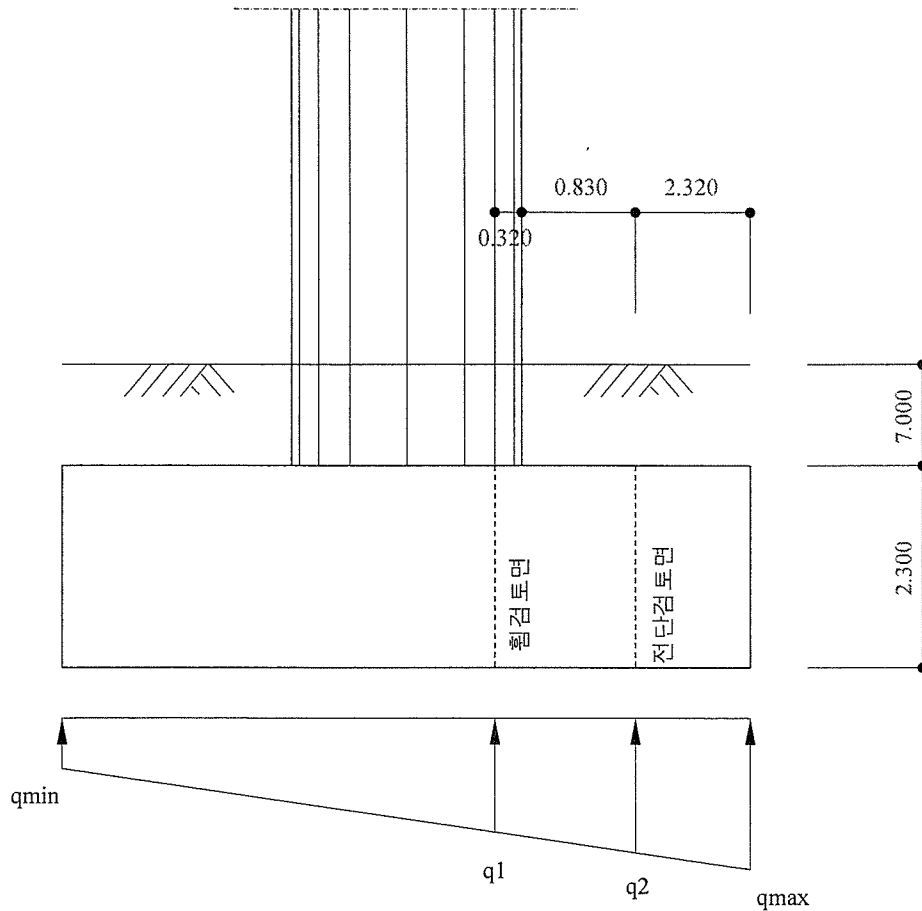
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	50516.830	368.322	0.007	
평상시 최대모멘트	2453.592	42806.152	36676.112	0.857	
지진시	4193.413	31317.412	28073.816	0.896	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 31325.203 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.383) / 9.500 \}}$$

$$q_{\max} = 409.576 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 351.253 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 249.902 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 370.582 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 27921.488 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.871) / 9.500 \}}$$

$$q_{\max} = 455.535 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 337.464 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 132.285 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 376.594 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= 31325.203 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.621) / 9.500 \} \\
 q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (e > B/6 일 경우)} \\
 &= 62650.405 / (10.000 \times 12.386) = 505.810 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 459.125 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 364.605 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 200.353 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 395.930 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 Md &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 409.576 + 351.253) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 2009.536 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Sd &= 2.320 / 2 \times (409.576 + 370.582) - 2.300 \times 2.320 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 774.251 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

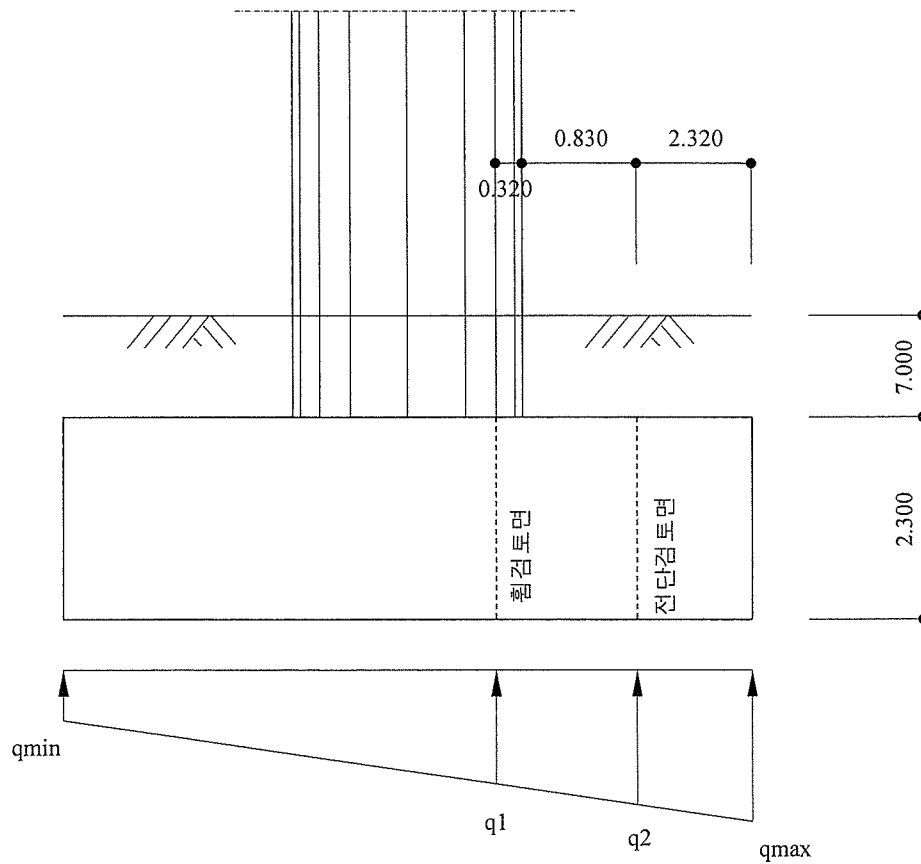
ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 Md &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 455.535 + 337.464) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 2166.328 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Sd &= 2.320 / 2 \times (455.535 + 376.594) - 2.300 \times 2.320 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 834.538 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned}
 Md &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 459.125 + 364.605) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 2235.204 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Sd &= 2.320 / 2 \times (459.125 + 395.930) - 2.300 \times 2.320 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 861.133 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{50516.830}{(10.000 \times 9.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.031}{9.500} \right\}$$

$$q_{\max} = 542.282 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 534.593 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 521.230 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 537.141 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{36043.575}{(10.000 \times 9.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.736}{9.500} \right\}$$

$$q_{\max} = 555.790 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 426.937 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 203.022 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 469.640 \text{ kN/m}^2$$

㉞. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{31317.412}{(10.000 \times 9.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.682) / 9.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= \frac{62634.823}{(10.000 \times 12.203)} = 513.276 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 471.725 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 367.941 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 187.589 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 402.336 \text{ kN/m}^2$$

㉟. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.470^2}{6} \times (2 \times 542.282 + 534.593) -$$

$$1.60 \times 2.300 \times \frac{3.470^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2706.547 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.320}{2} \times (542.282 + 537.141) - 1.60 \times 2.300 \times$$

$$\frac{2.320}{2} \times 24.5$$

$$= 1042.959 \text{ kN}$$

㊱. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.470^2}{6} \times (2 \times 555.790 + 426.937) -$$

$$1.35 \times 2.300 \times \frac{3.470^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2629.531 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.320}{2} \times (555.790 + 469.640) - 1.35 \times 2.300 \times$$

$$\frac{2.320}{2} \times 24.5$$

$$= 1013.011 \text{ kN}$$

㊲. 지진시

$$M_d = \frac{3.470^2}{6} \times (2 \times 471.725 + 367.941) -$$

$$1.0 \times 2.300 \times \frac{3.470^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2292.470 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

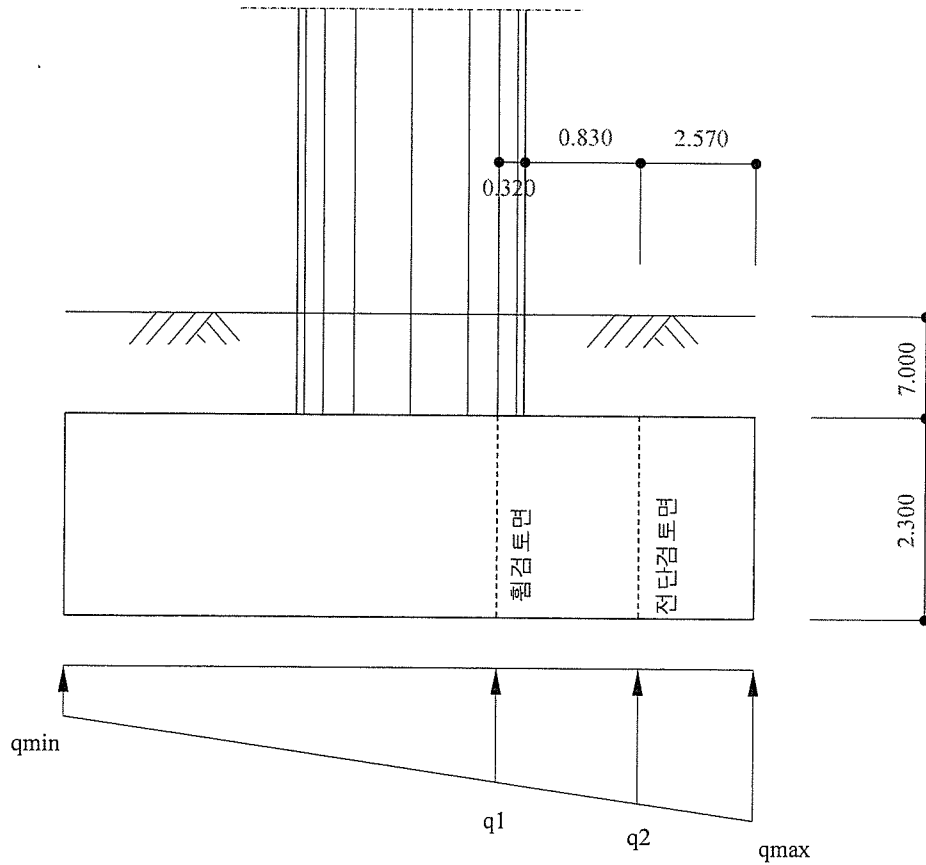
$$S_d = \frac{2.320}{2} \times (471.725 + 402.336) - 1.0 \times 2.300 \times$$

$$\frac{2.320}{2} \times 24.5$$

$$= 883.179 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 31325.203 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.844) / 10.000 \}}$$

$$q_{\max} = 496.648 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 372.468 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 162.829 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 410.857 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 31325.203 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.844) / 10.000 \}}$$

$$q_{\max} = 496.648 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 372.468 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 162.829 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 410.857 \text{ kN/m}^2$$

㉞. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{31325.203}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.836) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \quad (e > B/6 \text{ 일 경우})$$

$$= \frac{62650.405}{(9.500 \times 12.493)} = 527.879 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 495.071 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 372.064 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 164.407 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 410.090 \text{ kN/m}^2$$

㉟. 축력 최대인 경우

$$Md = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 496.648 + 372.468) -$$

$$2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2760.103 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.570}{2} \times (496.648 + 410.857) - 2.300 \times 2.570 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1021.325 \text{ kN}$$

㊱. 모멘트 최대인 경우

$$Md = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 496.648 + 372.468) -$$

$$2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2760.103 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.570}{2} \times (496.648 + 410.857) - 2.300 \times 2.570 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1021.325 \text{ kN}$$

㊲. 지진시

$$Md = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 495.071 + 372.064) -$$

$$2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

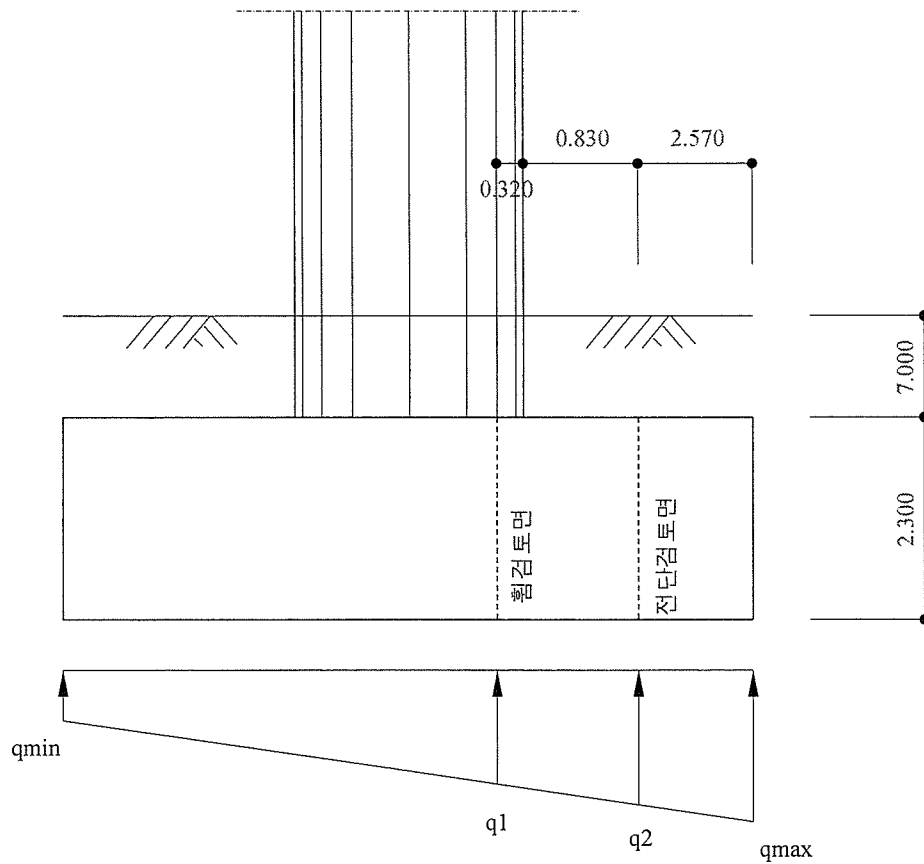
$$= 2751.896 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.570}{2} \times (495.071 + 410.090) - 2.300 \times 2.570 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1018.313 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 50516.830 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.007) / 10.000 \}}$$

$$q_{\max} = 534.082 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 532.352 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 529.430 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 532.887 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 42806.152 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.857) / 10.000 \}}$$

$$q_{\max} = 682.230 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 509.891 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 218.952 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 563.167 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{31317.412}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.896) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= \frac{62634.823}{(9.500 \times 12.311)} = 535.561 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 506.965 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 375.048 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 152.349 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 415.829 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$Md = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 534.082 + 532.352) -$$

$$1.6 \times 2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5$$

$$= 3067.596 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.570}{2} \times (534.082 + 532.887) - 1.6 \times 2.300 \times$$

$$\frac{2.570}{2} \times 24.5$$

$$= 1139.344 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$Md = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 682.230 + 509.891) -$$

$$1.35 \times 2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5$$

$$= 3796.640 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.570}{2} \times (682.230 + 563.167) - 1.35 \times 2.300 \times$$

$$\frac{2.570}{2} \times 24.5$$

$$= 1404.829 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$Md = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 506.965 + 375.048) -$$

$$1.0 \times 2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2813.643 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.570}{2} \times (506.965 + 415.829) - 1.0 \times 2.300 \times$$

$$\frac{2.570}{2} \times 24.5$$

$$= 1040.971 \text{ kN}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 9.500 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 10.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.053$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 0.974 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	2166.328	2760.103
계수하중	전 단 력(KN)	1042.959	1404.829
	모 멘 트(KN·m)	2706.547	3796.640

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m ²	교 축 방 향 kN/m ²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	2223.337	2760.103
계수하중	전 단 력(KN)	1042.959	1404.829
	모 멘 트(KN·m)	2777.771	3796.640

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2150.00	150.00	2777.771	1042.959	2223.337

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d1	=	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d2	=	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 6193.600 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} \quad 1.703 \quad]$$

$$a = As \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05250 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\because \epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$Mu / \Phi = As \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = As \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times As^2 - f_y \times d \times As + Mu / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req As} = 3637.109 \text{ mm}^2$$

나) 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX As} = 86052.01 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN As} = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4/3 \cdot \text{req As} \Rightarrow \text{MIN As} = 4849.48 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족}$$

$\therefore \text{O.K!!}$

다) 휨에 대한 검토

$$a = As \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times As \times f_y \times (d - a / 2) = 4683.720 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > Mu \quad (= 2777.771 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.686 \quad]$$

$\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

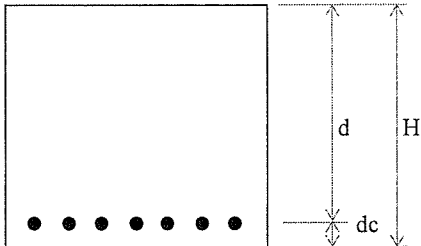
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 1042.959 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2300.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2150.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	2223.337	kN·m,	$A_s =$	6193.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 390.588 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 177.727 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 182.778 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 208.352 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 208 \text{ mm O.K!!}$$

2) 교축방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \phi_f = 0.90 \quad \phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2150.00	150.00	3796.640	1404.829	2760.103

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 8107.200 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.623]$$

$$a = As \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03940 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\because \epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \phi = As \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = As \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times As^2 - f_y \times d \times As + M_u / \phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req As} = 4996.283 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX As} = 86052.01 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN As} = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req As} \quad \Rightarrow \quad \text{MIN As} = 6661.71 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \quad \text{-----} \Rightarrow \quad \text{철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = As \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times As \times f_y \times (d - a / 2) = 6086.284 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u \quad (= 3796.640 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.603] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

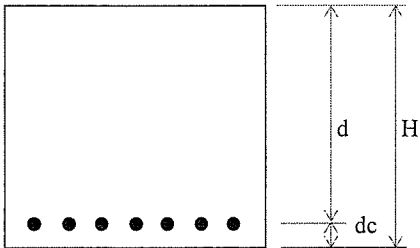
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 1404.829 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2300.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2150.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	2760.103	kN·m,	$A_s =$	8107.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 440.489 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 169.956 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 164.985 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 258.566 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 259 \text{ mm OK!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

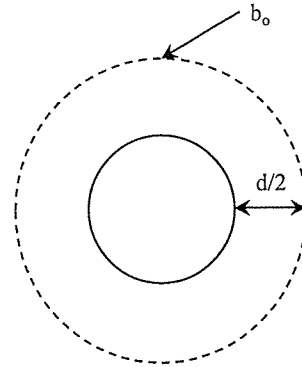
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 23447.069 kN

■ 편치 전단 검토위치: 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.600 + 1.075) \\ &= 16.808 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.053$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.9) \times 5477.226 \times 16.808 \times 2.150 \\ &= 95666.946 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.558) \times 5477.226 \times 16.808 \times 2.150 \\ &= 117373.446 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 16.808 \times 2.150 \\ &= 65977.204 \text{ kN} \end{aligned}$$

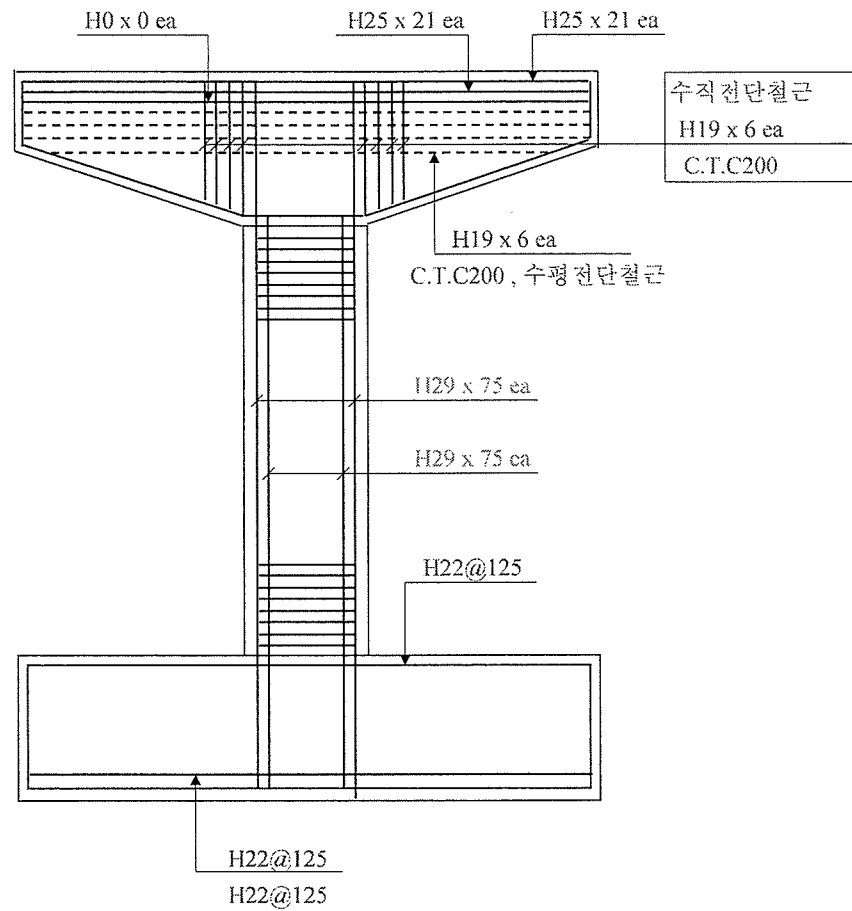
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 65977.204 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 65977.204 \\ &= 56080.623 \text{ kN} \geq V_u = 23447.069 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

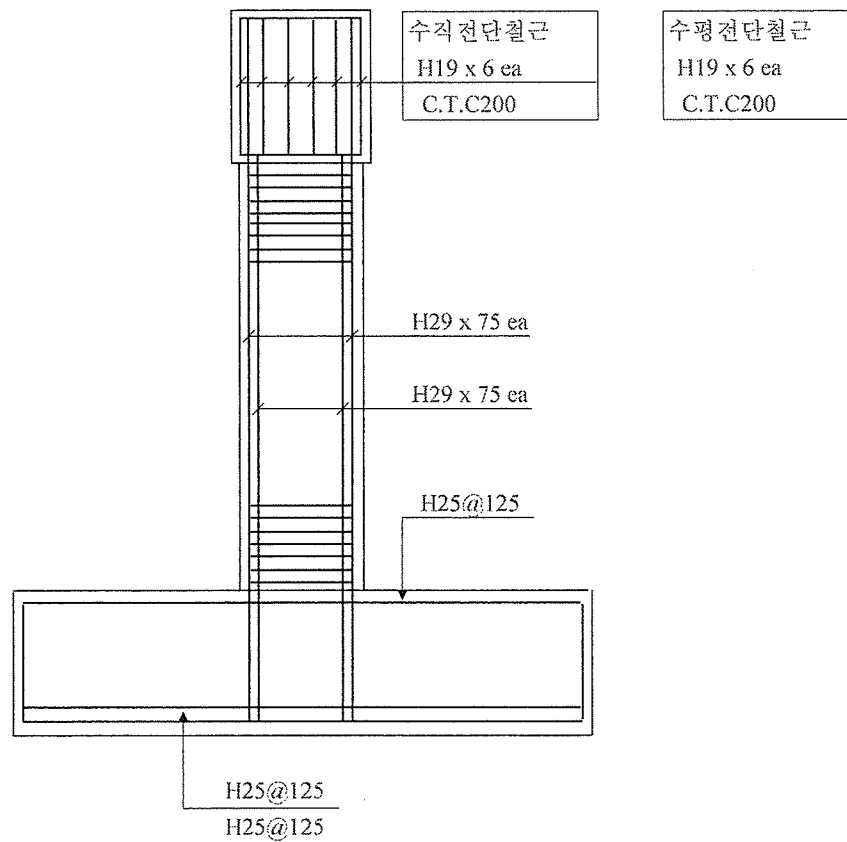
11. 주철근 조립도

P4

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\Sigma R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1395.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 850.08 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.658 \times 34.940 / 2 / 3 \text{ shoe} = 66.893 \text{ kN}$$

$$P_w = 252.559 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 430.702 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 714.176 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\Sigma R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1395.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 850.08 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 582.43 / 3 \text{ shoe} = 194.143 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 104.82 / 3 \text{ shoe} = 34.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 625.50 / 3 \text{ shoe} = 208.50 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 1241.569 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1395.00 + 850.08 = 2245.080 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 2245.08 / 1.00 = 2245.080 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 208.50 / 1.00 = 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	0.00	=	2245.080	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.00			=	2245.080	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일중하중

연직하중	1395.00	+	850.08			=	2245.080	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.00			=	2245.080	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일중하중

연직하중						=	1395.000	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1395.00	/	1.00			=	1395.000	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제등하중 + 장대레일중하중

연직하중	1395.00	+	850.08			=	2245.080	kN
교축방향하중	194.14	+	34.94			=	229.083	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.15			=	1952.243	kN
할증적용 교축하중	229.08	/	1.15			=	199.203	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	0.00			
		+	0.00	+	252.56	=	2497.639	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	66.89	=	66.893	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2497.64	/	1.25			=	1998.111	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	66.89	/	1.25			=	53.514	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	714.18	=	2959.256	kN
교축방향하중						=	1241.569	kN
교축직각방향하중						=	430.702	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2959.26	/	1.60			=	1849.535	kN
할증적용 교축하중	1241.57	/	1.60			=	775.981	kN
할증적용 교직하중	430.70	/	1.60			=	269.189	kN

2) 받침용량 산정 (IPC용 SHOE 3000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2497.639	66.893	430.702
교축방향		229.083	1241.569

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 435 × 606 mm
- 높 이 : 209 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 350 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 682.500 > 350.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N: 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 326.282$$

② 연단 거리에 대한 검토

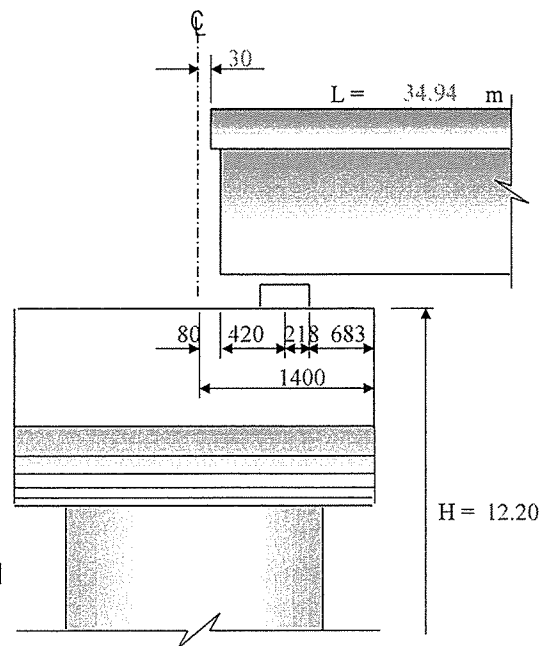
$$S_1 = 420 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 375 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 420 + 217.5 + 375 = 1012.5 \text{ mm}$$

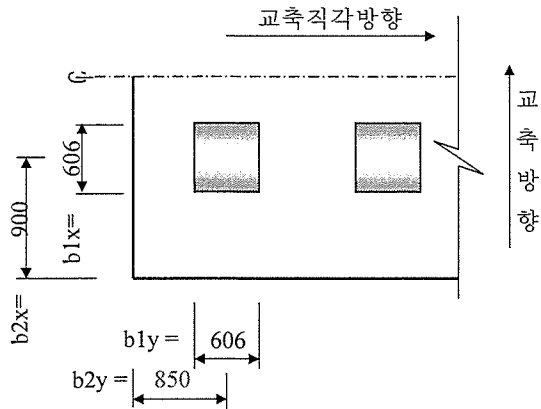
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 1012.5 \text{ mm} < 1320.00 \quad - \text{O.K.} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2245.08 kN	- 연직하중 지진시 :	1849.53 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	208.50 kN	- 교 축 방 향 :	775.98 kN
- 교축직각방향 :	53.51 kN	- 교축직각방향 :	269.19 kN

7) 연직하중에대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 3030.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 3030.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1800) \times 2245080 / 180 = 2068.38 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1800) \times 1849535 / 180 = 1703.97 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1700) \times 2245080 / 180 = 2006.63 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1700) \times 1849535 / 180 = 1653.10 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 208500 / 180 = 1158.33 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 775981 / 180 = 4311.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 53514 / 180 = 297.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 269189 / 180 = 1495.49 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b1y + b2x = 1506.0 \text{ mm}$$

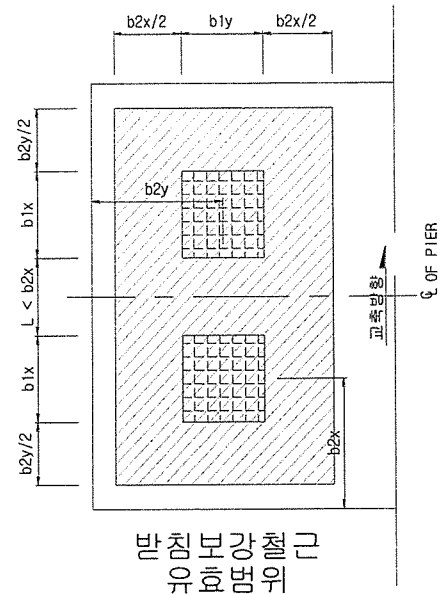
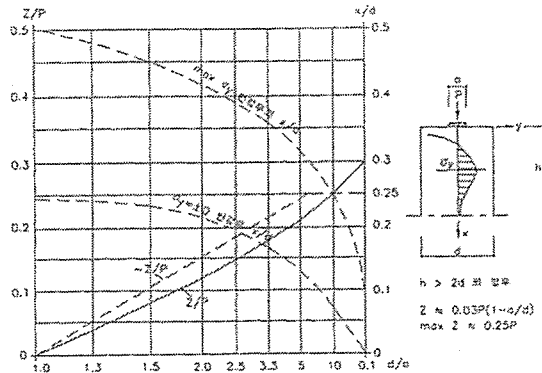
(인근슈와 교평의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 753.0 + 500.0 = 1253.0 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b1x + b2y = 1456.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max sy와 sy=0의 위치.

구 분	d / a			x / d	x
교축직각방향	1456.0	/	606.0 = 2.403	0.43	626
교 축 방 향	1506.0	/	606.0 = 2.485	0.42	633

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(상시)} = 2068.38 + 1158.33 = 3226.72 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sx(지진)} = 1703.97 + 4311.00 = 6014.97 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asx = \text{H22} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 7742 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(상시)} = 2006.63 + 297.30 = 2303.93 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sy(지진)} = 1653.10 + 1495.49 = 3148.59 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{775981}{180} = 4311.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 425 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 5574 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{269189}{180} = 1495.49 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 MPa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 606) = 3189617 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{775981}{3189617} = 0.243 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 606) = 2892208 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{53514}{2892208} = 0.019 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 853.55 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.658 \times 34.940 / 2 / 3 \text{ shoe} = 66.893 \text{ kN}$$

$$P_w = 252.559 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 358.119 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 593.380 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 853.55 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 500.000 / 3 \text{ shoe} = 166.667 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 104.82 / 3 \text{ shoe} = 34.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 625.50 / 3 \text{ shoe} = 208.50 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1395.00 \quad + \quad 853.55 \quad = \quad 2248.545 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 활중계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{활중적용 연직하중} \quad 2248.55 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 2248.545 \text{ kN}$$

$$\text{활중적용 교축하중} \quad 208.50 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{활중적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	0.00	=	2248.545	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.00			=	2248.545	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일중하중

연직하중	1395.00	+	853.55			=	2248.545	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.00			=	2248.545	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일중하중

연직하중						=	1395.000	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1395.00	/	1.00			=	1395.000	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일중하중

연직하중	1395.00	+	853.55			=	2248.545	kN
교축방향하중	166.67	+	34.94			=	201.607	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.15			=	1955.257	kN
할증적용 교축하중	201.61	/	1.15			=	175.310	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	0.00			
				+	0.00	+	252.56	= 2501.105 kN
교축방향하중								= 0.000 kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	66.89			= 66.893 kN
허용응력 할증계수								= 1.25
할증적용 연직하중	2501.10	/	1.25					= 2000.884 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25					= 0.000 kN
할증적용 교직하중	66.89	/	1.25					= 53.514 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	593.38	=	2841.926	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	358.119	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2841.93	/	1.60			=	1776.204	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	358.12	/	1.60			=	223.824	kN

2) 받침용량 산정 (IPC용 SHOE 3000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2501.105	66.893	358.119
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 495 × 572 mm
- 높 이 : 188 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 350 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 652.500 > 350.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N: 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 326.282$$

② 연단 거리에 대한 검토

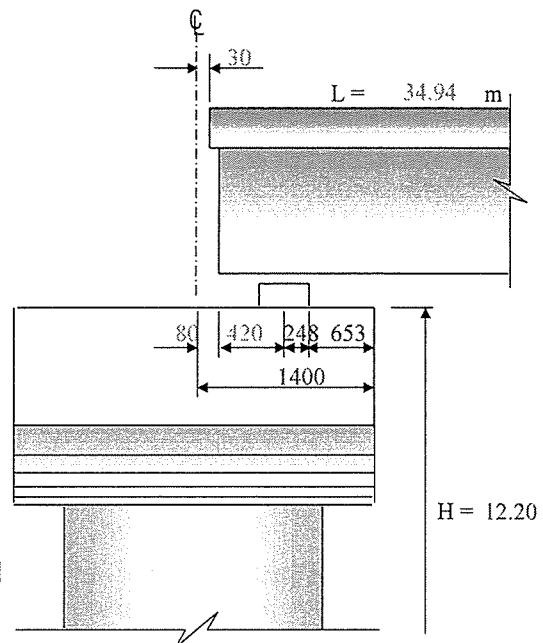
$$S_1 = 420 \text{ mm}$$

$$S_2 = 495 / 2 = 247.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 375 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 420 + 247.5 + 375 = 1042.5 \text{ mm}$$

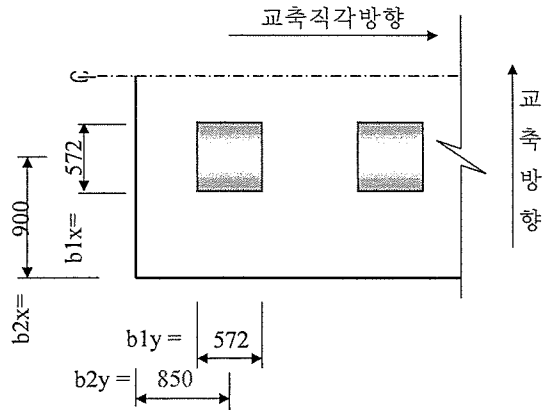
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 1042.5 \text{ mm} < 1320.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2248.55 kN	- 연직하중 지진시 :	1776.20 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	208.50 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	53.51 kN	- 교축직각방향 :	223.82 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2860.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2860.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1800) \times 2248545 / 180 = 2130.57 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1800) \times 1776204 / 180 = 1683.01 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1700) \times 2248545 / 180 = 2072.19 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1700) \times 1776204 / 180 = 1636.89 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 208500 / 180 = 1158.33 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 53514 / 180 = 297.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 223824 / 180 = 1243.47 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b_1y + b_2x = 1472.0 \text{ mm}$$

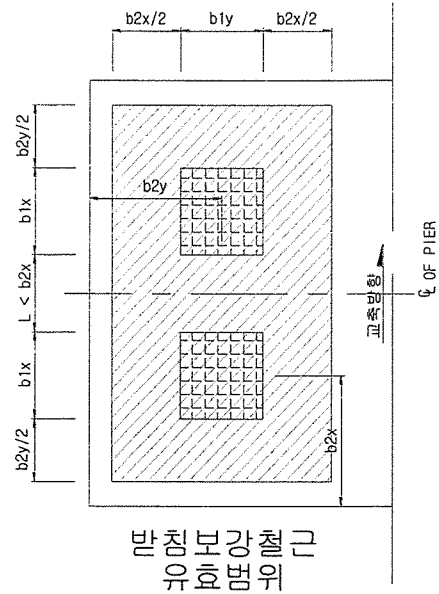
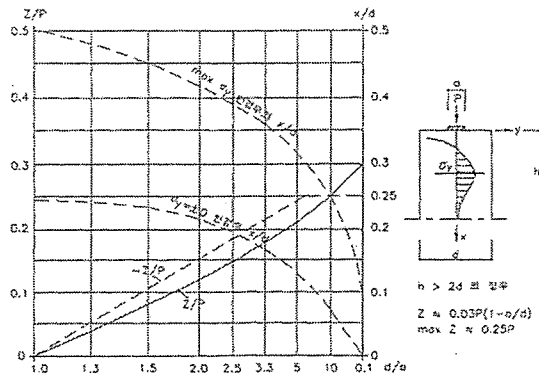
(인접슈와 코팅의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 736.0 + 500.0 = 1236.0 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b_1x + b_2y = 1422.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max sy와 sy=0의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1422.0 / 572.0 = 2.486	0.41	583.02
교 축 방 향	1472.0 / 572.0 = 2.573	0.42	618.24

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(상시)} = 2130.57 + 1158.33 = 3288.90 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sx(지진)} = 1683.01 + 0.00 = 1683.01 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asx = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(상시)} = 2072.19 + 297.30 = 2369.49 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sy(지진)} = 1636.89 + 1243.47 = 2880.36 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{208500}{180} = 1158.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{223824}{180} = 1243.47 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 572) = 3146342 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{208500}{3146342} = 0.066 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 572) = 2851337 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{223824}{2851337} = 0.078 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

8.3.1 P5

1. 설계 조건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; RPF + IPC
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 29.000 m
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 34.000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 14.500 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활하중 : KRI2012 (단 선)
 충격계수 i (%); RPF = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.098$
 (시점측)
 IPC = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.076$
 (중점측)
- 3) 풍하중
 교량상에 열차가 있을때 W = 1.5 kN/m'
 교량상에 열차가 없을때 W = 3.0 kN/m'
 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 종하중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
 ②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원심하중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차량횡하중
 레일윗면에 교축직각방향으로 # kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 Kh = 0.154 (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)
 지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

$$\begin{aligned} \text{가) 설계기준강도 } f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} \\ \text{나) 탄성계수 } E_c &= \sqrt[3]{\frac{f_{cu}}{8,500}} \quad (f_{cu}=f_{ck}+4) \\ &= 27500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2) 철근 SD40

$$\begin{aligned} \text{가) 항복응력 } f_y &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{나) 탄성계수 } E_s &= 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

1.4 흙의 성질

$$\begin{aligned} 1) \text{ 흙의 단위중량 } (\gamma_t) &= 19.0 \text{ kN/m}^3 \\ 2) \text{ 흙의 포화단위중량 } (\gamma_{sat}) &= 20.0 \text{ kN/m}^3 \\ 3) \text{ 흙의 수중단위중량 } (\gamma_{sub}) &= 10.0 \text{ kN/m}^3 \\ 4) \text{ 기초저면의 } N \text{치} &= 50 \\ 5) \text{ 기초저면의 내부마찰각 } \Phi &= 15 + \sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ \\ &\quad (\text{다만, } N > 5) \\ 6) \text{ 최대지반반력} \quad \begin{array}{ll} \text{상시} &= 1000 \\ \text{지진시} &= 1500 \quad (1.5\text{배}) \end{array} \end{aligned}$$

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = $Q_u / 3$	평상시 = $B / 6$	평상시 = 1.5
지진시 = $Q_u / 2$	지진시 = $B / 3$	지진시 = 1.2

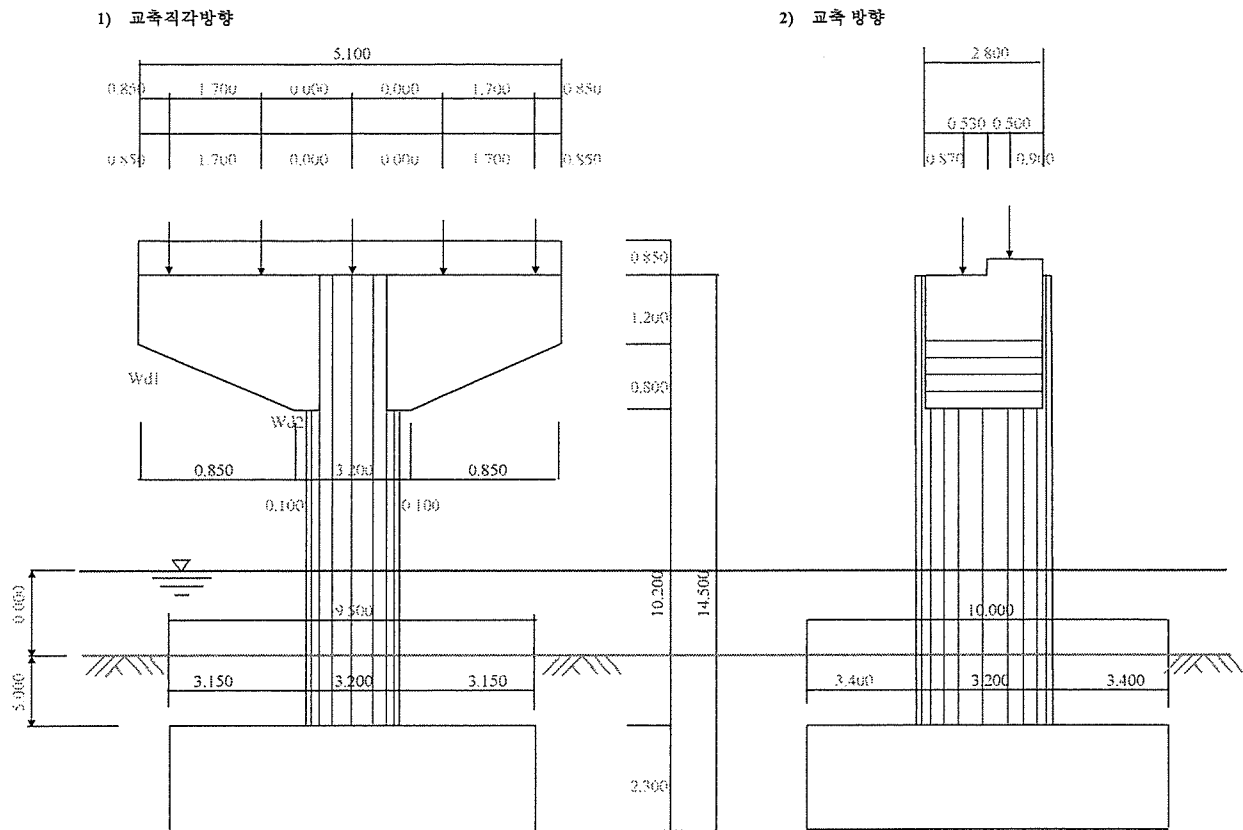
$\Phi_b = \frac{2}{3} \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

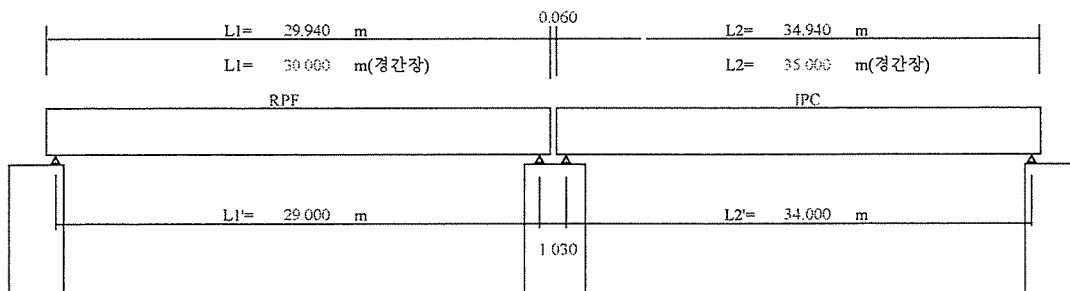
- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P5

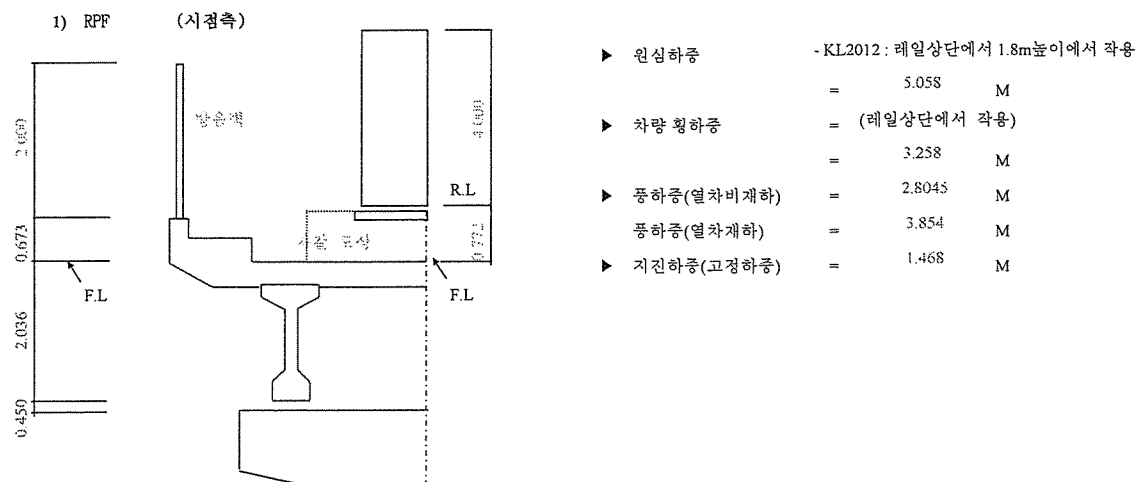
1.1 교각 단면 제원

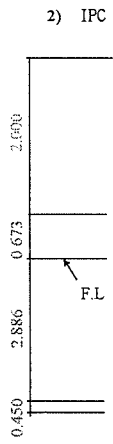


1.2 상부 제원

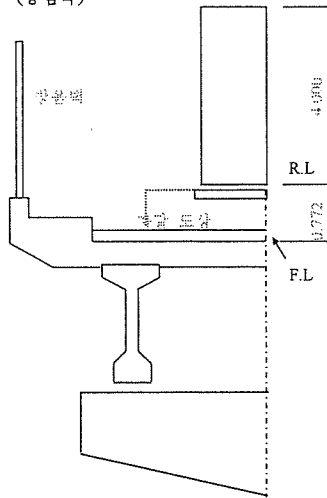


1.3 하중작용 위치산정





(종점측)



- ▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 5.908 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 4.108 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.2295 M
동하중(열차재하) = 4.279 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.893 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	RPF	1105.00		1062.00		1049.00		3216.00
	IPC	1395.00		1380.00		1395.00		4170.00
계		2500.00	0.00	2442.00	0.00	2444.00		7386.00

▣ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.200 \times 2.800 \times 24.500 = 82.320 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 2.000 \times 2.800 \times 24.500 = 137.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 3.200^2 \times 24.500$
 $\times 10.200 = 2009.815 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.300 \times 10.000 \times 24.500 = 563.500 \text{ kN/m}$

2) 활 하중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- RPF(30m)

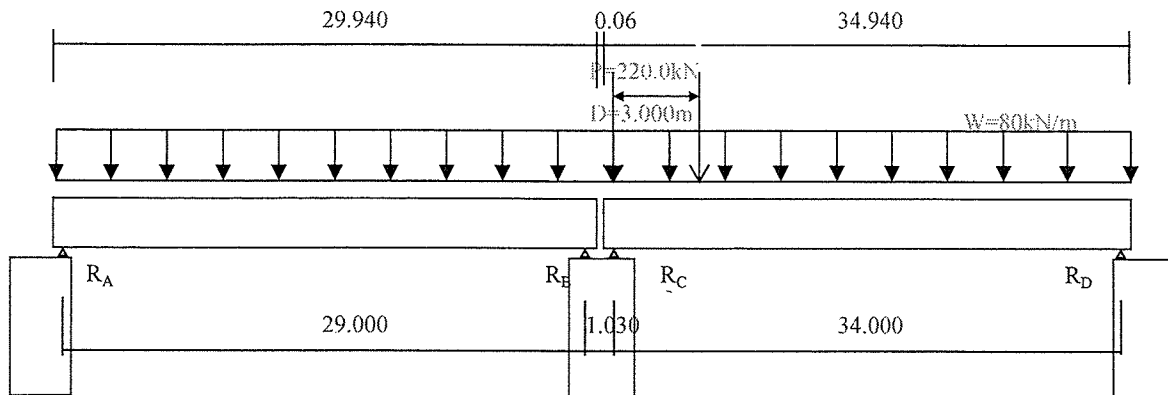
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.252	0.000	0.337	0.000	0.411		1.00
보도 하중 (단선)	0.700	0.000	0.300	0.000	0.000		1.00

- IPC(35m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.241	0.000	0.340	0.000	0.436		1.02
보도 하중 (단선)	0.623	0.000	0.262	0.000	0.000		0.88

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 1195.122 \text{ KN} & , & & R_C &= 1818.188 \text{ KN} \\ R_B &= 1200.078 \text{ KN} & , & & R_D &= 1417.012 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\begin{aligned} \text{보도폭} &: b = 0.85 \text{ m} \\ \text{균집하중} &: W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2 \\ W_b &= 0.85 \times 5.00 \times 29.94 \times 1/2 = 63.623 \text{ KN} \\ W_c &= 0.85 \times 5.00 \times 34.94 \times 1/2 = 74.248 \text{ KN} \end{aligned}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	346.96	0.00	423.51	0.00	493.23		1263.70
R_{LC}	485.15	0.00	637.24	0.00	793.46		1915.85
ΣR_L	832.11	0.00	1060.76	0.00	1286.69		3179.55

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	376.51	0.00	463.03	0.00	541.43		1380.97
R_{LC}	518.39	0.00	684.03	0.00	853.55		2055.97
ΣR_L	894.90	0.00	1147.06	0.00	1394.97		3436.93

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 3.258 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 4.108 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- RPF

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

- IPC

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

4) 원심 하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 29.000, \quad 34.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.493}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.475}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.493 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.475 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) :} \quad \text{지점b} \quad 0.00 \quad \text{kN} \quad , \quad \text{지점c} \quad 0.00 \quad \text{kN}$$

$$P_{cb} = 0.00 \times 0.000 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$P_{cc} = 0.00 \times 0.000 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.058 = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \quad \text{m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

- IPC

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 R_{pc1} &= 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc2} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc3} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc4} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc5} &= 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 단선

$$\begin{aligned}
 \text{교각반력 (PL)} : \quad & \text{지점b} \quad 1263.70 \text{ kN} \quad , \quad \text{지점c} \quad 1915.85 \text{ kN} \\
 P_{cb} &= 1263.70 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN} \\
 P_{cc} &= 1915.85 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN} \\
 \sum P_c &= 0.000 \text{ kN} \\
 M_{cb} &= 0.000 \times 5.058 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_{cc} &= 0.000 \times 5.908 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum M_c &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 R_{pb1} &= 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb2} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb3} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb4} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb5} &= 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- IPC

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 R_{pc1} &= 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc2} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc3} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc4} &= 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc5} &= 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5) 풍 하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	2.800	=	16.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.200	×	0.6	=	5.760	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	4.709	×	14.970	=	211.481	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.559	×	17.470	=	291.347	kN
	Mn3b	=	211.481	×	2.8045			=	593.098	kN·m
	Mn3c	=	291.347	×	3.230			=	940.905	kN·m
	Σ Mn3							=	1534.003	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 593.098 \times 1.700 / 5.780 = 174.441 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 593.098 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 593.098 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 593.098 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 593.098 \times -1.700 / 5.780 = -174.441 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 940.91 \times 1.700 / 5.780 = 276.737 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 940.91 \times -1.700 / 5.780 = -276.737 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned}
 \text{COPING} \quad Wt1 &= 1.500 \times 2.000 \times 2.800 = 8.400 \text{ kN} \\
 \text{기둥} \quad Wt2 &= 1.500 \times 3.200 \times 0.6 = 2.880 \text{ kN/m} \\
 \text{상부구조} \quad Wn3b &= 1.500 \times 6.808 \times 14.970 = 152.874 \text{ kN} \\
 \quad Wn3c &= 1.500 \times 7.658 \times 17.470 = 200.678 \text{ kN} \\
 \quad Mn3b &= 152.874 \times 3.854 = 589.176 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \quad Mn3c &= 200.678 \times 4.279 = 858.701 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \quad \Sigma \quad Mn3 &= 1447.877 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

$$\begin{aligned}
 Rti &= Mt3 \times xi / \Sigma xi^2 \\
 \Sigma xi^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 Rnb1 &= 589.176 \times 1.700 / 5.780 = 173.287 \text{ kN} \\
 Rnb2 &= 589.176 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 589.176 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 589.176 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 589.176 \times -1.700 / 5.780 = -173.287 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- IPC

$$\begin{aligned}
 Rti &= Mt3 \times xi / \Sigma xi^2 \\
 \Sigma xi^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 Rnc1 &= 858.701 \times 1.700 / 5.780 = 252.559 \text{ kN} \\
 Rnc2 &= 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc3 &= 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc4 &= 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc5 &= 858.701 \times -1.700 / 5.780 = -252.559 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6) 유수압 ($P = K \times V^2 \times A$)

$$\begin{aligned}
 K &= 0.4 \quad (\text{원형}) \quad : \text{교각의 형상에 따라 정해지는 계수} \\
 V &= Q / A = 1400.00 / 720 \\
 &= 1.944 \text{ m/sec} \\
 A &= 0.000 \text{ m}^2 \quad : \text{교각의 연직투영면적} \\
 P &= 0.4 \times 1.944^2 \times 0.000 = 0 \text{ kN} \\
 H &= 0.6 \times \text{수심} = 0.6 \times 0.000 = 0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

7) 충돌 하중

▣ 유목에 의한 충돌하중 ($P = 0.1 \times W \times V$)

$$W = 100 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 1.944 / 0.85 = 2.287 \text{ m/sec} \quad : \text{표면유속}$$

$$P = 0.1 \times 100 \times 2.287 = 22.870 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

▣ 자동차의 충돌하중

$$\text{- 차도방향에 대하여} = 1000 \text{ kN}$$

$$\text{- 차도 직각방향에 대하여} = 500 \text{ kN}$$

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교직)}	153.01		161.13		151.98	466.12	1.0교직+0.3교축
	H _{EB(교축)}	410.57		317.93		410.30	1138.80	0.3교직+1.0교축
중점측	H _{EC(교직)}	167.14		168.39		165.92	501.45	1.0교직+0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 466.120 \times 1.468 = 684.263 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 501.447 \times 1.893 = 949.240 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 684.263 \times 1.700 / 5.780 = 201.254 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 684.263 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 684.263 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 684.263 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 684.263 \times (-1.700) / 5.780 = -201.254 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{EC1} = 949.240 \times 1.700 / 5.780 = 279.188 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 949.240 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 949.240 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 949.240 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 949.240 \times (-1.700) / 5.780 = -279.188 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교각})}$	$M_{0E(\text{교각})}$	비고
기둥하단	939.822	6.687.042	1.0교각+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(\text{교각})}$	375.82		395.76		373.27	1144.86	1.0교각+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	1008.43		780.89		1007.75	2797.06	0.3교각+1.0교축
종점측	$H_{EC(\text{교각})}$	410.53		413.58		407.52	1231.63	1.0교각+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교각+1.0교축

$$M_{eb(\text{교각})} = 1144.855 \times 1.468 = 1680.647 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ec(\text{교각})} = 1231.625 \times 1.893 = 2331.466 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{Eb1} = 1680.647 \times 1.700 / 5.780 = 494.308 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1680.647 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1680.647 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1680.647 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1680.647 \times (-1.700) / 5.780 = -494.308 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 2331.466 \times 1.700 / 5.780 = 685.725 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 2331.466 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 2331.466 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 2331.466 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 2331.466 \times (-1.700) / 5.780 = -685.725 \text{ kN}$$

$$P_E = 1144.86 + 1231.625 = 2376.480 \text{ kN}$$

$$M_c = 2376.480 \times 1.468 = 3488.673 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교각})}$	$M_{0E(\text{교각})}$	비 고
기둥 하단	2,308.334	16424.31	1.0교각+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간	우측 경간
고정하중	3216.000 kN	4170.000 kN
편 심	0.530 m	-0.500 m

$$M_d = 3216 \times 0.530 + 4170 \times -0.500 = -380.520 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간	우측 경간
활하중	단선재 하시	1263.700 kN	1915.853 kN
	복선재 하시	0.000 kN	0.000 kN
편 심		0.530 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1263.70 \times 0.530 + 1915.85 \times -0.500 = -288.165 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.530 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간	우측 경간
활하중	단선재 하시	1380.966 kN	2055.967 kN
	복선재 하시	0.000 kN	0.000 kN
편 심		0.530 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1380.97 \times 0.530 + 2055.97 \times -0.500 = -296.071 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.530 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING } W_{n1} &= 3.000 \times 1.200 \times 5.100 = 18.360 \text{ kN} \\ &3.000 \times 0.800 \times 4.250 = 10.200 \text{ kN} \\ &(18.360 + 10.200) / 5.100 = 5.600 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥 } W_{n2} = 3.000 \times 3.200 \times 0.6 = 5.760 \text{ kN/m}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING } W_{n1} &= 1.500 \times 1.200 \times 5.100 = 9.180 \text{ kN} \\ &1.500 \times 0.800 \times 4.250 = 5.100 \text{ kN} \\ &(9.180 + 5.100) / 5.100 = 2.800 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥 } W_{t2} = 1.500 \times 3.200 \times 0.6 = 2.880 \text{ kN/m}$$

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_f = T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μ_m ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

R_m ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

① KL2012

가) 제동하중 ; $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 30.000 = 600.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 35.000 = 700.000 \text{ kN}$$

나) 시동하중 ; $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 30.000 = 990.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 35.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 3216.00 + 1200.078 = 4416.078 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 600.00 - 331.206 \text{ (제동하중)}$$

$$= 990.00 - 331.206 \text{ (시동하중)}$$

$$= 268.79 < T/2 = 300.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 658.79 > T/2 = 495.00 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 300.00 \text{ kN(제동하중), } 658.79 \text{ kN(시동하중)}$$

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 4170.00 + 1818.19 = 5988.188 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 898.228 > T/2 = 350.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 898.228 > T/2 = 500.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 350.000 \text{ kN(제동하중), } 500.000 \text{ kN(시동하중),}$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 658.794 + 500.000 = 1158.794 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 29.940 = 179.640 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 179.64 - 241.200$$

$$= -61.56 < T/2 = 89.82$$

$$\therefore T_f = 89.82 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 34.940 = 209.640 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 625.500 > T/2 = 104.820$$

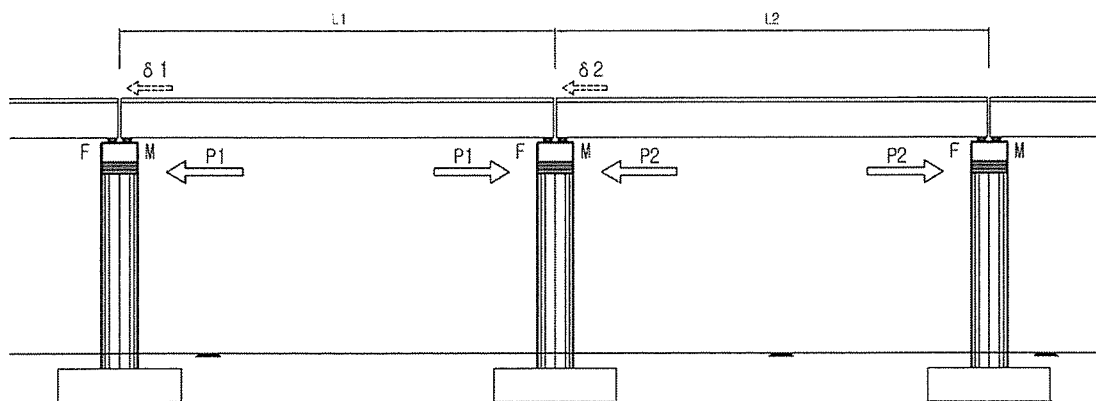
$$\therefore T_m = 104.82 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 89.820 + 104.820 = 194.640 \text{ kN}$$

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 3216.00 \times 0.150 = 482.400 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 4170.00 \times 0.150 = 625.500 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 4596.97 \times 0.150 = 689.545 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 6225.97 \times 0.150 = 933.895 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

$$\delta = \Delta t \times \alpha \times L$$

여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 29.000 = 0.00435 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 34.000 = 0.0051 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

$$\delta 1 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1017.264 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 5.147 m⁴

L: 12.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	482.400	1017.264	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	689.545	1676.058	교좌장치마찰에의한 수평력적용

$$\delta 2 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1192.654 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 5.147 m⁴

L: 12.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	625.500	1192.654	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	933.895	1692.654	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	625.500	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	433.895	슈마찰력 : MAX(Ts1', Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	1022.62	6027.61	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

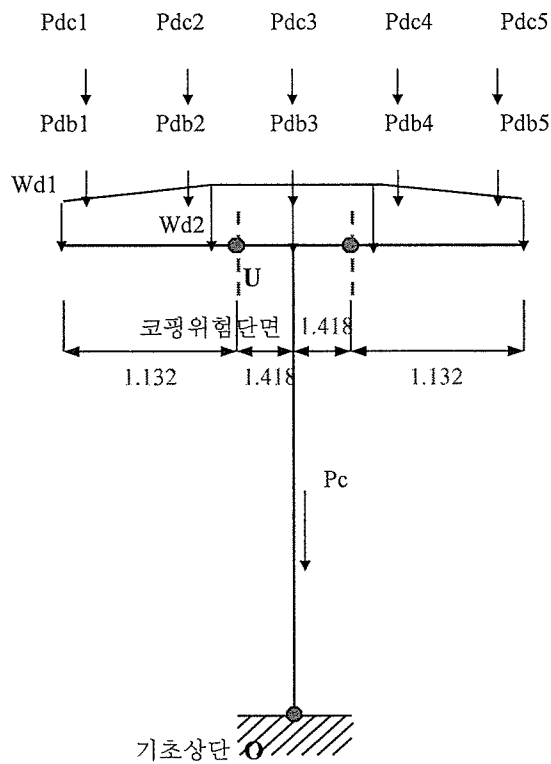
■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	2511.70	14804.67	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

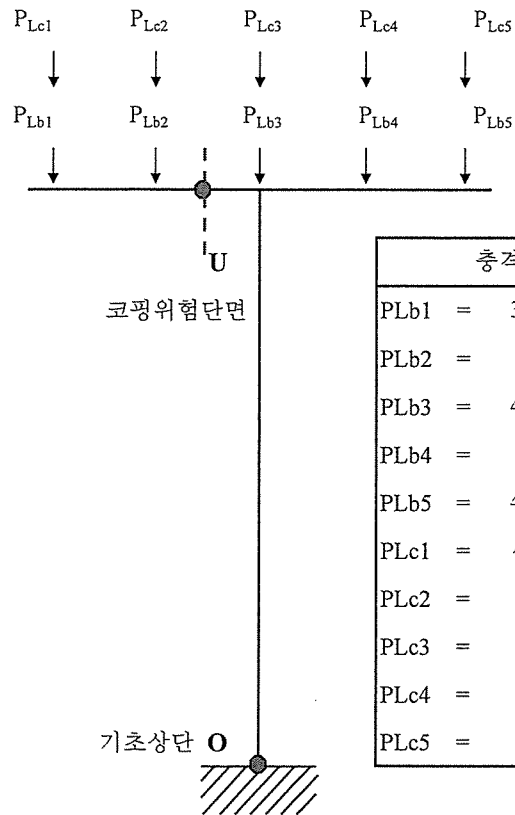
1) 상부 교정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	1105.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	1062.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	1049.00	kN
Pdc1	=	1395.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	1380.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	1395.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	2009.815	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1105.000	0.282	1105.000	311.651	1.700	1105.000	1878.500
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	1062.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	1062.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	1049.000	0.282	1049.000	295.857	-1.700	1049.000	-1783.300
Pcd1	1395.000	0.282	1395.000	393.442	1.700	1395.000	2371.500
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	1380.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	1380.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	1395.000	0.282	1395.000	393.442	-1.700	1395.000	-2371.500
Wd1	109.76	0.565	93.296	52.74678309	0.000	186.592	0.000
Wd2	137.200	0.141	38.69546532	5.456774915	0.000	466.480	0.000
Pc	2009.815	-1.418	0.000	0	0.000	2009.815	0.000
합 계			2921.99	763.296		10048.887	95.200

2-2) 활 하중 (L.C 2-2): 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 346.955 kN	PLb1	= 376.506 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 423.513 kN	PLb3	= 463.032 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 493.232 kN	PLb5	= 541.428 kN
PLc1	= 485.15 kN	PLc1	= 518.39 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 637.24 kN	PLc3	= 684.03 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 793.46 kN	PLc5	= 853.55 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	346.955	0.282	346.955	97.854	1.700	346.955	589.824
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	423.513	-1.418	0.000	0.000	0.000	423.513	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	493.232	0.282	493.232	139.110	-1.700	493.232	-838.494
PLc1	485.152	0.282	485.152	136.831	1.700	485.152	824.758
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	637.244	-1.418	0.000	0.000	0.000	637.244	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	793.457	0.282	793.457	223.784	-1.700	793.457	-1348.877
합 계			1286.689	362.894		3179.553	772.789

Moy= -288.165 kN·m

Ho= 0.000 kN

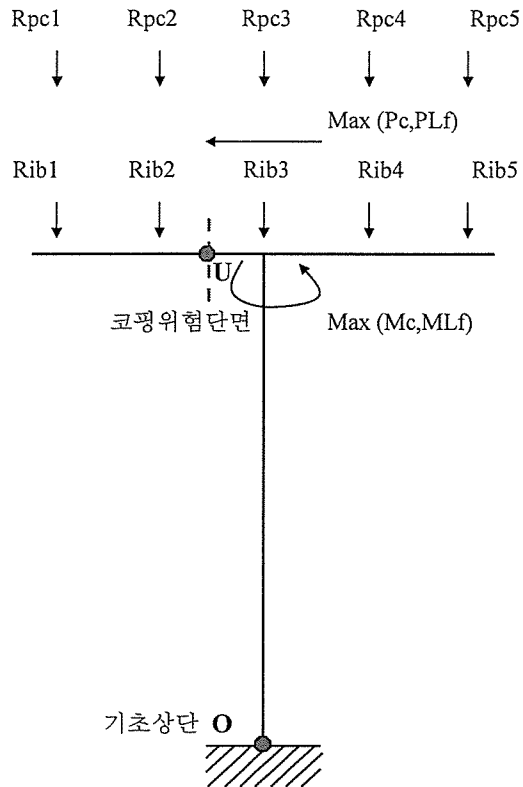
▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	376.506	0.282	376.506	106.189	1.700	376.506	640.061
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	463.032	-1.418	0.000	0.000	0.000	463.032	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	541.428	0.282	541.428	152.703	-1.700	541.428	-920.428
PLc1	518.390	0.282	518.390	146.205	1.700	518.390	881.264
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	684.031	-1.418	0.000	0.000	0.000	684.031	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	853.545	0.282	853.545	240.731	-1.700	853.545	-1451.027
합 계			1394.974	393.434		3436.933	850.131

Moy= -296.071 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

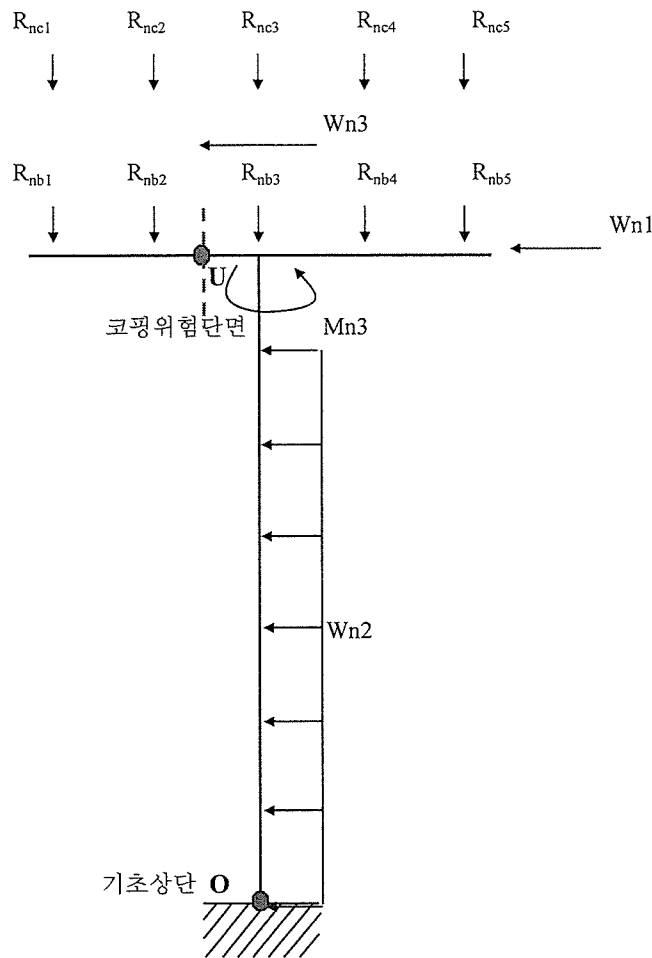
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf, Mc)	=	0.000	kN·m

Rib1	=	0.000	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	0.000	kN
Rpc1	=	0.000	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	0.000	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	0.282	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	0.000	0.282	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.282	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	0.000	0.282	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	12.625	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

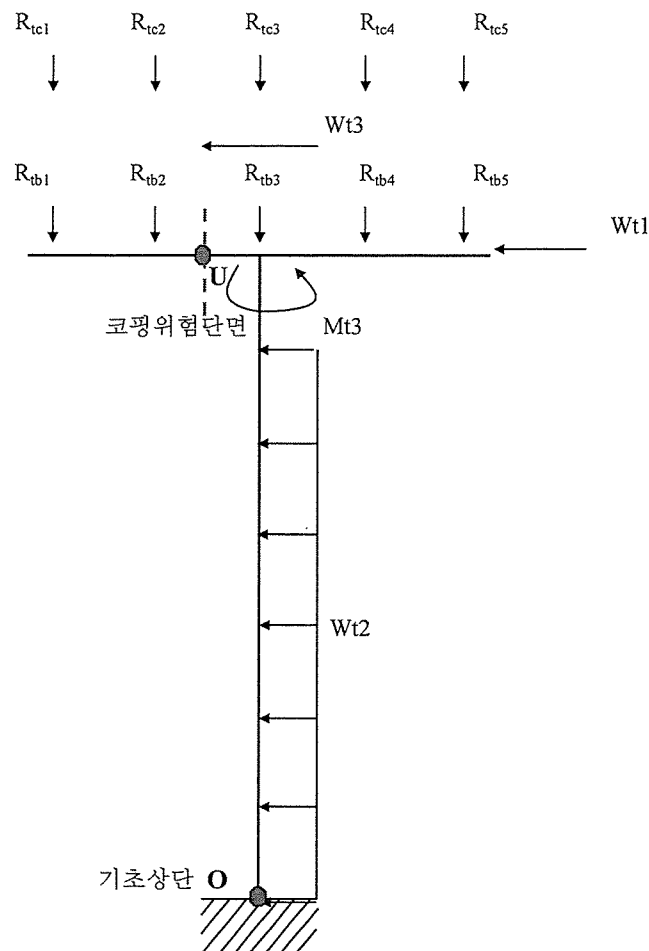


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.760	kN/m
Wn3b	=	211.481	kN
Wn3c	=	291.347	kN
Mn3	=	1534.003	kN·m

Rnb1	=	174.441	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-174.441	kN
Rnc1	=	276.737	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-276.737	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	174.441	0.282	174.441	49.199	1.700	174.441	296.549
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb5	-174.441	0.282	-174.441	-49.199	-1.700	-174.441	296.549
Rnc1	276.737	0.282	276.737	78.050	1.700	276.737	470.453
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc5	-276.737	0.282	-276.737	-78.050	-1.700	-276.737	470.453
Wn1	16.80	-	-	-	12.625	-	212.100
Wn2	58.75	-	-	-	5.100	-	299.635
Wn3	502.83	-	-	-	12.625	-	6348.204
합 계	578.380		451.177	127.249		0.000	8393.942

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

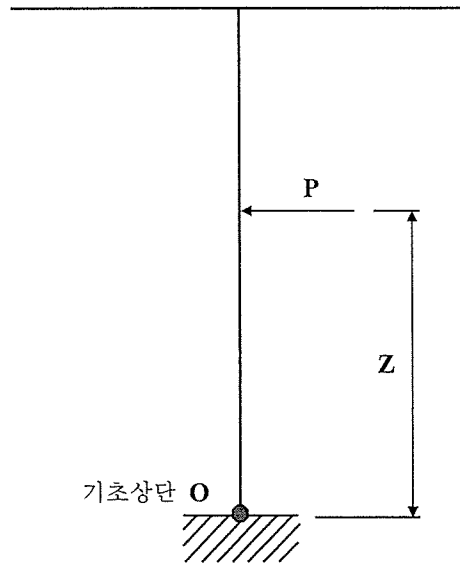


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.880	kN/m
Wt3b	=	152.874	kN
Wt3c	=	200.678	kN
Mt3	=	589.176	kN·m

Rtb1	=	173.287	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-173.287	kN
Rtc1	=	252.559	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-252.559	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	173.287	0.282	173.287	48.873	1.700	173.287	294.588
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-173.287	0.282	-173.287	-48.873	-1.700	-173.287	294.588
Rtc1	252.559	0.282	252.559	71.231	1.700	252.559	429.351
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc5	-252.559	0.282	-252.559	-71.231	-1.700	-252.559	429.351
Wt1	8.40	-	-	-	12.625	-	106.050
Wt2	29.38	-	-	-	5.100	-	149.818
Wn3	353.55	-	-	-	12.625	-	4463.594
합 계	391.328		425.846	120.104		0.000	6167.339

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	5.000	m

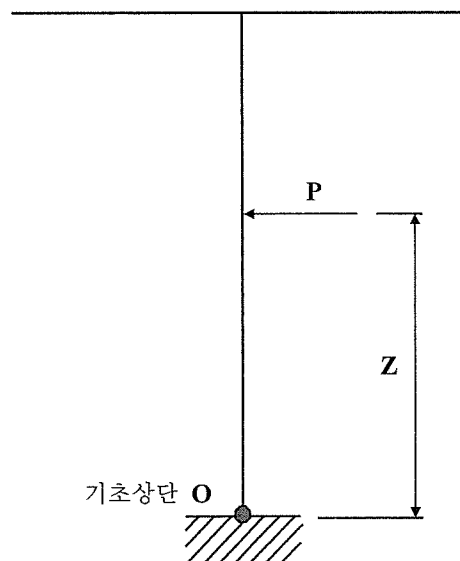
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 0.000 \times 5.000 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 0.000 \text{ kN}$$

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	6.800	m

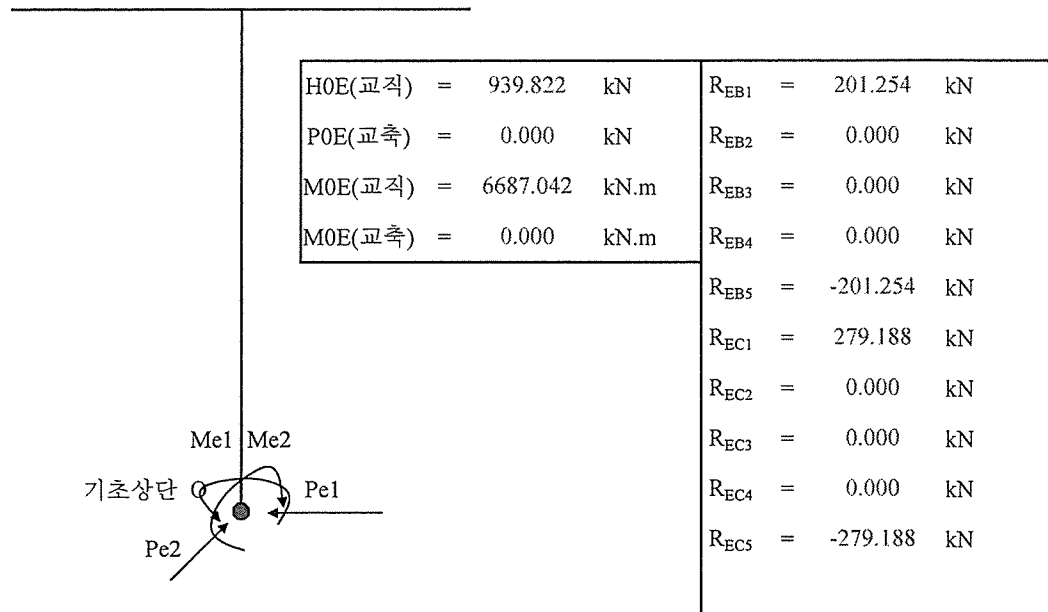
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 1000.000 \times 6.800 = 6800.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

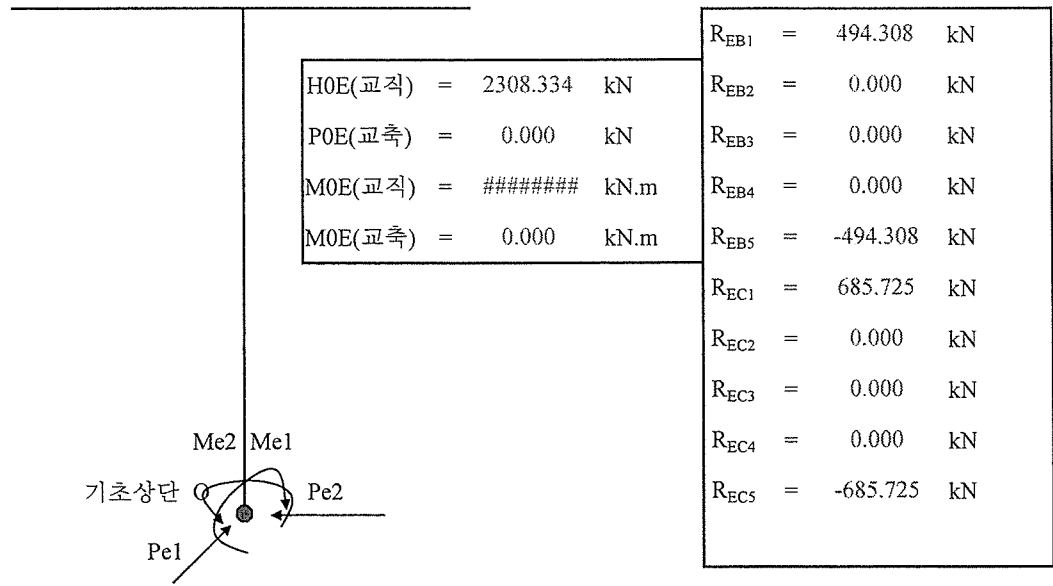
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	201.254	0.282	201.254	56.761	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-201.254	0.282	-201.254	-56.761	-	-	-
REC1	279.188	0.282	279.188	78.741	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-279.188	0.282	-279.188	-78.741	-	-	-
He1	939.822	-	-	-	-	-	6687.042
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			480.442	135.502			

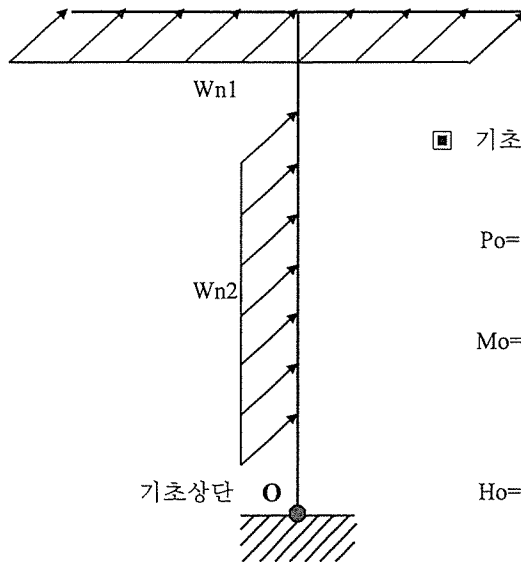
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	494.308	0.282	494.308	139.413	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-494.308	0.282	-494.308	-139.413	-	-	-
REC1	685.725	0.282	685.725	193.400	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-685.725	0.282	-685.725	-193.400	-	-	-
He1	2308.334	-	-	-	-	-	16424.314
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1180.033	332.813			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



W_{n1}	=	5.600	kN/m
W_{n2}	=	5.760	kN/m

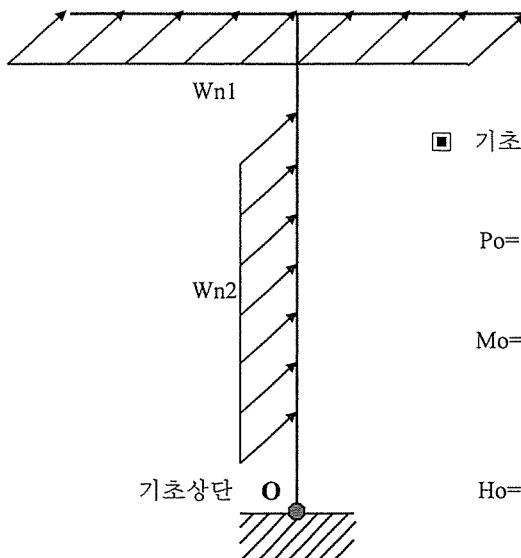
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 28.560 \times 11.200 + 58.752 \times 5.100 = 619.507 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 87.3120 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



W_{n1}	=	2.800	kN/m
W_{n2}	=	2.880	kN/m

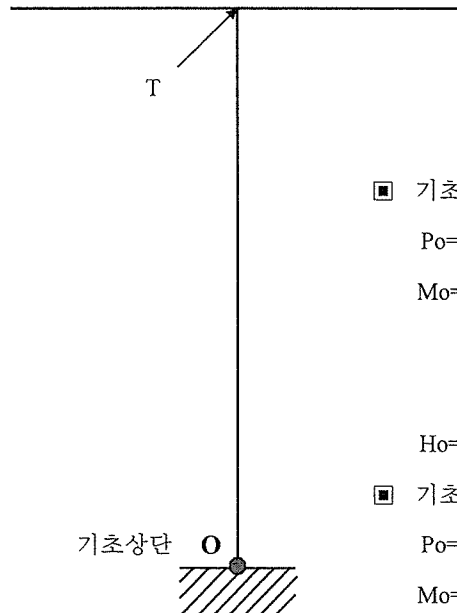
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 14.280 \times 11.200 + 29.376 \times 5.100 = 309.754 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 43.6560 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	658.794	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	500.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 13.500 + \\ &\quad 0.000 \times 12.650 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 0.00 \text{ kN}$$

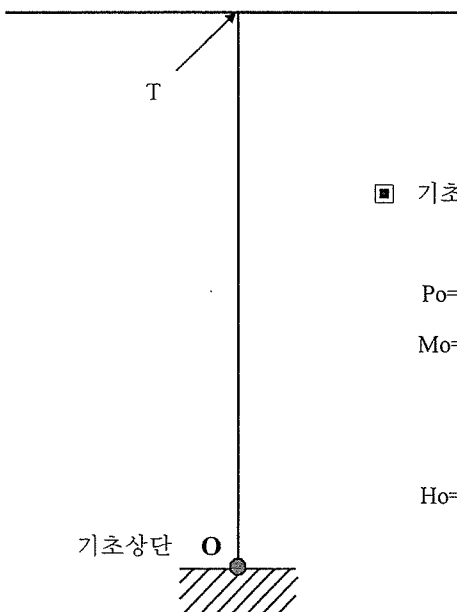
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 658.794 \times 13.500 + \\ &\quad 500.000 \times 12.650 \\ &= 15218.721 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1158.79 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	89.820	kN
T_m	=	104.820	kN

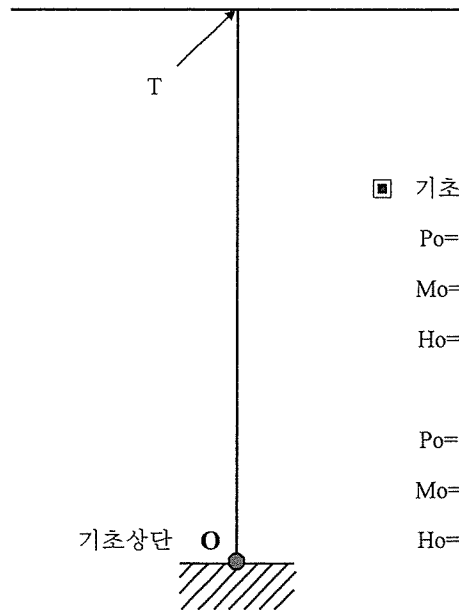
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 89.820 \times 13.500 + \\ &\quad 104.820 \times 12.650 \\ &= 2538.543 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 194.640 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	625.500	kN
시제동하중 작용시	=	433.895	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 625.500 \times 13.500 = 8444.250 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

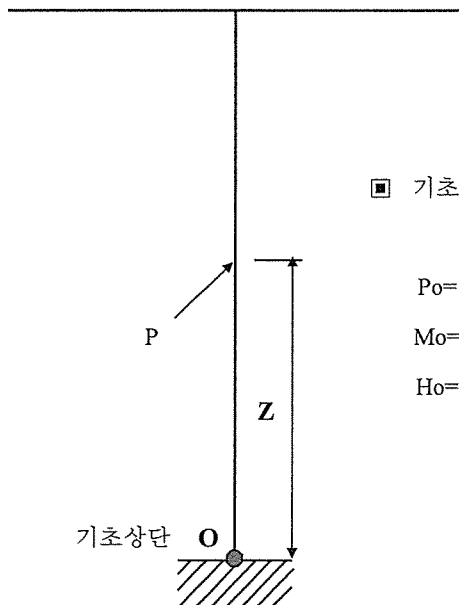
$$H_o = 625.500 \text{ kN}$$

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 433.895 \times 13.500 = 5857.582 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 433.895 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	6.800	M

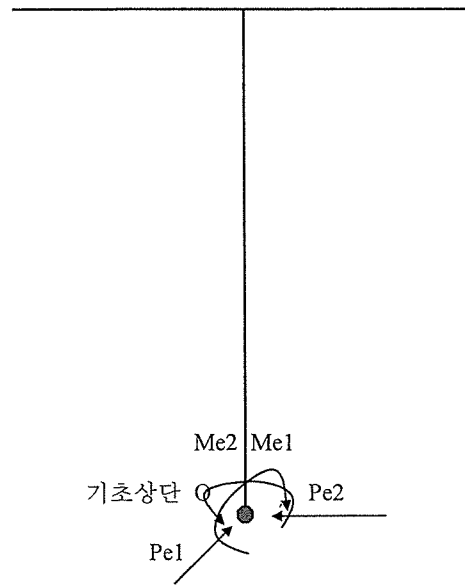
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 500.000 \times 6.800 = 3400.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 500.000 \text{ kN}$$

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$Pe1 = 0.000 \text{ kN}$$

$$Pe2 = 0.000 \text{ kN}$$

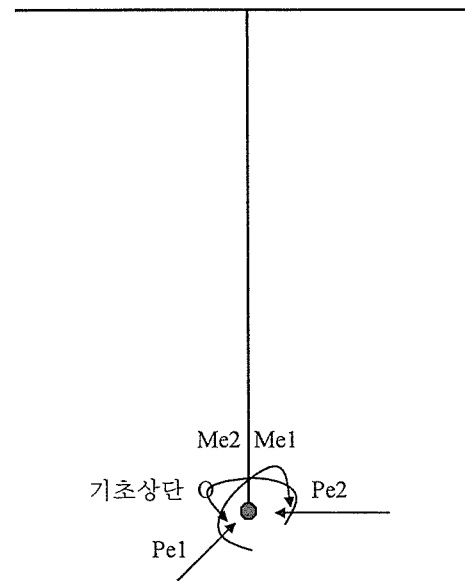
$$He1 = 1022.619 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$He2 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Me1 = 6027.615 \text{ kN}$$

$$Me2 = 0.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$Pe1 = 0.000 \text{ kN}$$

$$Pe2 = 0.000 \text{ kN}$$

$$He1 = 2511.696 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$He2 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$Me1 = ##### \text{ kN}$$

$$Me2 = 0.00 \text{ kN}$$

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고정 하중 + 자중		2,922	763	
Load Case 2-1	활 하중(복선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하중(단선)	충격 미고려시	1,287	363	
		충격 고려시	1,395	393	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		451	127	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		426	120	
Load Case 6	유수압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		480	136	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,180	333	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,922	763	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	4,317	1,157	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	3,373	891	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	3,348	883	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	4,743	1,277	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,922	763	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	4,317	1,157	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	3,373	891	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	3,945	1,030	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	6,525	1,758	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	4,675	1,221	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	6,907	1,851	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	3,945	1,030	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	5,898	1,581	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	4,554	1,202	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	4,520	1,193	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	6,473	1,743	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,945	1,030	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	5,898	1,581	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	4,048	1,069	
comb 23	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	1.00		4,573	1,229	운행성
comb 24	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-		1.00	5,273	1,426	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.91=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교 직 방 향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	10,049	95	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,180	773	288
			충격 고려시	-	-	3,437	850	296
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		578	-	-	8,394	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		391	-	-	6,167	-
교 축 방 향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	6,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		940	-	-	6,687	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,308	-	-	16,424	-
교 축 방 향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	87	-	-	620
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	44	-	-	310
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,159	-	-	15,219
	L.C 13	장대레일중하중		-	195	-	-	2,539
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	626	-	-	8,444
			시제동하중 작용	-	434	-	-	5,858
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	3,400
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,023	-	-	6,028
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,512	-	-	14,805

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	10,049	-	95	-	-	
combo 2	13,486	-	945	-	296	
combo 3	10,049	-	95	626	8,444	
combo 4	13,486	-	945	626	8,740	
combo 5	10,049	578	8,489	713	9,064	
combo 6	10,049	391	6,263	672	8,706	
combo 7	13,486	391	7,113	1,831	24,221	
combo 8	10,049	1,000	6,895	500	3,400	
combo 9	13,486	1,000	7,745	500	3,696	
combo 10	10,049	1,578	15,289	587	4,020	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격고려)		황하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.91 = (1 / (1 + \text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	13,566	-	129	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	19,924	-	1,701	-	548	철설기 8.3.1
comb 13	16,078	-	152	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	21,577	-	1,513	-	474	철설기 8.3.2
comb 15	13,566	-	129	844	11,400	철설기 8.3.3
comb 16	18,378	-	1,319	844	11,814	철설기 8.3.3
comb 17	13,566	781	11,460	962	12,236	철설기 8.3.4
comb 18	13,566	528	8,454	917	11,880	철설기 8.3.5
comb 19	18,378	528	9,645	2,540	33,601	철설기 8.3.5
comb 20	13,566	1,350	9,309	675	4,590	철설기 8.3.7
comb 21	18,378	1,350	10,499	675	5,005	철설기 8.3.7
comb 22	12,059	1,894	18,347	705	4,823	철설기 8.3.8
comb 23	13,176	-	869	1,023	6,297	철설기 8.3.6
comb 24	13,176	940	7,556	-	269	철설기 8.3.6
comb 25	13,176	-	869	2,512	15,074	철설기 8.3.6
comb 26	13,176	2,308	17,293	-	269	철설기 8.3.6

(재현주기 100년, 교축)

(재현주기 100년, 교직)

(재현주기 1000년, 교축)

(재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.91	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.91 = (1 / (1 + \text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	8,039	-	76	-	-	철설기 8.3.1
comb 28	14,397	-	1,649	-	548	철설기 8.3.1
comb 29	8,039	-	76	-	-	철설기 8.3.2
comb 30	13,538	-	1,436	-	474	철설기 8.3.2
comb 31	8,039	-	76	844	11,400	철설기 8.3.3
comb 32	12,851	-	1,266	844	11,814	철설기 8.3.3
comb 33	8,039	781	11,408	962	12,236	철설기 8.3.4
comb 34	8,039	528	8,402	917	11,880	철설기 8.3.5
comb 35	12,851	528	9,592	2,540	33,601	철설기 8.3.5
comb 36	8,039	1,350	9,256	675	4,590	철설기 8.3.7
comb 37	12,851	1,350	10,446	675	5,005	철설기 8.3.7
comb 38	9,044	1,894	18,318	705	4,823	철설기 8.3.8
comb 39	13,176	-	869	1,023	6,297	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	13,176	940	7,556	-	269	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	13,176	-	869	2,512	15,074	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	13,176	2,308	17,293	-	269	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격미고 려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

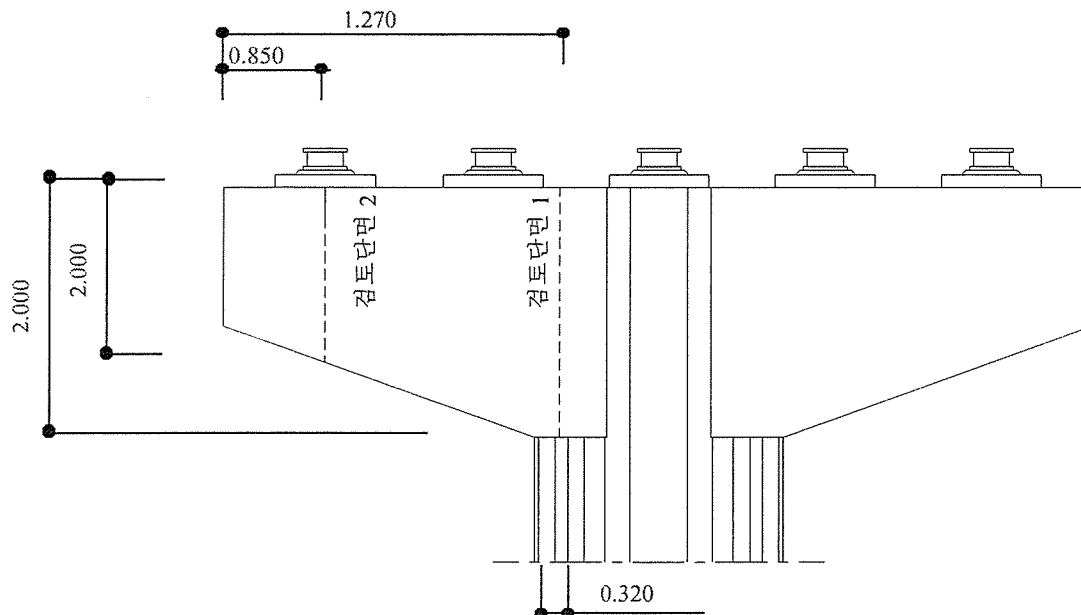
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	10,049	-	95	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	13,228	-	868	-	288	철설기 8.3.1
combo 45	10,049	-	95	626	8,444	철설기 8.3.3
combo 46	13,228	-	868	626	8,732	철설기 8.3.3
combo 47	10,049	578	8,489	713	9,064	철설기 8.3.4
combo 48	10,049	391	6,263	672	8,706	철설기 8.3.5
combo 49	13,228	391	7,035	1,831	24,213	철설기 8.3.5
combo 50	10,049	1,000	6,895	500	3,400	철설기 8.3.7
combo 51	13,228	1,000	7,668	500	3,688	철설기 8.3.7
combo 52	10,049	1,694	16,968	605	4,143	철설기 8.3.8
combo 53	13,228	-	868	1,023	6,316	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	13,228	940	7,555	-	288	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	13,228	-	868	2,512	15,093	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	13,228	2,308	17,292	-	288	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 5	1,277	
계수하중	최대모멘트	comb 14	1,851	
	최대전단력	comb 14	6,907	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	1,851	6,907	1,277

$L_n = 840.00 \text{ mm}$ $L_n/D = 840.00 / 1850.00 = 0.454 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H 25	- 21	EA =	10,641 mm ²	, d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H 25	- 21	EA =	10,641 mm ²	, d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H 0	- 0	EA =	- mm ²	, d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm² [사용률 7.626 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 119.224 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03592 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 2790.723 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 207.325 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 18.130 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3,721 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 119.224 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 12954.669 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 1850.768 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 7.000] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 2800.0 \times 1850.00 / 1000 = 4019.37 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 6907.144 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 6907.144 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

$$\text{수직 전단철근량 : } A_v, \text{ 간격 : } S_v \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0025 \times b \times S_v, \quad S_v \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$\text{수평 전단철근량 : } A_h, \text{ 간격 : } S_h \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0015 \times b \times S_h, \quad S_h \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$V_u = \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$S_v = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_v = 6 \times 287 = 1,719 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 2800 \times 200 = 1,400 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200 \text{ mm 로 배근}$$

$$S_h = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370.000 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1,719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 2800 \times 200.00 = 840.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 5406.255 \text{ kN}$$

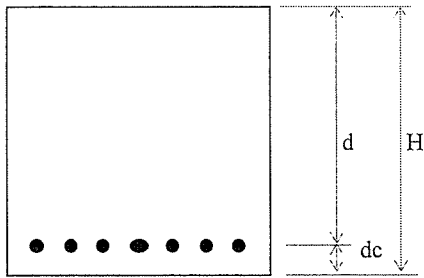
- 전단강도검토

$$V_u = 6907.144 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	2,800	mm ,
$d =$	1,850	mm,	$d_c =$	150	mm ,
$M_o =$	1,277	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 35 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) &= & 36 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= & 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 1,745 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 1745 \text{ mm} && \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

6.2 지점부 (corbel 검토)

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.75 \quad \Phi_v = 0.75$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	1850.768	6907.144	1276.834

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 6907.144 \text{ kN}$$

$$M_u = 1850.768 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 1850.768 / 6907.144 = 0.268 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m}$$

$$a / d = 0.268 / 1.850 = 0.145 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 6907.144 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 6907.144 = 1381.429 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$$

$$= 1850.768 + 1381.429 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 2057.982 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2,800 \times 1,850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2,800 \times 1,850 = 29,008 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 29,008.00 = 21,756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 6.907 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{6,907,144}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 16,446 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 2,058 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{20}{0.006} = 3,495 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,381 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1,381 / (0.75 \times 400)$$

$$= 4604.763 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 3495 + 4605 = 8,100 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 16446 + 4605 = 15,568 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 2800 \times 1850 = 15,540 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15,568 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H 25	- 21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use A_s (2단) :	H 25	- 21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use A_s (3단) :	H 0	- 0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.367 \text{]}$$

- O.K -

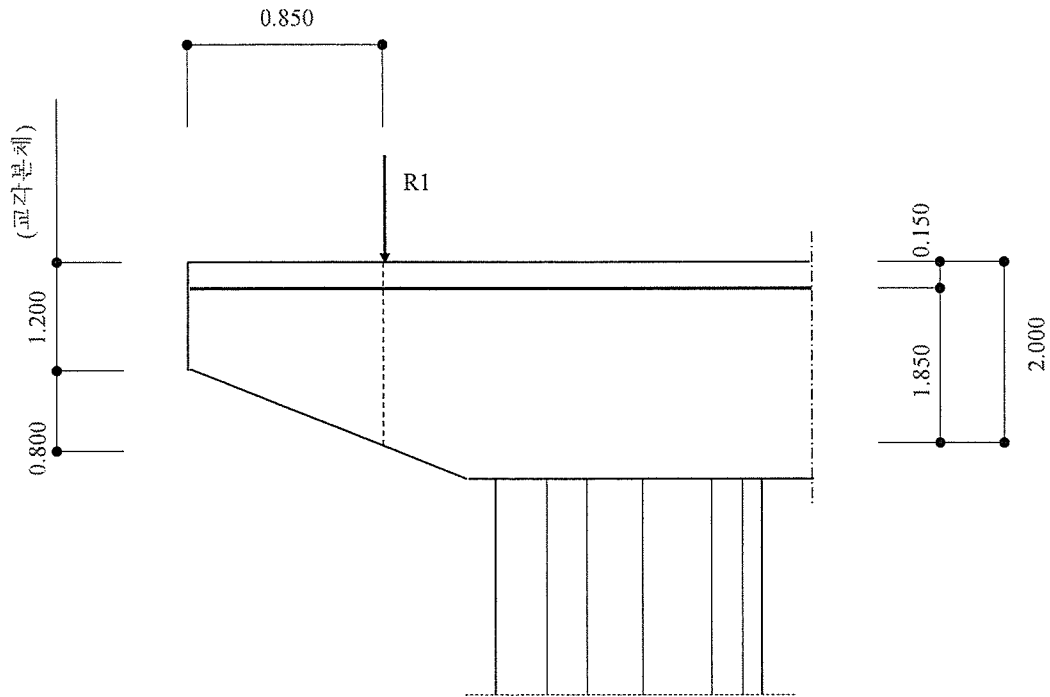
바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15,568 - 4,605) = 5,482 \text{ mm}^2$$

Use	H 19	- 6	EA	×	6	단	=	10,314 mm ²

∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.75$ $\Phi_v = 0.75$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	132.314	2472.402	1276.834

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{01} &= 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN} \\
 W_{02} &= \frac{1}{2} \times 0.800 \times 0.850 \times 2.800 \\
 &\quad \times 24.500 = 23.324 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 93.296 \text{ kN} \\
 M_{01} &= 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m} \\
 M_{02} &= 23.324 \times 0.283 = 6.601 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 36.339 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 1105.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 346.955 \text{ kN}$$

라) 설계하중 ($1.6 \times$ 자중 + $1.6 \times$ 고정하중 + $1.6 \times$ 활하중)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 93.296 + 1.6 \times 1105.000 + 1.6 \times 346.955 \\ &= 2472.402 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.6 \times 36.339 \\ &= 58.142 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$a = M_u / V_u = 58.142 / 2472.402 = 0.024 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m}$$

$$a / d = 0.024 / 1.850 = 0.013 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 2472.402 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2472.402 = 494.48 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$$

$$= 58.142 + 494.480 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 132.314 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1850.00 = 31080.000 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1850.00 = 29008.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 21756.000 \text{ kN} > V_u = 2472.402 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{2472402.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 5886.671 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 132.314 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.253}{0.006} = 223.579 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 494.48 \text{ kN}$$

$$A_n = \frac{N_u}{(\Phi \times f_y)} = \frac{494.48}{(0.75 \times 400)}$$

$$= 1648.267 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 223.579 + 1648.267 = 1871.846 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 5886.671 + 1648.267 = 5572.714 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1850.000 = 15540.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15540.000 \text{ mm}^2$$

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 =	300 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.369 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15540.000 - 1648.267) \\ = 6945.867 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	6	단	=	10314.000 mm ²	∴ O.K!!

7.기 동 설 계

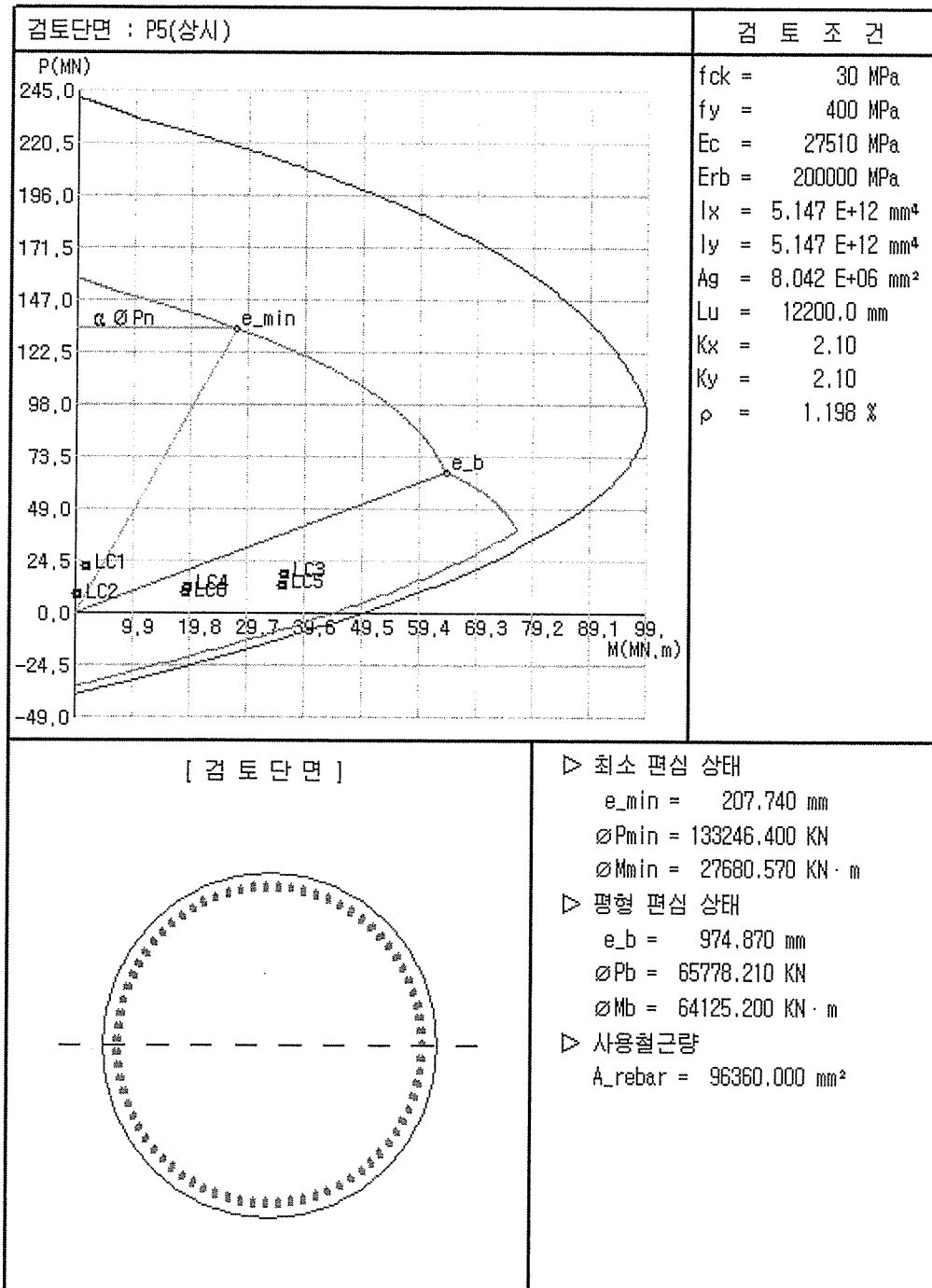
7.1 단면력 집계

구 분	하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
			교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	21,577	0	0	474	1,513	Load case 1
	최소축력	8,039	0	0	0	76	Load case 2
	최 대 모 멘 트	comb 19	2,540	528	33,601	9,645	Load case 3
		comb 22	705	1,894	4,823	18,347	Load case 4
	최 대 편 심	comb 35	2,540	528	33,601	9,592	Load case 5
		comb 38	705	1,894	4,823	18,318	Load case 6
	교축방향	comb 23	1,023	0	6,297	869	Load case 7
	교축직각방향	comb 24	0	940	269	7,556	Load case 8
지 진 시 재 현 주 기 100년)	교축방향	comb 25	2,512	0	15,074	869	Load case 9
	교축직각방향	comb 26	0	2,308	269	17,293	Load case 10

7.2 기동해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P5(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P5(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복 강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복 강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 3200.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 12200.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 96360.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 21577.312 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 473.714 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 473.714 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 1512.529 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 1512.529 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.035$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.035$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 490.276 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 1565.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 1640.390 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 72.610^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.73 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 76.02 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.289 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.980 + 14782.532 + -11100.875 = 100932.600 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.541 + 15567.331 + 13337.633 = 98365.500 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.57 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강도 감소 계수 : $\phi = 0.65196$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65804.43 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64130.76 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 204994.500 \text{ KN}$
 $M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 42583.948 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$
설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 133246.417 \text{ KN} \geq P_u = 21577.312 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$
설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 27679.567 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1640.390 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 8039.110 \text{ KN}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 76.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 76.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.013$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.013$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 77.131 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 77.131 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 90.000^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.79 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 9.59 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1833.300 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97248.156 + 14789.885 + -11125.144 = 100912.900 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69464.553 + 15572.947 + 13364.175 = 98401.670 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 975.11 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65227$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65822.87 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64184.86 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = -0.10000 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 204994.700 \text{ KN}$

$M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 42595.504 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$\text{강도 감소 계수 : } \phi = 0.650$$

$$\text{축력 감소 계수 : } \alpha = 0.850$$

$$\text{설계축하중강도 : } \alpha \phi P_n = 133246.417 \text{ KN} \geq P_u = 8039.110 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 힘 강 도 : } \phi M_n = 27687.044 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 77.131 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) Load Case 3

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 18377.704 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 33600.573 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 33600.573 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 9644.610 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 9644.610 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 32.0$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 32.0$$

$$\text{지속 계수하중비 : } \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수 : } \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.030$$

$$\text{Y축 확대계수 : } \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.030$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 34595.968 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 9930.324 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 35992.948 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 16.015^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{min} = 207.74 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 1958.51 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.299 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.962 + 14754.793 + -11103.605 = 100902.100 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.388 + 15567.406 + 13338.316 = 98366.120 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 974.87 \text{ mm}$$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
 강도 감소 계수 : $\phi = 0.65189$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 65777.55 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 64124.32 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1157.462 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1958.512 \text{ mm} \approx e = 1958.512 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.004969 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 52317.202 + 10826.995 + -19747.156 = 43397.040 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 53971.267 + 13328.399 + 17693.946 = 84993.610 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00497$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00497 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.897$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 38943.424 \text{ KN} \geq P_u = 18377.704 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 76271.152 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 35992.948 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 12058.664 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 4823.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 4823.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 18346.970 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 18346.970 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$X\text{축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.019$$

$$Y\text{축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.019$$

$$X\text{축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 4916.222 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y\text{축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 18700.005 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 19335.445 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 75.270^\circ$$

$$\text{최소 편심} : e_{\min} = 207.74 \text{ mm}$$

$$\text{작용 편심} : e = 1603.45 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.288 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.968 + 14754.385 + -11103.383 = 100902.000 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.542 + 15567.398 + 13338.359 = 98366.300 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형 편심} : e_b = 974.87 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.6519$$

$$\text{평형 축하중} : \phi P_b = 65778.39 \text{ KN}$$

$$\text{평형 모멘트} : \phi M_b = 64125.37 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 1326.46 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n/P_n = 1603.448 \text{ mm} \approx e = 1603.448 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{used} = 1.198 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.003953 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성 파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 63108.628 + 11889.132 + -17834.579 = 57163.180 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 60028.659 + 14113.936 + 17515.616 = 91658.210 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00395$$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00395 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면}$$

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 0.90 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.813$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 46461.238 \text{ KN} \geq P_u = 12058.664 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 74498.197 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 19335.445 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 12850.816 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 33600.573 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 33600.573 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 9592.250 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 9592.250 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.021$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.021$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 34290.468 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 9789.199 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 35660.407 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 15.933^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.74 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2774.95 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.298 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.004 + 14754.384 + -11103.316 = 100902.100 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.390 + 15567.385 + 13338.274 = 98366.050 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.87 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6519$

평형 축하중 : $\phi P_b = 65778.31 \text{ KN}$
평형 모멘트 : $\phi M_b = 64125.07 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 945.453 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2774.953 \text{ mm} \approx e = 2774.953 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006756 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 39416.968 + 9439.868 + -22167.586 = 26689.250 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 44682.402 + 12101.854 + 17277.152 = 74061.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00676$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00676 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 24020.324 \text{ KN} \geq P_u = 12850.816 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 66655.265 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 35660.407 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 9043.998 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 4823.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 4823.409 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 18318.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 18318.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

$$\begin{aligned} &: \delta x.s = 1.014 \\ Y\text{축 확대계수} &: \delta y.ns = 1.000 \\ &: \delta y.s = 1.014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X\text{축 확대모멘트} &: \delta M_{ux} = 4892.686 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ Y\text{축 확대모멘트} &: \delta M_{uy} = 18581.507 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} &: \delta M_u = 19214.858 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} &: \theta_{rot} = 75.248^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심} : e_{min} &= 207.74 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} : e &= 2124.60 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.288 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} P_b &= C_c + C_s + T_t = 97250.995 + 14754.496 + -11103.478 = 100902.000 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 69460.544 + 15567.401 + 13338.392 = 98366.340 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{평 형 편 심} : e_b &= 974.87 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} : \epsilon_t &= 0.00202 \\ \text{강도 감소 계수} : \phi &= 0.6519 \\ \text{평 형 축 하 중} : \phi P_b &= 65778.21 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b &= 64125.20 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\begin{aligned} \text{사용철근비} : P_{used} &= 1.198 \% \\ \text{계수축력 } P_u &< 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN} \text{ 이므로..} \\ \text{순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.005394 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s + T_t = 48672.838 + 10458.635 + -20420.184 = 38711.290 \text{ KN} \\ M_n &= M_c + M_s + M_t = 51577.806 + 13020.462 + 17647.653 = 82245.920 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

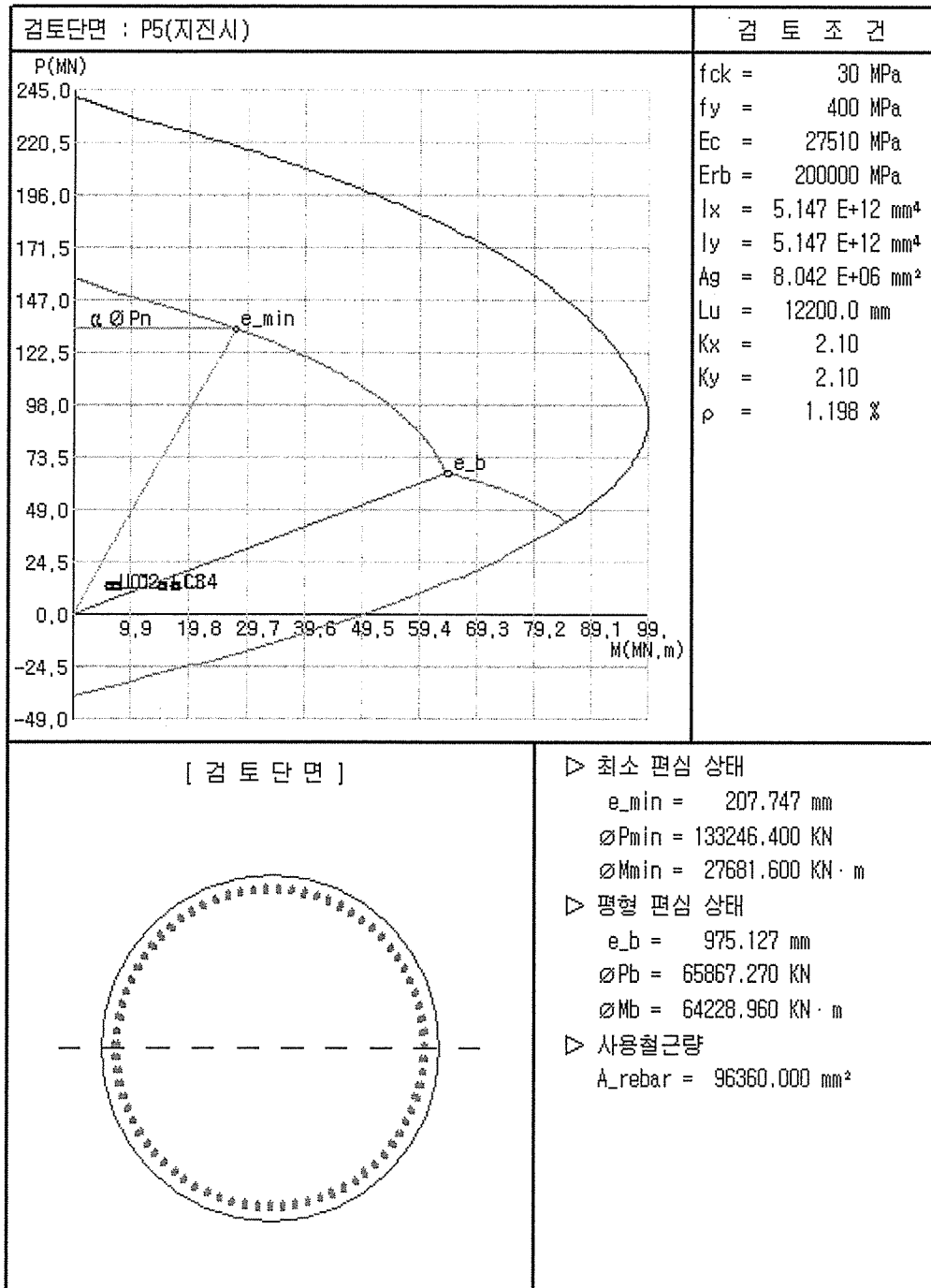
$$\begin{aligned} \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.00539 \\ 0.005 \leq \epsilon_t &= 0.00539 \text{ -----> 인장지배단면} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{강도 감소 계수} : \phi &= 0.900 \\ \text{설계축하중강도} : \phi P_n &= 34840.159 \text{ KN} \geq P_u = 9043.998 \text{ KN} \therefore \text{O.K} \\ \text{설 계 힘 강 도} : \phi M_n &= 74021.327 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 19214.858 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7.2 기동해석

2) 지진시

▶ P-M 상관도



▶ P5(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P5(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복 강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복 강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3200.00 mm

비지지 길이 (Lu) : 12200.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 96360.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13176.496 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 6297.040 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 6297.040 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 868.819 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 868.819 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.021$
Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.021$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 6429.678 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 887.119 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 6490.589 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 7.856^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 207.74 \text{ mm}$
작용 편심 : $e = 492.59 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.299 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.835 + 14755.419 + -11103.980 = 100903.300 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.376 + 15567.501 + 13338.344 = 98366.220 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 974.86 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강도 감소 계수 : $\phi = 0.65263$
평형 축하중 : $\phi P_b = 65852.87 \text{ KN}$
평형 모멘트 : $\phi M_b = 64197.10 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2517.723 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 492.588 \text{ mm} \approx e = 492.588 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000663 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 143040.934 + 18467.928 + -2324.924 = 159183.900 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 59497.503 + 15776.034 + 3138.619 = 78412.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00066$
 $\epsilon_t = 0.00066 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 103469.556 \text{ KN} \geq P_u = 13176.496 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 50967.900 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 6490.589 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용 하중

계수축하중 : $P_u = 13176.496 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 269.425 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 269.425 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 7555.861 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 7555.861 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.021$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

: $\delta_{y,s} = 1.021$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 275.100 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 7715.013 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 7719.917 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 87.958^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 207.74 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 585.89 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1835.687 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.361 + 14755.568 + -11108.145 = 100897.800 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.509 + 15568.214 + 13343.597 = 98372.310 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 974.97 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65276$

평형 축하중 : $\phi P_b = 65861.84 \text{ KN}$
평형 모멘트 : $\phi M_b = 64213.33 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{\min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2345.51 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 585.885 \text{ mm} \approx e = 585.885 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{\text{used}} = 1.198 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000932 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 131774.860 + 17544.000 + -3794.427 = 145524.400 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 64373.287 + 15902.984 + 4984.370 = 85260.630 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00093$
 $\epsilon_t = 0.00093 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
설계축하중강도 : $\phi P_n = 94590.878 \text{ KN} \geq P_u = 13176.496 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$
설계 휨 강도 : $\phi M_n = 55419.415 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 7719.917 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13176.496 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 15074.093 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{ux,s} = 15074.093 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 868.819 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 $M_{uy,s} = 868.819 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.0$
Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

$$\begin{aligned} &: \delta x.s = 1.021 \\ \text{Y축 확대계수} &: \delta y.ns = 1.000 \\ &: \delta y.s = 1.021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트} &: \delta M_{ux} = 15391.607 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} &: \delta M_{uy} = 887.119 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} &: \delta M_u = 15417.151 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} &: \theta_{rot} = 3.299^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심} &: e_{min} = 207.74 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} &: e = 1170.05 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.299 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} P_b &= C_c + C_s + T_t = 97250.409 + 14754.222 + -11103.170 = 100901.500 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 69460.194 + 15567.383 + 13338.220 = 98365.800 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{평 형 편 심} &: e_b = 974.87 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} &: \epsilon_t = 0.00202 \\ \text{강 도 감 소 계 수} &: \phi = 0.65267 \\ \text{평 형 축 하 중} &: \phi P_b = 65855.08 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트} &: \phi M_b = 64200.14 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\begin{aligned} \text{중립축 } x &= 1647.581 \text{ mm 로 가정하면...} \\ e' = M_n/P_n &= 1170.049 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e = 1170.049 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근비} &: \rho_{used} = 1.198 \% \\ \text{계수축력 } P_u &< 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN} \quad \text{이므로..} \\ \text{순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.002598 < 0.004 \quad \dots \therefore \text{취성파괴} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s + T_t = 84434.377 + 13722.288 + -13929.562 = 84227.100 \text{ KN} \\ M_n &= M_c + M_s + M_t = 67619.588 + 15165.902 + 15764.381 = 98549.870 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t &= 0.0026 \\ \epsilon_y &= 0.002 < \epsilon_t = 0.0026 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면} \\ \epsilon_y &< \epsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 1.00 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{강도 감 소 계 수} &: \phi = 0.720 \\ \text{설계축하중강도} &: \phi P_n = 60625.765 \text{ KN} \geq P_u = 13176.496 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \text{설 계 휨 강 도} &: \phi M_n = 70935.139 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 15417.151 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 13176.496 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 269.425 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 269.425 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 17293.133 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 17293.133 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 32.0$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 32.0$$

$$\text{지속 계수하중비 : } \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수 : } \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.021$$

$$\text{Y축 확대계수 : } \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.021$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 275.100 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 17657.386 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 17659.529 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 89.107^\circ$$

$$\text{최소 편심 : } e_{min} = 207.75 \text{ mm}$$

$$\text{작용 편심 : } e = 1340.23 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1834.643 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.703 + 14759.887 + -11117.461 = 100893.100 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.530 + 15570.370 + 13352.729 = 98383.630 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형 편심 : } e_b = 975.13 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강도 감소 계수 : } \phi = 0.65284$$

$$\text{평형 축하중 : } \phi P_b = 65867.26 \text{ KN}$$

$$\text{평형 모멘트 : } \phi M_b = 64228.96 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1502.346$ mm 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 1340.23 \text{ mm} \quad \therefore e = 1340.23 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003136 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 74796.639 + 12921.373 + -15740.322 = 71977.700 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 64897.173 + 14759.291 + 16810.162 = 96466.630 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00314$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00314 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.782$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 56322.219 \text{ KN} \geq P_u = 13176.496 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 75484.700 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17659.529 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 2593.870 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3200}{2} - 140 \right) = 929.8 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{3200}{2} + 929.783 = 2529.78 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 2593.870 / 0.85 = 3051.612 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 3200.0 \times 2529.78 / 1000 = 7389.970 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 7389.970 \text{ KN} > V_n = 3051.612 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 3694.985 \text{ KN} > V_n = 3051.612 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

· 전단철근 간격 $s = 300.0 \text{ mm}$

· Req. As $\left[\begin{array}{l} 0.35 b_w s / f_y = 0.00 \text{ mm}^2 \text{ (최소전단철근 필요시)} \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 0.00 \text{ mm}^2 \text{ (전단철근 필요시)} \end{array} \right.$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H}{19} \times 2 \text{ ea} = \frac{573.000 \text{ mm}^2}{573.000 \text{ mm}^2} > 0.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재 최소단면치수의 1/4 = 800.000

축방향 철근지름의 6배 = 174.000

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 3200.000

· 기둥 순높이의 1/6 = 1700.000

· 45 cm 이상 = 450.000

중 큰값이므로 3200 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1600.000

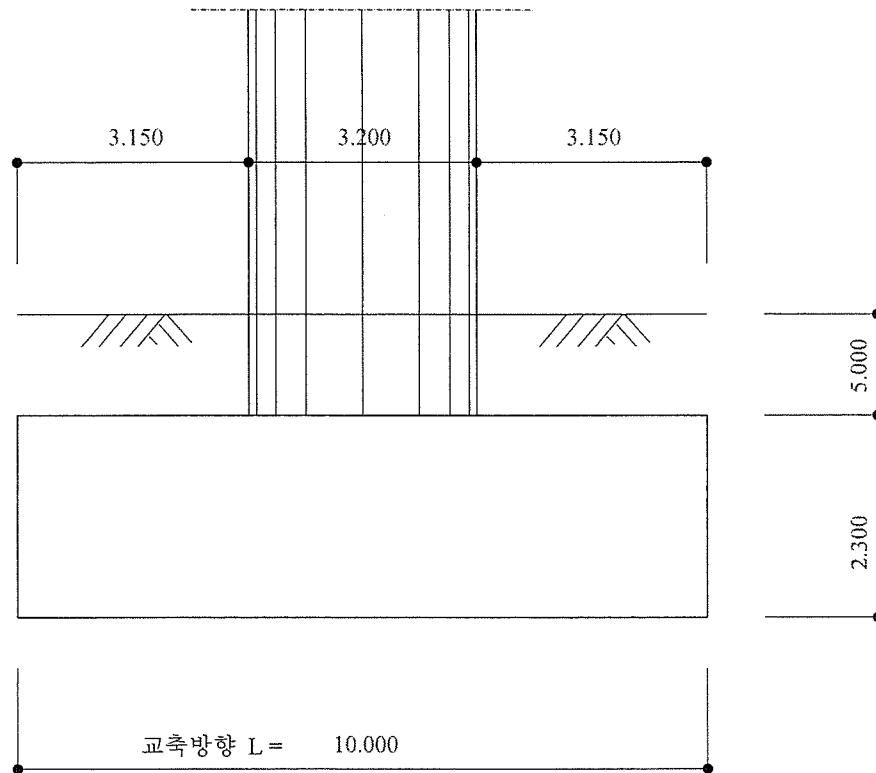
· 38 cm 이상 = 380.000

중 큰값이므로 1600 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 9.500 m

가) 기초의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 10.000 & \times & 2.300 \times 9.500 \times 24.500 = 5353.250 \text{ kN} \\
 \hline
 \Sigma & = & 5353.250 \text{ kN}
 \end{array}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 10.000 & \times & 5.000 \times 9.500 \times 19.000 = 9025.000 \text{ kN} \\
 - \pi & \times & 3.200^2/4 \times 5.000 \times 19.000 = -764.035 \text{ kN} \\
 \hline
 \Sigma & = & 8260.965 \text{ kN}
 \end{array}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 5353.250 + 8260.965 = 13614.21 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	13228.440	7667.989	
적 용	combo 49	1000.000	13228.440	7667.989	
평상시 최대모멘트	combo 52	1694.056	10048.887	16967.930	
적 용	combo 52	1694.056	10048.887	16967.930	
지진시	combo 56	2308.334	13228.440	17292.303	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1830.985	13228.440	24212.765	
적 용	combo 49	1830.985	13228.440	24212.765	
평상시 최대모멘트	combo 49	1830.985	13228.440	24212.765	
적 용	combo 49	1830.985	13228.440	24212.765	
지진시	combo 55	2511.696	13228.440	15092.833	1.0

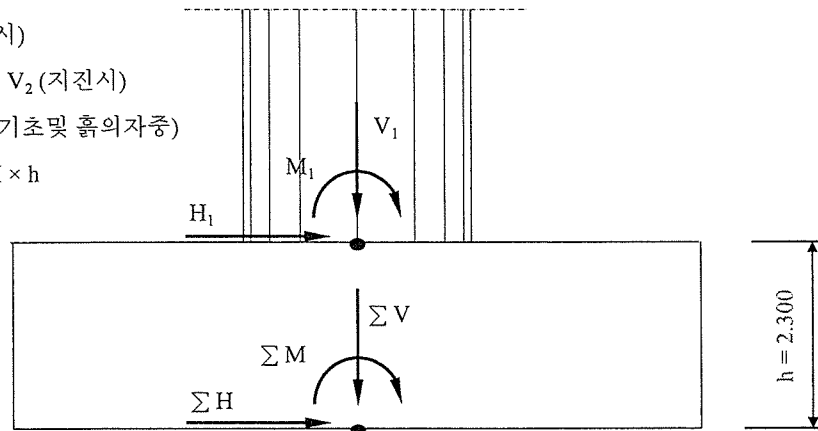
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

$$\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2 \text{ (지진시)}$$

$$\Sigma V = V_1 + V_2 \text{ (기초및 흙의자중)}$$

$$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	26842.655	9967.989	0.371	
평상시 최대모멘트	1694.056	23663.102	20864.259	0.882	
지진시	2308.334	26842.655	22601.471	0.842	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1830.985	26842.655	28424.031	1.059	
평상시 최대모멘트	1830.985	26842.655	28424.031	1.059	
지진시	2511.696	26842.655	20869.734	0.777	

4) 각도변화 고려 (40 도)

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1942.979	26842.655	25906.537	0.965	
평상시 최대모멘트	2474.657	23663.102	34253.564	1.448	
지진시	3382.774	26842.655	30728.538	1.145	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	2045.403	26842.655	28181.370	1.050	
평상시 최대모멘트	2491.534	26842.655	35185.358	1.311	
지진시	3407.839	26842.655	30515.089	1.137	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$$Q_u = A' \times [\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + q \cdot N_q]$$

$$N = 50 \quad (\text{기초지반은 지질주상도 참조})$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 9.500 / 10.000 = 1.285 \quad m$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 9.500 / 10.000 = 0.405 \quad m$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 7.300 = 138.700 \quad kN/m^2$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{15} N = 15 + \sqrt{15} \times 50 = 42.39^\circ \approx 40^\circ$$

$$C = 0$$

$$\text{지지력계수} \quad N_c = 95.70 \quad N_q = 100.40 \quad N_r = 81.30$$

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 9.500 - 2 \times 1.448 = 6.605 \quad m$$

$$L' = L - 2e_l = 10.000 - 2 \times 1.311 = 7.378 \quad m$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 6.605 \times 7.378 = 48.732 \quad m^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 48.732 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 6.605 \times 81.30 + 138.700 \times 100.4] = 879,983 \quad kN$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 3 = 879,983 / 3 = 293,328 \quad kN$$

$$Q_a = 293,328 \quad kN > V_{max} = 26,843 \quad kN \quad - O.K. -$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\begin{aligned} \text{유효재하폭 } B' &= B - 2eb = 9.500 - 2 \times 1.145 = 7.210 \text{ m} \\ L' &= L - 2el = 10.000 - 2 \times 1.137 = 7.726 \text{ m} \\ \text{유효재하면적 } A' &= B' \times L' = 7.210 \times 7.726 = 55.704 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 55.704 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 7.210 \times 81.30 + 138.700 \times 100.4] = 1,026,963 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 1,026,963 / 2 = 513,482 \text{ kN}$$

$$Q_a = 513,482 \text{ kN} > V_{\max} = 26,843 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	1000.00 kN/m ²	지진시 최대지반반력 -	1500.00 kN/m ²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 26842.655 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.965) / 9.500 \} \\ q_{\max} &= 454.786 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 110.322 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 23663.102 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.448) / 9.500 \} \\ q_{\max} &= 476.810 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 21.361 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.145 < B/6 = 1.583$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \right\}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{26842.655}{(10.000 \times 9.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.145) / 9.500 \} \\ &= 486.844, \quad 78.265 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{2 \sum V}{Lx}, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{53685.309}{(10.000 \times 11.566)} = 464.177 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 486.844 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 78.265 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \right\} \\ &= \frac{26842.655}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.050) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 460.542 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 104.567 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \right\} \\ &= \frac{26842.655}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.311) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 504.778 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 60.331 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.137 < L/6 = 1.667$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \right\}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{26842.655}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.137) / 10.000 \} \\ &= 475.281, \quad 89.827 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{2 \sum V}{Bx}, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{53685.309}{(9.500 \times 10.840)} = 521.339 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 475.281 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 89.827 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{\max} = 1.448 \text{ m}$$

$$B/6 = 9.500 / 6 = 1.583 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 1.145 \text{ m}$$

$$B/3 = 9.500 / 3 = 3.167 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{\max} = 1.311 \text{ m}$$

$$L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 1.137 \text{ m}$$

$$L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5, 지진시 1.2 이상으로 한다.

$$H_u = C_b \cdot A' + V \cdot \tan \Phi_b$$

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀 값)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 23663.102 \times 0.538 = 12730.749 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 12730.7 / 2474.657 = 5.144 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 26842.655 \times 0.538 = 14441.348 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 14441.3 / 3382.77 = 4.269 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 26842.65 \times 0.538 = 14441.348 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 14441.3 / 2491.53 = 5.796 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 26842.65 \times 0.538 = 14441.348 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 14441.3 / 3407.84 = 4.238 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	21577.312	1512.529	
적 용	comb 14	0	21577.312	1512.529	
평상시 최대모멘트	comb 22	1894.056	12058.664	18346.970	
적 용	comb 22	1894.056	12058.664	18346.970	
지진시	comb 26	2308.334	13176.496	17293.133	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	21577.312	473.714	
적 용	comb 14	0.000	21577.312	473.714	
평상시 최대모멘트	comb 19	2539.502	18377.704	33600.573	
적 용	comb 19	2539.502	18377.704	33600.573	
지진시	comb 25	2511.696	13176.496	15074.093	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 13614.215 \times 1.6 = 21782.743 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 13614.215 \times 1.35 = 18379.190 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 13614.215 \times 1.0 = 13614.215 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 5353.250 \times 0.154 = 824.401 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	43360.055	1512.529	0.035	
평상시 최대모멘트	1894.056	30437.854	22703.299	0.746	
지진시	3132.735	26790.711	24498.422	0.914	

나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	43360.055	473.714	0.011	
평상시 최대모멘트	2539.502	36756.894	39441.428	1.073	
지진시	3336.097	26790.711	22747.115	0.849	

4) 각도변화 고려 (40 도)

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	43360.055	1463.162	0.034	
평상시 최대모멘트	3083.291	30437.854	42744.197	1.404	
지진시	4544.215	26790.711	33388.444	1.246	

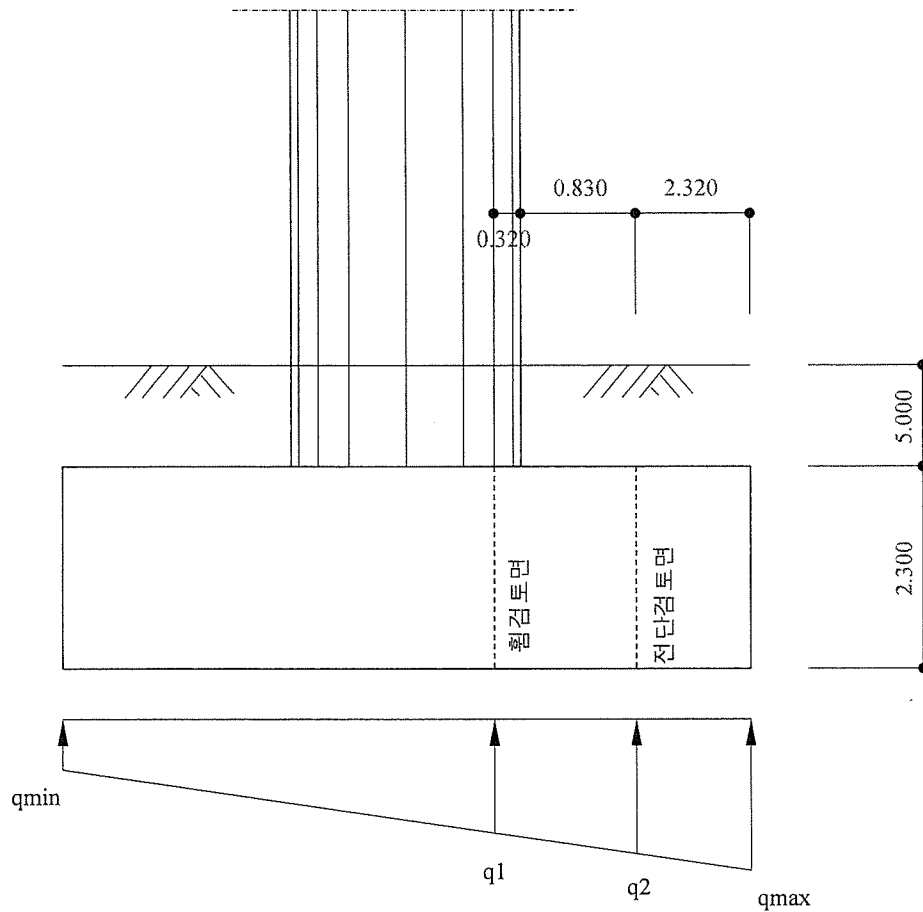
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	43360.055	1335.121	0.031	
평상시 최대모멘트	3162.847	36756.894	44807.286	1.219	
지진시	4569.281	26790.711	33172.583	1.238	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 26842.655 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.965) / 9.500 \}}$$

$$q_{max} = 454.786 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 328.966 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 110.322 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 370.664 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 23663.102 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.448) / 9.500 \}}$$

$$q_{max} = 476.810 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 310.451 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 21.361 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 365.584 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= 26842.655 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.145) / 9.500 \} \\
 q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\
 &= 53685.309 / (10.000 \times 10.816) = 496.364 \text{ kN/m}^2 \\
 \\
 q_{\max} &= 486.844 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 337.605 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 78.265 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 387.064 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 454.786 + 328.966) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 2146.267 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.320 / 2 \times (454.786 + 370.664) - 2.300 \times 2.320 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 826.791 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

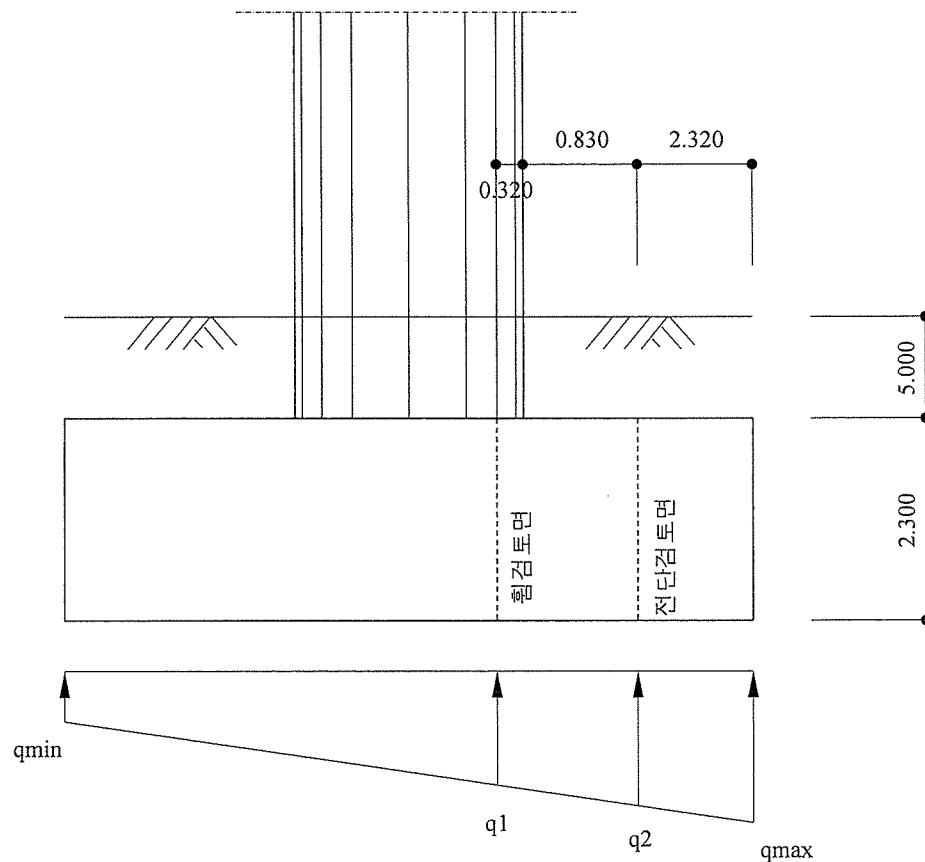
ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 476.810 + 310.451) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 2197.506 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.320 / 2 \times (476.810 + 365.584) - 2.300 \times 2.320 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 846.445 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 486.844 + 337.605) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 2292.271 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.320 / 2 \times (486.844 + 387.064) - 2.300 \times 2.320 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 883.001 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{43360.055}{(10.000 \times 9.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.034}{9.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 466.149 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 459.043 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 446.694 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 461.398 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{30437.854}{(10.000 \times 9.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.404}{9.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 604.570 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 396.975 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 36.227 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 465.775 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

㉔. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= 26790.711 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.246) / 9.500 \} \\
 q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\
 &= 53581.421 / (10.000 \times 10.511) = 509.756 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= 503.981 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 341.823 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 60.034 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 395.564 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 466.149 + 459.043) - \\
 &\quad 1.60 \times 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 2249.362 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.320 / 2 \times (466.149 + 461.398) - 1.60 \times 2.300 \times \\
 &\quad 2.320 \times 24.5 \\
 &= 866.783 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

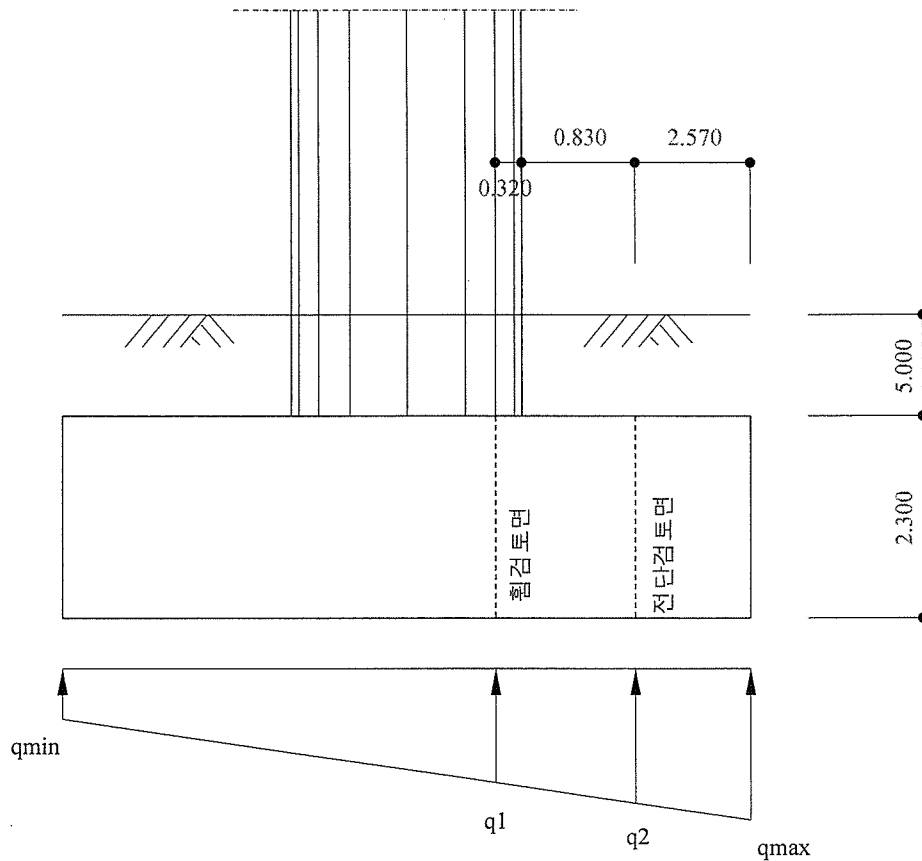
$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 604.570 + 396.975) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 2765.190 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.320 / 2 \times (604.570 + 465.775) - 1.35 \times 2.300 \times \\
 &\quad 2.320 \times 24.5 \\
 &= 1065.112 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㉗. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.470^2 / 6 \times (2 \times 503.981 + 341.823) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.300 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 2369.517 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= 2.320 / 2 \times (503.981 + 395.564) - 1.0 \times 2.300 \times \\
 &\quad 2.320 \times 24.5 \\
 &= 912.740 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 26842.655 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.050) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 460.542 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 328.119 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 104.567 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 369.056 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 26842.655 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.311) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 504.778 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 339.443 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 60.331 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 390.555 \text{ kN/m}^2$$

㉞. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{26842.655}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.137) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= \frac{53685.309}{(9.500 \times 11.590)} = 487.601 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 475.281 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 331.892 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 89.827 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 376.220 \text{ kN/m}^2$$

㉟. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 460.542 + 328.119) -$$

$$2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2491.264 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.570}{2} \times (460.542 + 369.056) - 2.300 \times 2.570 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 921.214 \text{ kN}$$

㊱. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 504.778 + 339.443) -$$

$$2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2721.433 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.570}{2} \times (504.778 + 390.555) - 2.300 \times 2.570 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1005.683 \text{ kN}$$

㊲. 지진시

$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 475.281 + 331.892) -$$

$$2.300 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

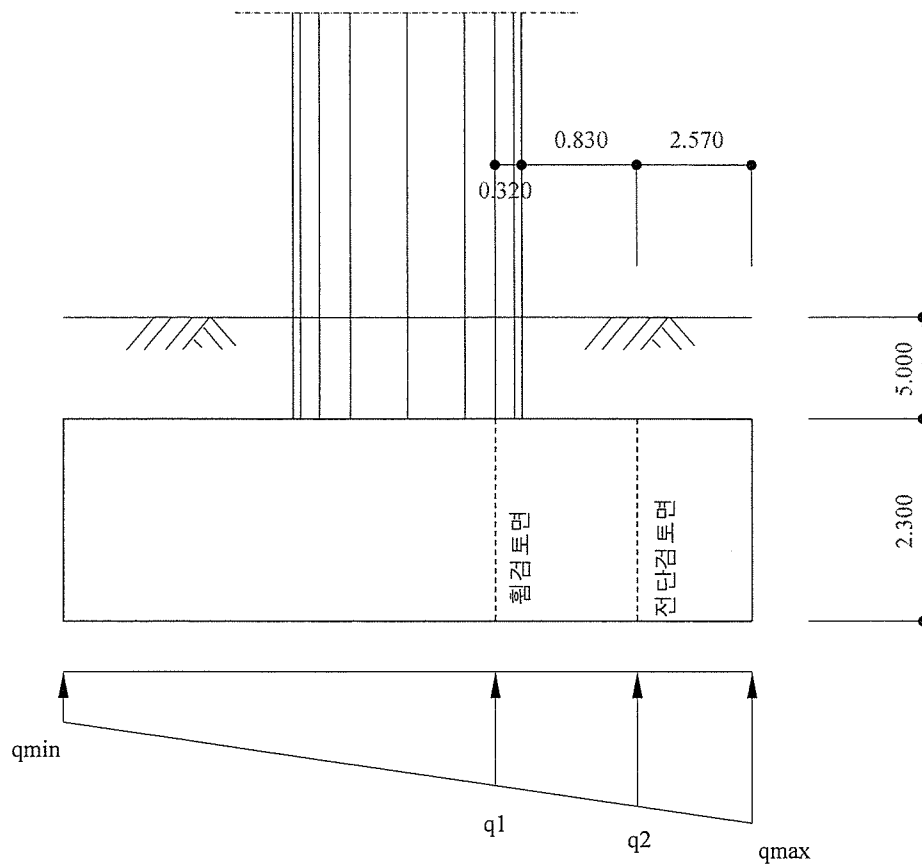
$$= 2567.956 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.570}{2} \times (475.281 + 376.220) - 2.300 \times 2.570 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 949.359 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{43360.055}{(9.500 \times 10.000)} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{0.031}{10.000} \right) \right\}$$

$$q_{\max} = 464.854 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 458.580 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 447.989 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 460.520 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{36756.894}{(9.500 \times 10.000)} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{1.219}{10.000} \right) \right\}$$

$$q_{\max} = 669.908 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 459.361 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 103.921 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 524.449 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{26790.711}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.238) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = \frac{2 \sum V / L_x (e > B/6 \text{ 일 경우})}{(9.500 \times 11.285)} = 499.776 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 491.519 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 335.642 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 72.496 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 383.830 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 464.854 + 458.580) - \frac{1.6 \times 2.300 \times 3.720^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 2578.113 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.570}{2} \times (464.854 + 460.520) - \frac{1.6 \times 2.300 \times 2.570}{24.5}$$

$$= 957.394 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 669.908 + 459.361) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 3.720^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 3623.261 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.570}{2} \times (669.908 + 524.449) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 2.570}{24.5}$$

$$= 1339.243 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 491.519 + 335.642) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 3.720^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 2651.505 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.570}{2} \times (491.519 + 383.830) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 2.570}{24.5}$$

$$= 980.003 \text{ kN}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 9.500 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 10.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.053$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 0.974 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	2197.506	2721.433
계수하중	전 단 력(KN)	1065.112	1339.243
	모 멘 트(KN·m)	2765.190	3623.261

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m ²	교 축 방 향 kN/m ²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	2255.335	2721.433
계수하중	전 단 력(KN)	1065.112	1339.243
	모 멘 트(KN·m)	2837.958	3623.261

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2150.00	150.00	2837.958	1065.112	2255.335

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ² ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 6193.600 mm² [사용률 1.666]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 3717.014 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 86052.01 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4956.02 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$

☞ 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 4683.720 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2837.958 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.650] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

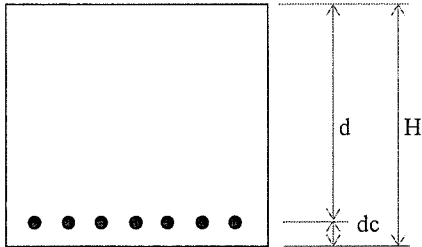
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 1065.112 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2300.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2150.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	2255.335	kN·m,	$A_s =$	6193.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 390.588 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 180.285 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 185.408 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 202.239 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 202 \text{ mm O.K!!}$$

2) 교축방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2150.00	150.00	3623.261	1339.243	2721.433

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA =	4053.600 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA =	4053.600 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000 mm ² ,	d2 =	0 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 8107.200 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.702]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03940 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 4764.010 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 86052.01 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6352.01 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 6086.284 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3623.261 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.680] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

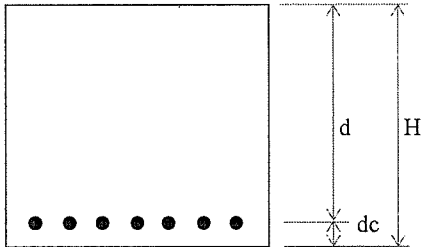
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 1339.243 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2300.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2150.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	2721.433	kN·m,	$A_s =$	8107.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 440.489 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 167.575 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 162.674 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 265.348 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 265 \text{ mm O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

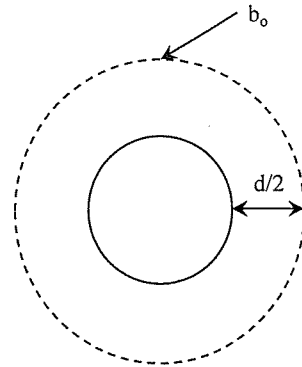
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 21577.312 kN

■ 편치 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.600 + 1.075) \\ &= 16.808 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.053$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.9) \times 5477.226 \times 16.808 \times 2.150 \\ &= 95666.946 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.558) \times 5477.226 \times 16.808 \times 2.150 \\ &= 117373.446 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 16.808 \times 2.150 \\ &= 65977.204 \text{ kN} \end{aligned}$$

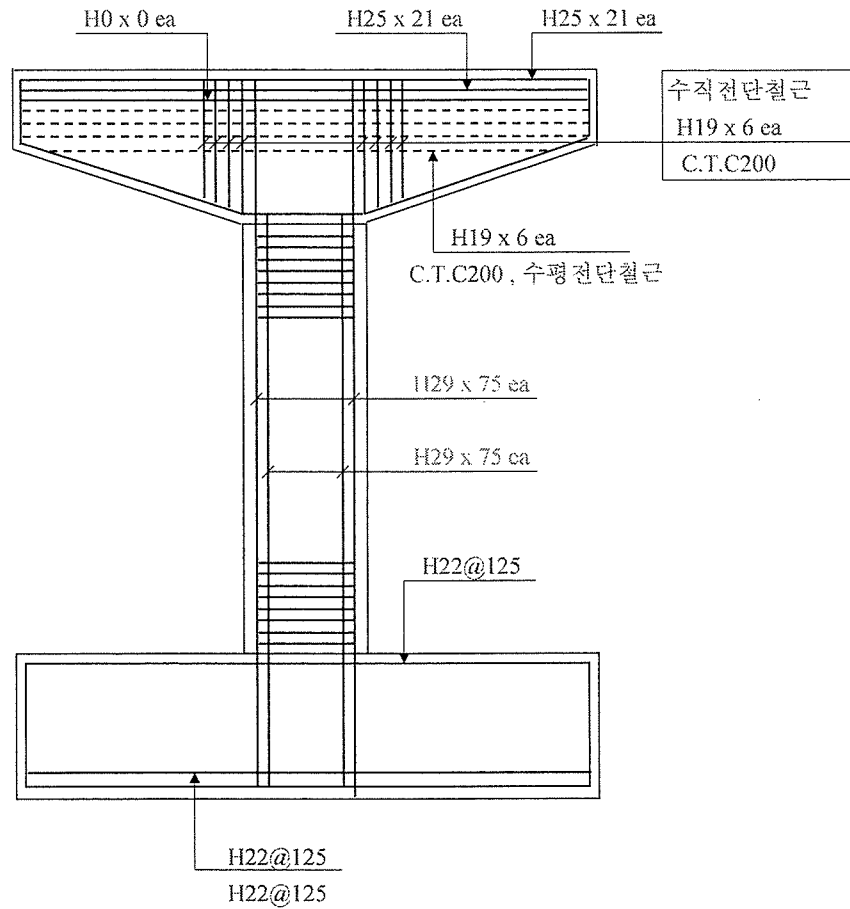
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 65977.204 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 65977.204 \\ &= 56080.623 \text{ kN} \geq V_u = 21577.312 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

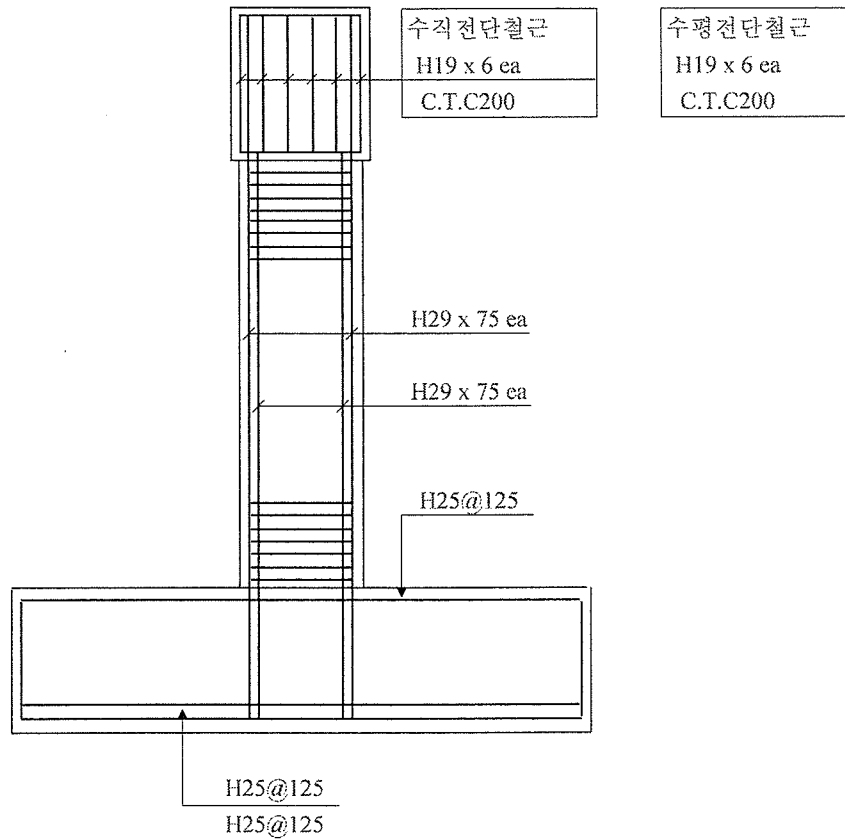
11. 주철근 조립도

P5

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 3216.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1049.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 778.00 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{cf} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cf} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 6.808 \times 29.940 / 2 / 3 \text{ shoe} = 50.958 \text{ kN}$$

$$P_w = 173.287 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 395.764 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 494.308 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 3216.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1049.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 778.00 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 658.79 / 3 \text{ shoe} = 219.598 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 89.82 / 3 \text{ shoe} = 29.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 482.40 / 3 \text{ shoe} = 160.80 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 1008.426 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1049.00 + 778.00 = 1827.000 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 160.800 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1827.00 / 1.00 = 1827.000 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 160.80 / 1.00 = 160.800 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1049.00	+	778.00	+	0.00	=	1827.000	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1827.00	/	1.00			=	1827.000	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일중하중

연직하중	1049.00	+	778.00			=	1827.000	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1827.00	/	1.00			=	1827.000	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일중하중

연직하중						=	1049.000	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1049.00	/	1.00			=	1049.000	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일중하중

연직하중	1049.00	+	778.00			=	1827.000	kN
교축방향하중	219.60	+	29.94			=	249.538	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1827.00	/	1.15			=	1588.696	kN
할증적용 교축하중	249.54	/	1.15			=	216.990	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1049.00	+	778.00	+	0.00			
			+	0.00	+	173.29	=	2000.287 kN
교축방향하중							=	0.000 kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	50.96		=	50.958 kN
허용응력 할증계수							=	1.25
할증적용 연직하중	2000.29	/	1.25				=	1600.230 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25				=	0.000 kN
할증적용 교직하중	50.96	/	1.25				=	40.766 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1049.00	+	778.00	+	494.31	=	2321.308	kN
교축방향하중						=	1008.426	kN
교축직각방향하중						=	395.764	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2321.31	/	1.60			=	1450.817	kN
할증적용 교축하중	1008.43	/	1.60			=	630.266	kN
할증적용 교직하중	395.76	/	1.60			=	247.353	kN

2) 받침용량 산정 (RPF용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2000.287	50.958	395.764
교축방향		249.538	1008.426

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 395 × 551 mm
- 높이 : 192 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 672.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각- 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 317.932$$

② 연단 거리에 대한 검토

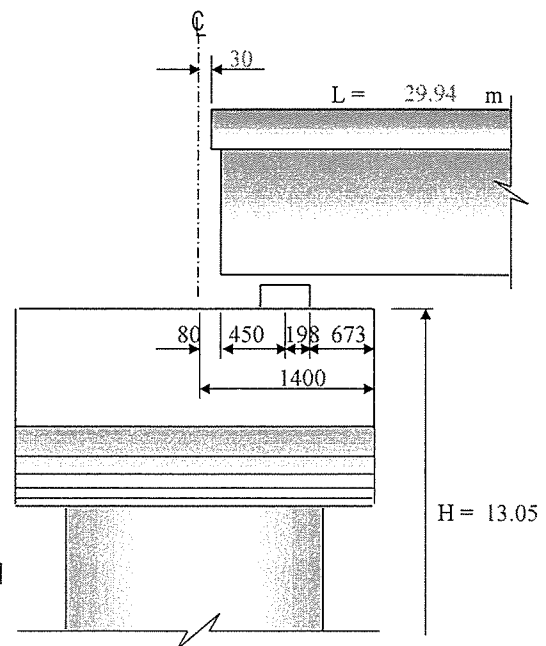
$$S_1 = 450 \text{ mm}$$

$$S_2 = 395 / 2 = 197.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 350 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 450 + 197.5 + 350 = 997.5 \text{ mm}$$

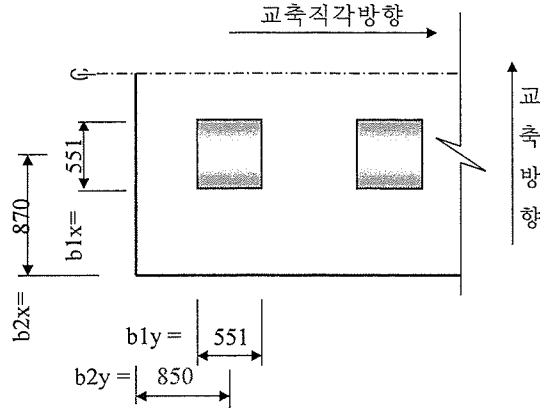
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 997.5 \text{ mm} < 1320.00 \quad - \text{O.K.} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1827.00 kN	- 연직하중 지진시 :	1450.82 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	216.99 kN	- 교 축 방 향 :	630.27 kN
- 교축직각방향 :	40.77 kN	- 교축직각방향 :	247.35 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 870 = 1740.0 < 5 \times b1x = 2755.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2755.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P/f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 551 / 1740) \times 1827000 / 180 = 1733.96 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 551 / 1740) \times 1450817 / 180 = 1376.93 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P/f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 551 / 1700) \times 1827000 / 180 = 1715.05 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 551 / 1700) \times 1450817 / 180 = 1361.92 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 216990 / 180 = 1205.50 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 630266 / 180 = 3501.48 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 40766 / 180 = 226.48 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 247353 / 180 = 1374.18 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b1y + b2x = 1421.0 \text{ mm}$$

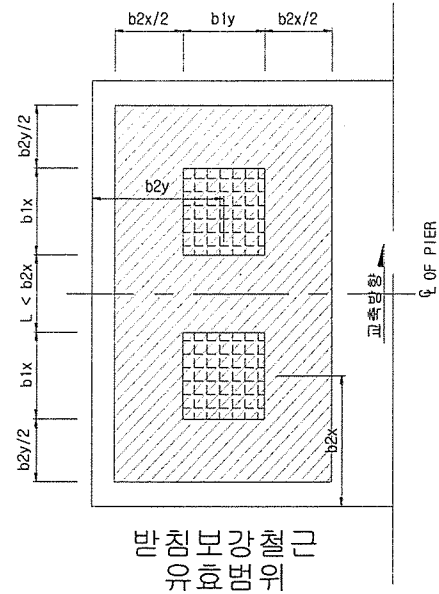
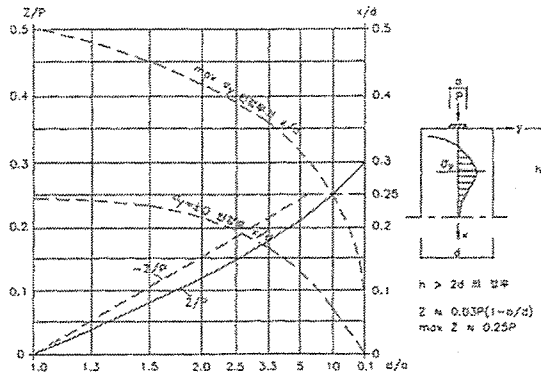
(인장철근의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 710.5 + 530.0 = 1240.5 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b1x + b2y = 1401.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σ_y 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a				x / d	x
교축직각방향	1401.0	/	551.0	= 2.543	0.43	602
교 축 방 향	1421.0	/	551.0	= 2.579	0.42	597

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(상시)} = 1733.96 + 1205.50 = 2939.46 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sx(지진)} = 1376.93 + 3501.48 = 4878.41 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asx = 1119 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(상시)} = 1715.05 + 226.48 = 1941.53 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sy(지진)} = 1361.92 + 1374.18 = 2736.10 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asy = 1116 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{630266}{180} = 3501.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1122 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 4258 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{247353}{180} = 1374.18 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1119 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 3152 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 870 \times (2 \times 870 + 2 \times 50 + 551) = 2941805 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{630266}{2941805} = 0.214 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 551) = 2826094 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{40766}{2826094} = 0.014 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 853.55 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.658 \times 34.940 / 2 / 3 \text{ shoe} = 66.893 \text{ kN}$$

$$P_w = 252.559 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 413.580 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 685.725 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 853.55 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 500.000 / 3 \text{ shoe} = 166.667 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 104.82 / 3 \text{ shoe} = 34.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 625.50 / 3 \text{ shoe} = 208.50 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1395.00 + 853.55 = 2248.545 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 2248.55 / 1.00 = 2248.545 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 208.50 / 1.00 = 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	0.00	=	2248.545	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.00			=	2248.545	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	853.55			=	2248.545	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.00			=	2248.545	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	1395.000	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1395.00	/	1.00			=	1395.000	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	853.55			=	2248.545	kN
교축방향하중	166.67	+	34.94			=	201.607	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.15			=	1955.257	kN
할증적용 교축하중	201.61	/	1.15			=	175.310	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	0.00			
				+	0.00	+	252.56	= 2501.105 kN
교축방향하중								= 0.000 kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	66.89			= 66.893 kN
허용응력 할증계수								= 1.25
할증적용 연직하중	2501.10	/	1.25					= 2000.884 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25					= 0.000 kN
할증적용 교직하중	66.89	/	1.25					= 53.514 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	685.73	=	2934.271	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	413.580	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2934.27	/	1.60			=	1833.919	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	413.58	/	1.60			=	258.488	kN

2) 받침용량 산정 (IPC용 SHOE 3000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2501.105	66.893	413.580
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 495 × 572 mm
- 높이 : 188 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 350 \text{ mm} \quad [l > 40\text{m}]$$

$$= 652.500 > 350.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N: 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 326.282$$

② 연단 거리에 대한 검토

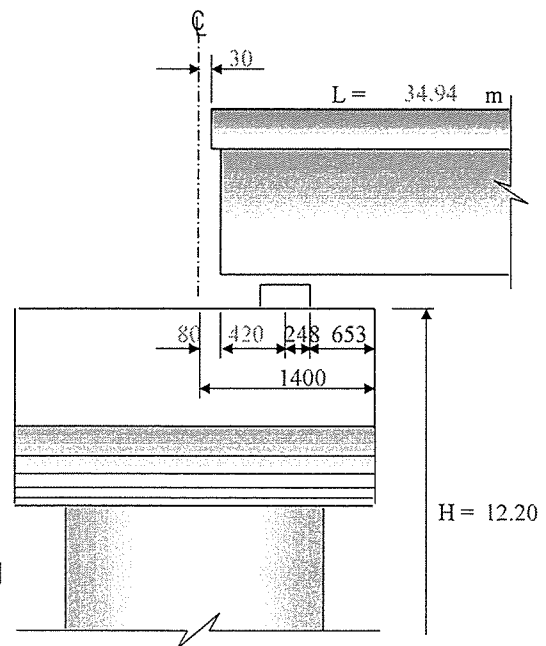
$$S_1 = 420 \text{ mm}$$

$$S_2 = 495 / 2 = 247.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 375 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 420 + 247.5 + 375 = 1042.5 \text{ mm}$$

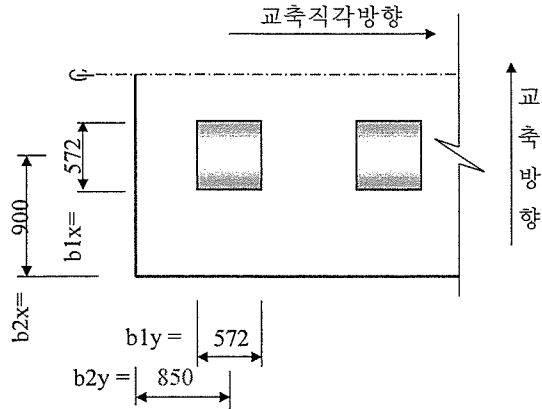
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 1042.5 \text{ mm} < 1320.00 \quad - \text{O.K.} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2248.55 kN	- 연직하중 지진시 :	1833.92 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	208.50 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	53.51 kN	- 교축직각방향 :	258.49 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2860.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2860.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1800) \times 2248545 / 180 = 2130.57 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1800) \times 1833919 / 180 = 1737.70 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1700) \times 2248545 / 180 = 2072.19 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1700) \times 1833919 / 180 = 1690.08 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 208500 / 180 = 1158.33 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 53514 / 180 = 297.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 258488 / 180 = 1436.04 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b_1 y + b_2 x = 1472.0 \text{ mm}$$

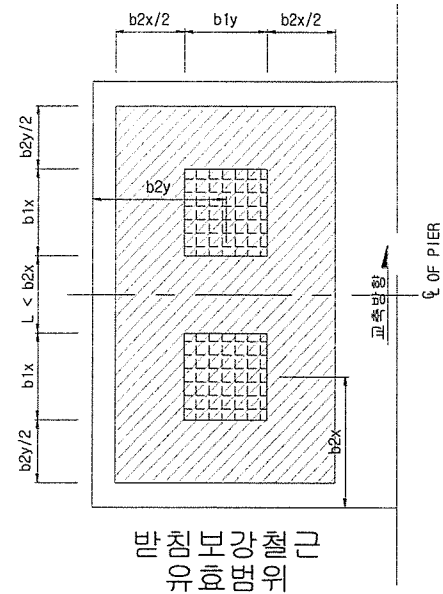
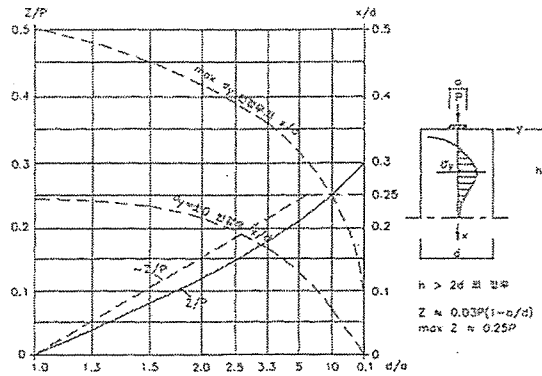
(인접수와 교량의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 736.0 + 500.0 = 1236.0 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b_1 x + b_2 y = 1422.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σ_y 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1422.0 / 572.0 = 2.486	0.41	583.02
교 축 방 향	1472.0 / 572.0 = 2.573	0.42	618.24

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2}$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 2130.57 + 1158.33 = 3288.90 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1737.70 + 0.00 = 1737.70 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 2072.19 + 297.30 = 2369.49 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1690.08 + 1436.04 = 3126.12 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{208500}{180} = 1158.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{258488}{180} = 1436.04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 MPa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 572) = 3146342 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{208500}{3146342} = 0.066 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 572) = 2851337 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{258488}{2851337} = 0.091 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

8.3.1 P6

1. 설계조건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; PSC BEAM + RPF
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 24.000 m
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 29.000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 14.500 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활하중 : KRL2012 (단선)
 충격계수 i(%); PSC BEAM = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.126$
 (시점측)
 RPF = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.098$
 (종점측)
- 3) 풍하중
 교량상에 열차가 있을때 W = 1.5 kN/m'
 교량상에 열차가 없을때 W = 3.0 kN/m'
 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 종하중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 10000\text{kN}$
 ②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원심하중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차량횡하중
 레일윗면에 교축직각방향으로 ① kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 $K_h = 0.134$ (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)
 지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
 나) 탄성계수 $E_c = \sqrt[3]{\frac{8,500}{f_{cu}}} \text{ (} f_{cu}=f_{ck}+4 \text{)}$
 $= 27500 \text{ MPa}$

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : $f_y = 400 \text{ Mpa}$
 나) 탄성계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

1.4 흙의 성질

- 1) 흙의 단위중량 (γ_t) $= 19.0 \text{ kN/m}^3$
 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) $= 20.0 \text{ kN/m}^3$
 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) $= 10.0 \text{ kN/m}^3$
 4) 기초저면의 N치 $= 50$
 5) 기초저면의 내부마찰각 $\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$
 (다만, $N > 5$)
 6) 최대지반반력
 상시 $= 1000$
 지진시 $= 1500 \text{ (1.5배)}$

7) 기초의 각종 계수들

허용지지력에 대한 검토	전도에 대한 검토	활동에 대한 검토
평상시 = $Q_u / 3$	평상시 = $B / 6$	평상시 = 1.5
지진시 = $Q_u / 2$	지진시 = $B / 3$	지진시 = 1.2

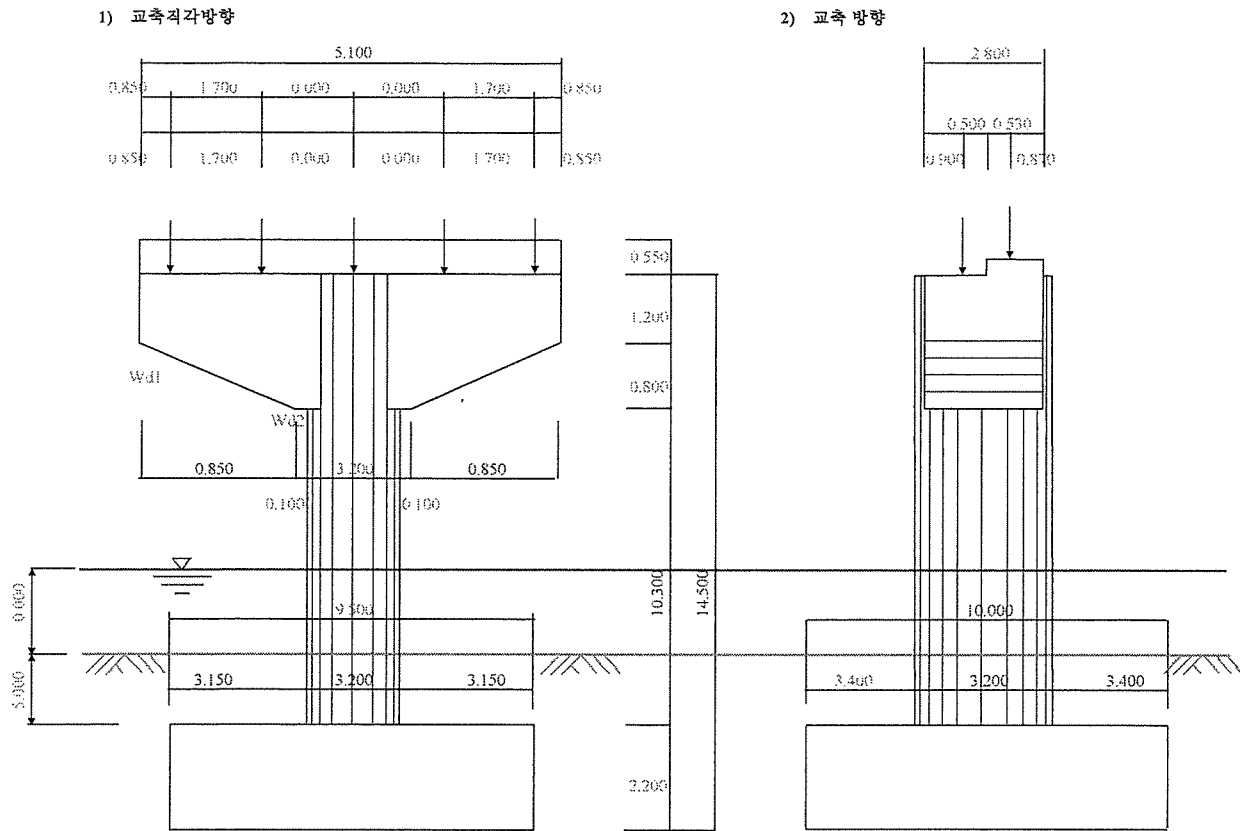
$\Phi_b = \frac{2}{3} \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

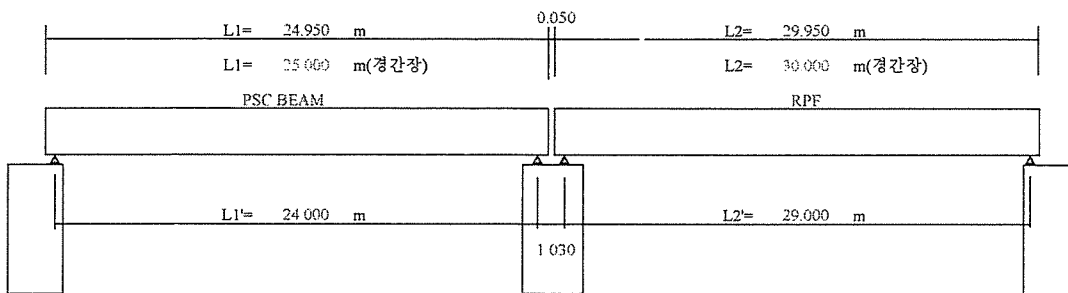
- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P6

1.1 교각 단면 제원

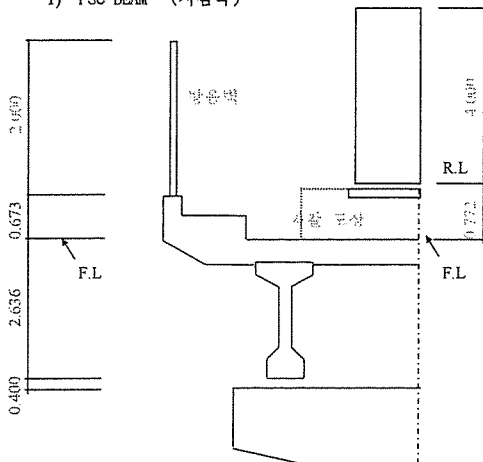


1.2 상부 제원



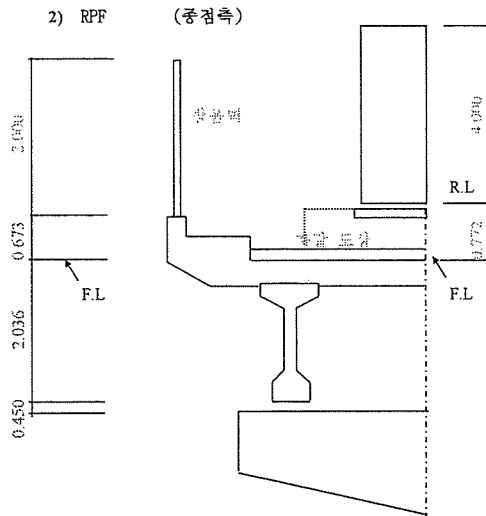
1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



- ▶ 원심하중 = 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용) = 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.104 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용



- ▶ 원심하중 = 5.058 M
 - ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용) = 3.258 M
 - ▶ 풍하중(열차비재하) = 2.8045 M
 - ▶ 풍하중(열차재하) = 3.854 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 1.468 M
- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
	RPF	1105.00		1062.00		1049.00		3216.00
계		2051.00	0.00	1929.00	0.00	1991.00		5971.00

▣ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.200 \times 2.800 \times 24.500 = 82.320 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 2.000 \times 2.800 \times 24.500 = 137.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 3.200^2 \times 24.500$
 $\times 10.300 = 2029.519 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.200 \times 10.000 \times 24.500 = 539.000 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

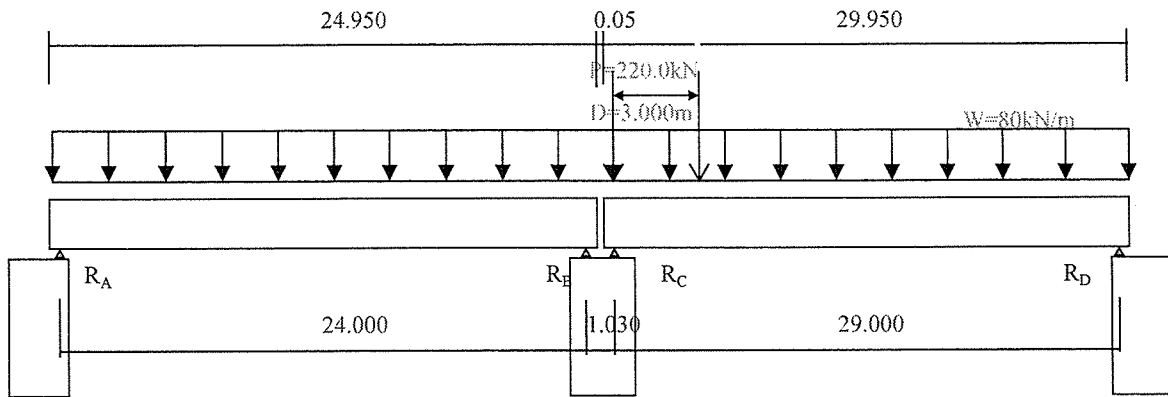
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- RPF(30m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.252	0.000	0.337	0.000	0.411		1.00
보도 하중 (단선)	0.700	0.000	0.300	0.000	0.000		1.00

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_C &= 1612.763 \text{ KN} \\ R_B &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_D &= 1223.237 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\begin{aligned} \text{보도폭} &: b = 0.85 \text{ m} \\ \text{균집하중} &: W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2 \\ W_b &= 0.85 \times 5.00 \times 24.95 \times 1/2 = 53.019 \text{ KN} \\ W_c &= 0.85 \times 5.00 \times 29.95 \times 1/2 = 63.644 \text{ KN} \end{aligned}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R _{LB}	234.00	0.00	500.32	0.00	316.64		1050.97
R _{LC}	450.97	0.00	562.59	0.00	662.85		1676.41
ΣR _L	684.97	0.00	1062.92	0.00	979.49		2727.37

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R _{LB}	257.22	0.00	562.03	0.00	357.91		1177.16
R _{LC}	490.68	0.00	615.70	0.00	727.62		1834.00
ΣR _L	747.90	0.00	1177.74	0.00	1085.53		3011.16

3) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 100kN이 작용하는 것으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.
- 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 3.808 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 3.258 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	$P_{ic}(tf)$	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

- RPF

$$P_i = \left[\frac{MLf}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	MLf	$\sum X_i^2$	X_i	$P_{ib}(tf)$	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			0.000	0.000	↓
G5			-1.700	0.000	↓

4) 원심 하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 24.000 \quad , \quad 29.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.493}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.516 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.493 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) : } \quad \text{지점b} \quad 0.00 \quad \text{kN} \quad , \quad \text{지점c} \quad 0.00 \quad \text{kN}$$

$$P_{cb} = 0.00 \times 0.000 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$P_{cc} = 0.00 \times 0.000 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.608 = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.058 = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\ &= 5.780 \quad \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \quad \text{kN}$$

- RPF

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1050.97 kN , 지점c 1676.41 kN

$$P_{cb} = 1050.97 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1676.41 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.608 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.058 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

- RPF

$$R_{pi} = M_c \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

5) 풍 하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	2.800	=	16.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.200	×	0.6	=	5.760	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Wn3c	=	3.000	×	4.709	×	14.975	=	211.552	kN
	Mn3b	=	198.689	×	3.0545			=	606.896	kN·m
	Mn3c	=	211.552	×	2.805			=	593.298	kN·m
	Σ Mn3							=	1200.194	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 606.896 \times 1.700 / 5.780 = 178.499 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 606.896 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 606.896 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 606.896 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 606.896 \times -1.700 / 5.780 = -178.499 \text{ kN}$$

- RPF

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 593.30 \times 1.700 / 5.780 = 174.499 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 593.30 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 593.30 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 593.30 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 593.30 \times -1.700 / 5.780 = -174.499 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned}
 \text{COPING} \quad Wt1 &= 1.500 \times 2.000 \times 2.800 = 8.400 \text{ kN} \\
 \text{기둥} \quad Wt2 &= 1.500 \times 3.200 \times 0.6 = 2.880 \text{ kN/m} \\
 \text{상부구조} \quad Wn3b &= 1.500 \times 7.408 \times 12.475 = 138.622 \text{ kN} \\
 \quad Wn3c &= 1.500 \times 6.808 \times 14.975 = 152.925 \text{ kN} \\
 \quad Mn3b &= 138.622 \times 4.104 = 568.905 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \quad Mn3c &= 152.925 \times 3.854 = 589.373 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \quad \Sigma \quad Mn3 &= 1158.278 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교각에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$\begin{aligned}
 R_{ti} &= M_{t3} \times x_i / \Sigma x_i^2 \\
 \Sigma x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 R_{nb1} &= 568.905 \times 1.700 / 5.780 = 167.325 \text{ kN} \\
 R_{nb2} &= 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{nb3} &= 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{nb3} &= 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{nb3} &= 568.905 \times -1.700 / 5.780 = -167.325 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- RPF

$$\begin{aligned}
 R_{ti} &= M_{t3} \times x_i / \Sigma x_i^2 \\
 \Sigma x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 R_{nc1} &= 589.373 \times 1.700 / 5.780 = 173.345 \text{ kN} \\
 R_{nc2} &= 589.373 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{nc3} &= 589.373 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{nc4} &= 589.373 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{nc5} &= 589.373 \times -1.700 / 5.780 = -173.345 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6) 유수압 ($P = K \times V^2 \times A$)

$$\begin{aligned}
 K &= 0.4 \quad (\text{원형}) \quad : \text{교각의 형상에 따라 정해지는 계수} \\
 V &= Q / A = 1400.00 / 720 \\
 &= 1.944 \text{ m/sec} \\
 A &= 0.000 \text{ m}^2 \quad : \text{교각의 연직투영면적} \\
 P &= 0.4 \times 1.944^2 \times 0.000 = 0 \text{ kN} \\
 H &= 0.6 \times \text{수심} = 0.6 \times 0.000 = 0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

7) 충돌 하중

▣ 유목에 의한 충돌하중 ($P = 0.1 \times W \times V$)

$$W = 100 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 1.944 / 0.85 : \text{표면유속}$$

$$= 2.287 \text{ m/sec}$$

$$P = 0.1 \times 100 \times 2.287 = 22.870 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

▣ 자동차의 충돌하중

$$- \text{차도방향에 대하여} = 1000 \text{ kN}$$

$$- \text{차도 직각방향에 대하여} = 500 \text{ kN}$$

$$- \text{작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교직)}	144.75		145.26		144.65	434.66	1.0교직+0.3교축
	H _{EB(교축)}	365.66		307.92		363.84	1037.42	0.3교직+1.0교축
종점측	H _{EC(교직)}	197.77		207.30		196.69	601.76	1.0교직+0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 434.657 \times 1.718 = 746.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 601.764 \times 1.468 = 883.389 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 746.741 \times 1.700 / 5.780 = 219.630 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 746.741 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 746.741 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 746.741 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 746.741 \times (-1.700) / 5.780 = -219.630 \text{ kN}$$

- RPF

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{EC1} = 883.389 \times 1.700 / 5.780 = 259.820 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 883.389 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 883.389 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 883.389 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 883.389 \times (-1.700) / 5.780 = -259.820 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교각})}$	$M_{0E(\text{교각})}$	비고
기둥하단	1,234.353	15,575.793	1.0교각+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(\text{교각})}$	355.52		356.77		355.28	1067.58	1.0교각+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	898.12		756.29		893.65	2548.05	0.3교각+1.0교축
종점측	$H_{EC(\text{교각})}$	485.74		509.17		483.11	1478.02	1.0교각+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교각+1.0교축

$$M_{eb(\text{교각})} = 1067.579 \times 1.718 = 1834.101 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교각})} = 1478.016 \times 1.468 = 2169.727 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{Ei(\text{교각})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\begin{aligned} \sum x_i^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + (-1.700)^2 \\ &= 5.780 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{Eb1} = 1834.101 \times 1.700 / 5.780 = 539.441 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1834.101 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1834.101 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1834.101 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1834.101 \times (-1.700) / 5.780 = -539.441 \text{ kN}$$

- RPF

$$R_{E(\text{교직})} = M_E \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 = 5.780 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 2169.727 \times 1.700 / 5.780 = 638.155 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 2169.727 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 2169.727 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 2169.727 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 2169.727 \times -1.700 / 5.780 = -638.155 \text{ kN}$$

$$P_E = 1067.58 + 1478.016 = 2545.595 \text{ kN}$$

$$Mc = 2545.595 \times 1.718 = 4373.332 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비 고
기둥하단	3.031.745	38256.33	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간	우측 경간
고정 하중	2755.000 kN	3216.000 kN
편 심	0.500 m	-0.530 m

$$M_d = 2755 \times 0.500 + 3216 \times -0.530 = -326.980 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간	우측 경간
활하중	단선재 하시	1050.966 kN	1676.407 kN
	복선재 하시	0.000 kN	0.000 kN
편 심		0.500 m	-0.530 m

$$M_{L\text{단선}} = 1050.97 \times 0.500 + 1676.41 \times -0.530 = -363.013 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.530 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간	우측 경간
활하중	단선재 하시	1177.162 kN	1833.998 kN
	복선재 하시	0.000 kN	0.000 kN
편 심		0.500 m	-0.530 m

$$M_{L\text{단선}} = 1177.16 \times 0.500 + 1834.00 \times -0.530 = -383.438 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.530 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 3.000 \times 1.200 \times 5.100 = 18.360 \text{ kN} \\ &3.000 \times 0.800 \times 4.250 = 10.200 \text{ kN} \\ &(\quad 18.360 + 10.200 \quad) / 5.100 = 5.600 \text{ kN/m} \\ \text{기둥} \quad W_{n2} &= 3.000 \times 3.200 \times 0.6 = 5.760 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 1.500 \times 1.200 \times 5.100 = 9.180 \text{ kN} \\ &1.500 \times 0.800 \times 4.250 = 5.100 \text{ kN} \\ &(\quad 9.180 + 5.100 \quad) / 5.100 = 2.800 \text{ kN/m} \\ \text{기둥} \quad W_{t2} &= 1.500 \times 3.200 \times 0.6 = 2.880 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_f = T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μ_m ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

R_m ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

① KL2012

가) 제동하중 ; $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 25.000 = 500.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 30.000 = 600.000 \text{ kN}$$

나) 시동하중 ; $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$ (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 25.000 = 825.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 30.000 = 990.000 \text{ kN}$$

다) 고정단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 2755.00 + 998.000 = 3753.000 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 500.00 - 281.475 \text{ (제동하중)}$$

$$= 825.00 - 281.475 \text{ (시동하중)}$$

$$= 218.53 < T/2 = 250.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 543.53 > T/2 = 412.50 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 250.00 \text{ kN(제동하중)}, 543.53 \text{ kN(시동하중)}$$

라) 가동단에 작용하는 수평하중 (한쪽은 시동, 다른쪽은 제동하중 작용시가 가장 큰 수평하중을 유발)

$$R_m = 3216.00 + 1612.76 = 4828.763 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 724.314 > T/2 = 300.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 724.314 > T/2 = 495.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 300.000 \text{ kN(제동하중)}, 495.000 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 543.525 + 495.000 = 1038.525 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 24.950 = 149.700 \text{ kN}$$

$$T_f = T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2$$

$$= 149.70 - 206.625$$

$$= -56.93 < T/2 = 74.85$$

$$\therefore T_f = 74.85 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 29.950 = 179.700 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu_m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 482.400 > T/2 = 89.850$$

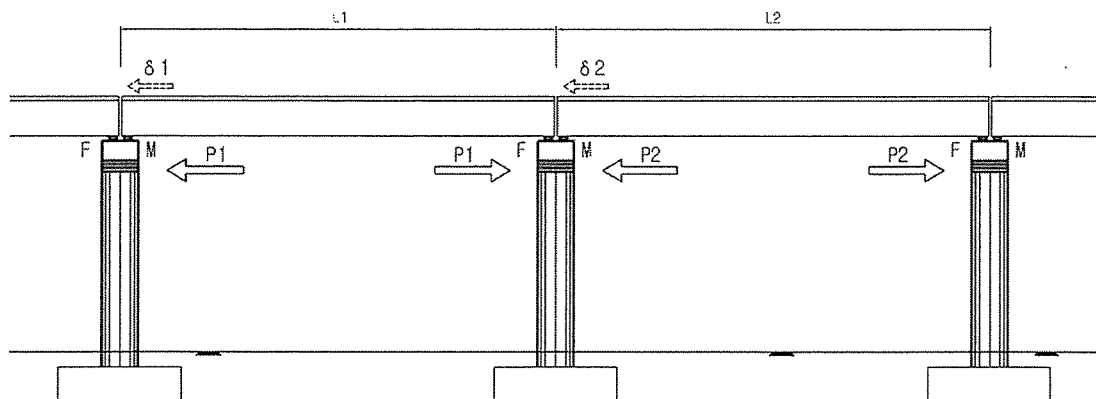
$$\therefore T_m = 89.85 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 74.850 + 89.850 = 164.700 \text{ kN}$$

7) 온도 하중

; 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다.

; 단경간 연속교의 경우 전.후 경간의 온도하중의 방향이 반대이므로 고정단에 작용하는 수평력과 가동단에 작용하는 수평력의 차를 사용한다.



▶ 받침 마찰계수; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 2755.00 \times 0.150 = 413.250 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 3216.00 \times 0.150 = 482.400 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 3932.16 \times 0.150 = 589.824 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 5050.00 \times 0.150 = 757.500 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화
 $\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)
 $\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 24.000 = 0.0036 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 29.000 = 0.00435 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

$$\delta 1 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 821.506 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 5.147 m⁴

L: 12.300 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	413.250	821.506	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	589.824	1365.031	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

$$\delta 2 = [P \cdot L^3] / [3 \cdot E \cdot I]$$

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 992.654 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 5.147 m⁴

L: 12.300 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	482.400	992.654	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	757.500	1487.654	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

라) 적용온도하중

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 등가수평력이 작용할 경우 하중방향이 반대방향이므로 상쇄됨.

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

; 시점부 및 종점부 받침이 모두 슈마찰력이 작용할 경우 슈마찰력중 큰 값을 적용.

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	482.400	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	262.500	슈마찰력 : MAX(Ts1', Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	1100.69	13056.10	0.3교 직+1.0교 축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

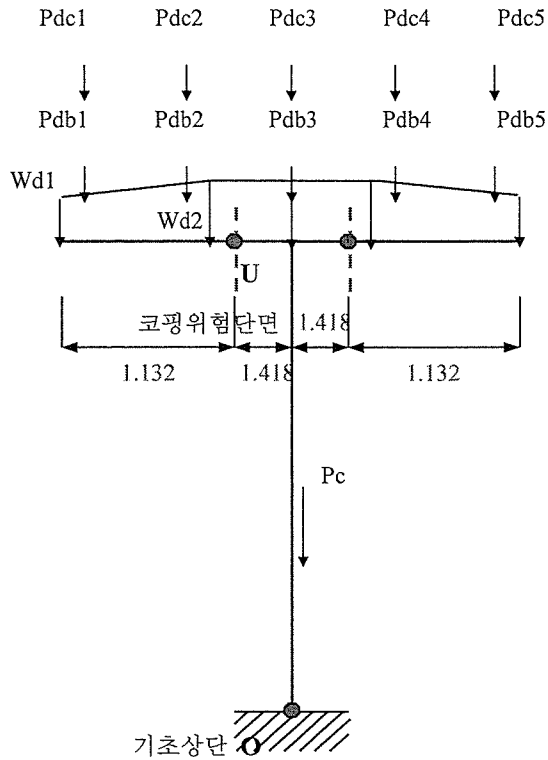
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	2703.45	32067.61	0.3교 직+1.0교 축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

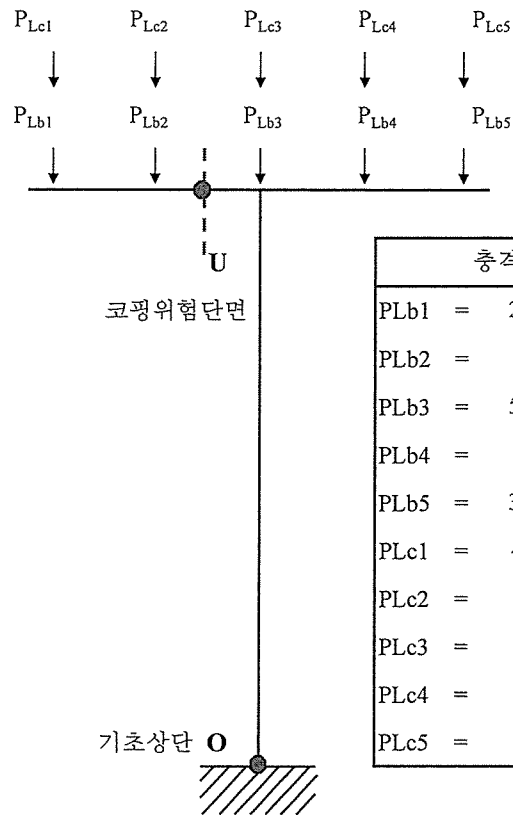
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	946.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	867.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	942.00	kN
Pdc1	=	1105.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	1062.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	1049.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	2029.519	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	946.000	0.282	946.000	266.807	1.700	946.000	1608.200
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	867.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	942.000	0.282	942.000	265.679	-1.700	942.000	-1601.400
Pcd1	1105.000	0.282	1105.000	311.651	1.700	1105.000	1878.500
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	1062.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	1062.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	1049.000	0.282	1049.000	295.857	-1.700	1049.000	-1783.300
Wd1	109.76	0.565	93.296	52.74678309	0.000	186.592	0.000
Wd2	137.200	0.141	38.69546532	5.456774915	0.000	466.480	0.000
Pc	2029.519	-1.418	0.000	0	0.000	2029.519	0.000
합 계			2285.99	636.661		8653.591	102.000

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시		충격 고려시(모멘트)	
PLb1	= 234.000 kN	PLb1	= 257.220 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 500.322 kN	PLb3	= 562.032 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 316.644 kN	PLb5	= 357.910 kN
PLc1	= 450.97 kN	PLc1	= 490.68 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 562.59 kN	PLc3	= 615.70 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 662.85 kN	PLc5	= 727.62 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	234.000	0.282	234.000	65.997	1.700	234.000	397.800
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	500.322	-1.418	0.000	0.000	0.000	500.322	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	316.644	0.282	316.644	89.305	-1.700	316.644	-538.294
PLc1	450.967	0.282	450.967	127.189	1.700	450.967	766.644
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	562.594	-1.418	0.000	0.000	0.000	562.594	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	662.845	0.282	662.845	186.947	-1.700	662.845	-1126.837
합 계			979.489	276.252		2727.372	500.688

Moy= -363.013 kN·m

Ho= 0.000 kN

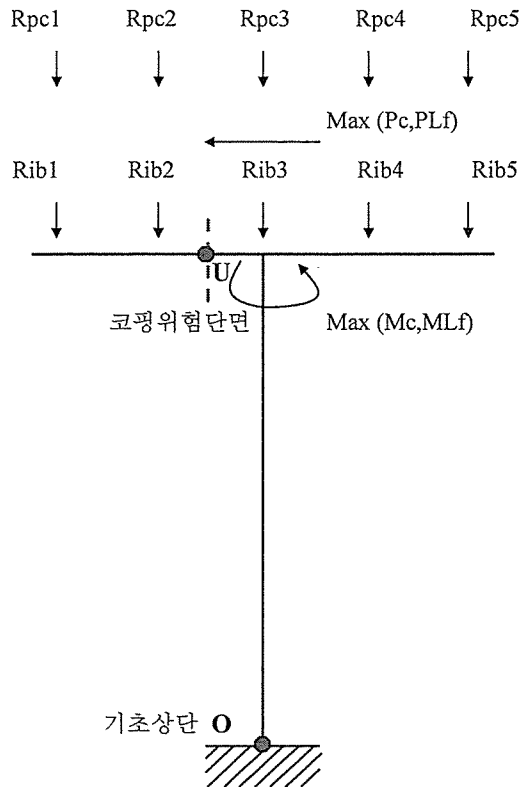
▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	257.220	0.282	257.220	72.546	1.700	257.220	437.274
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	562.032	-1.418	0.000	0.000	0.000	562.032	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	357.910	0.282	357.910	100.944	-1.700	357.910	-608.447
PLc1	490.680	0.282	490.680	138.390	1.700	490.680	834.156
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	615.703	-1.418	0.000	0.000	0.000	615.703	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	727.616	0.282	727.616	205.214	-1.700	727.616	-1236.947
합 계			1085.526	306.158		3011.161	573.964

Moy= -383.438 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

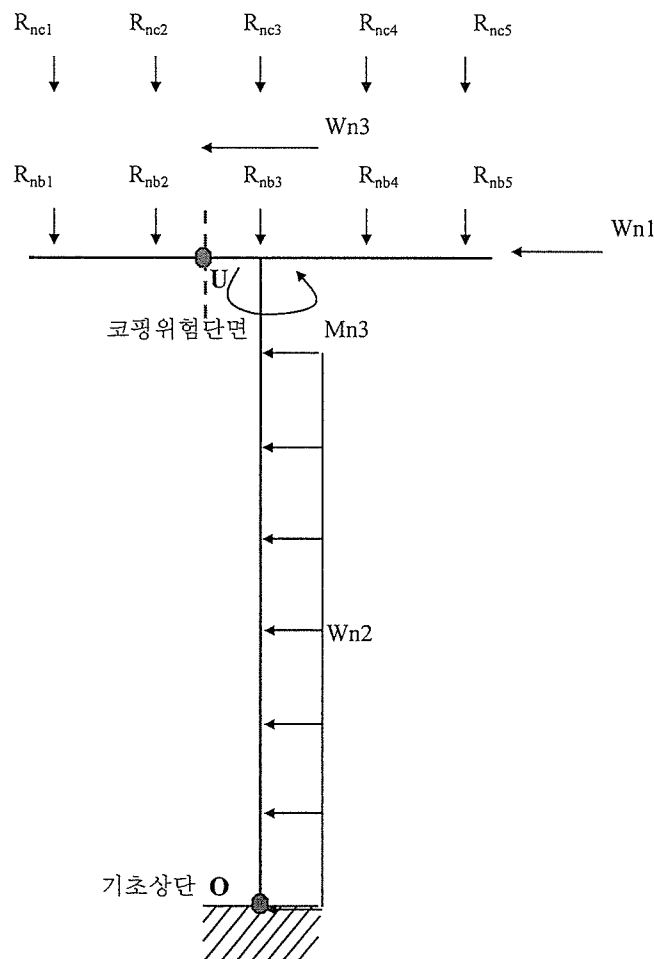
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf, Mc)	=	0.000	kN·m

Rib1	=	0.000	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	0.000	kN
Rpc1	=	0.000	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	0.000	kN

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	0.282	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	0.000	0.282	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.282	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	0.000	0.282	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	12.575	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

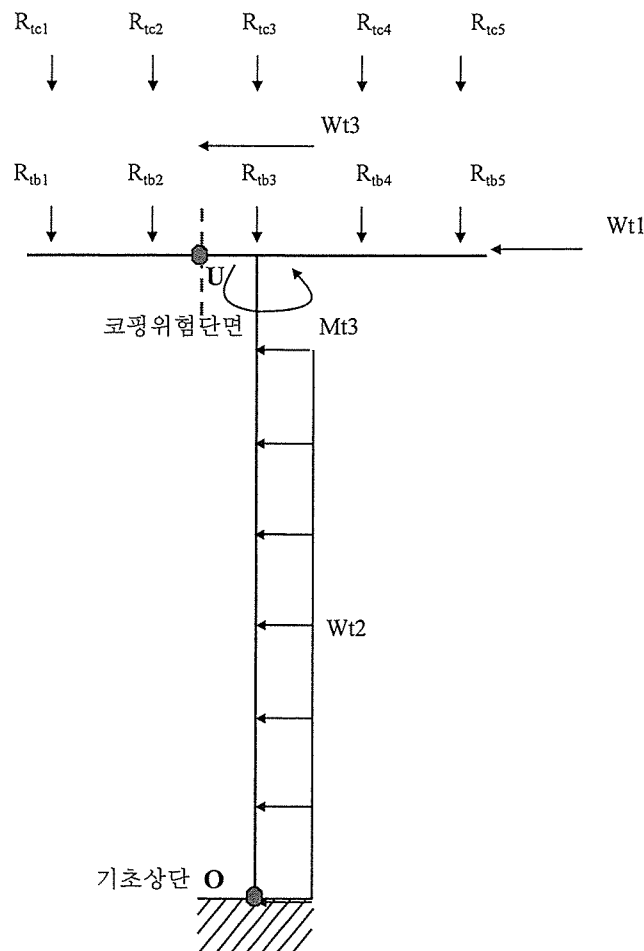


$Wn1$	=	16.800	kN
$Wn2$	=	5.760	kN/m
$Wn3b$	=	198.689	kN
$Wn3c$	=	211.552	kN
$Mn3$	=	1200.194	kN·m

$Rnb1$	=	178.499	kN
$Rnb2$	=	0.000	kN
$Rnb3$	=	0.000	kN
$Rnb4$	=	0.000	kN
$Rnb5$	=	-178.499	kN
$Rnc1$	=	174.499	kN
$Rnc2$	=	0.000	kN
$Rnc3$	=	0.000	kN
$Rnc4$	=	0.000	kN
$Rnc5$	=	-174.499	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
$Rnb1$	178.499	0.282	178.499	50.343	1.700	178.499	303.448
$Rnb2$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$Rnb3$	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$Rnb4$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$Rnb5$	-178.499	0.282	-178.499	-50.343	-1.700	-178.499	303.448
$Rnc1$	174.499	0.282	174.499	49.215	1.700	174.499	296.649
$Rnc2$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$Rnc3$	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$Rnc4$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$Rnc5$	-174.499	0.282	-174.499	-49.215	-1.700	-174.499	296.649
$Wn1$	16.80	-	-	-	12.575	-	211.260
$Wn2$	59.33	-	-	-	5.150	-	305.539
$Wn3$	410.24	-	-	-	12.575	-	5158.781
합 계	486.369		352.998	99.559		0.000	6875.774

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

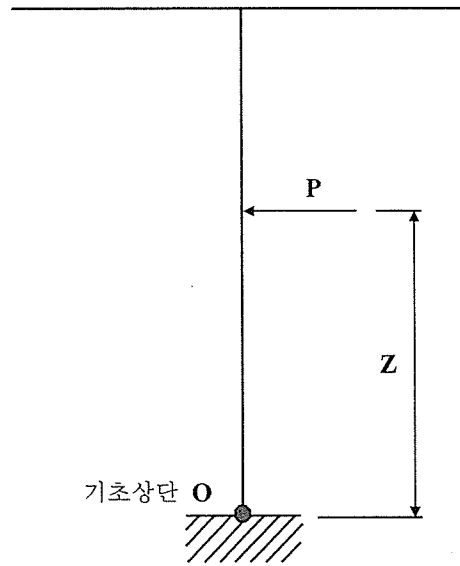


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.880	kN/m
Wt3b	=	138.622	kN
Wt3c	=	152.925	kN
Mt3	=	568.905	kN·m

Rtb1	=	167.325	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-167.325	kN
Rtc1	=	173.345	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-173.345	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	167.325	0.282	167.325	47.192	1.700	167.325	284.453
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-167.325	0.282	-167.325	-47.192	-1.700	-167.325	284.453
Rtc1	173.345	0.282	173.345	48.890	1.700	173.345	294.687
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.418	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc5	-173.345	0.282	-173.345	-48.890	-1.700	-173.345	294.687
Wt1	8.40	-	-	-	12.575	-	105.630
Wt2	29.66	-	-	-	5.150	-	152.770
Wn3	291.55	-	-	-	12.575	-	3666.204
합 계	329.611		340.670	96.082		0.000	5082.881

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	5.000	m

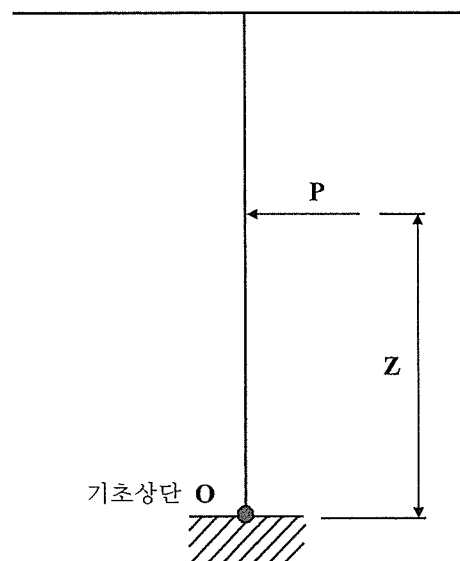
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 0.000 \times 5.000 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 0.000 \text{ kN}$$

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	6.800	m

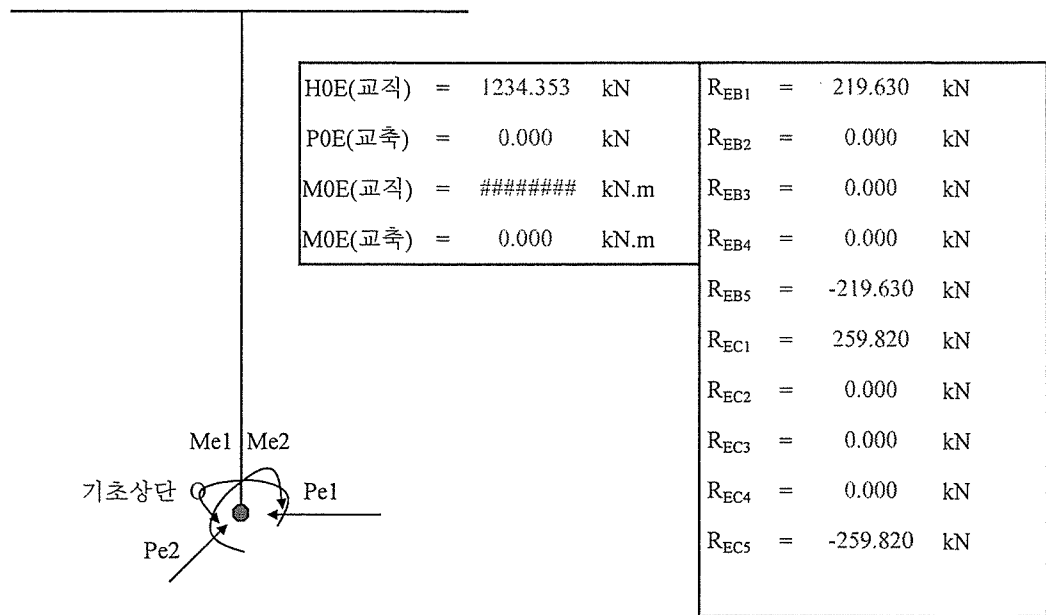
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 1000.000 \times 6.800 = 6800.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

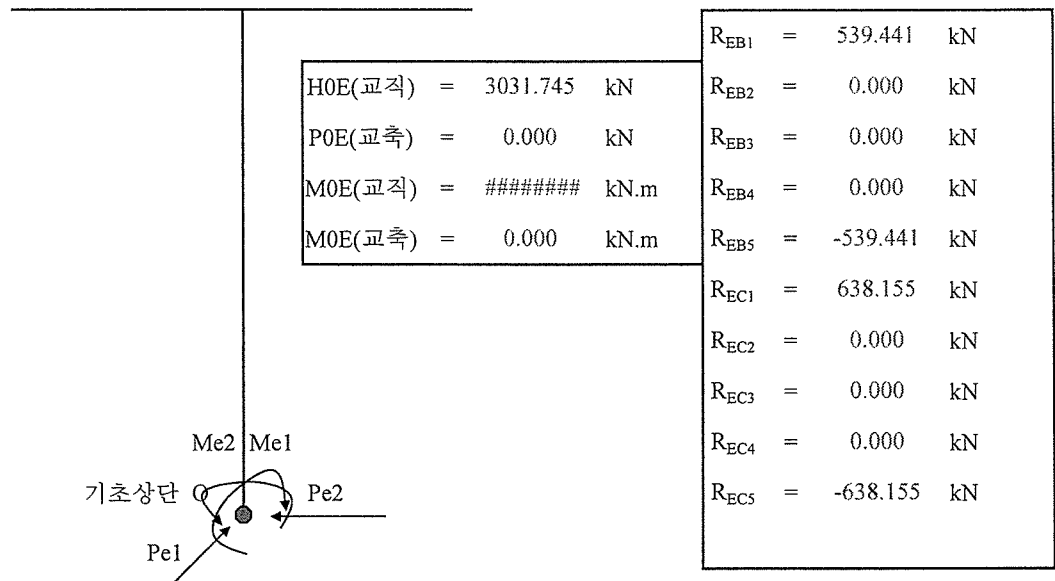
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	219.630	0.282	219.630	61.944	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-219.630	0.282	-219.630	-61.944	-	-	-
REC1	259.820	0.282	259.820	73.279	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-259.820	0.282	-259.820	-73.279	-	-	-
He1	1234.353	-	-	-	-	-	15575.793
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			479.450	135.223			

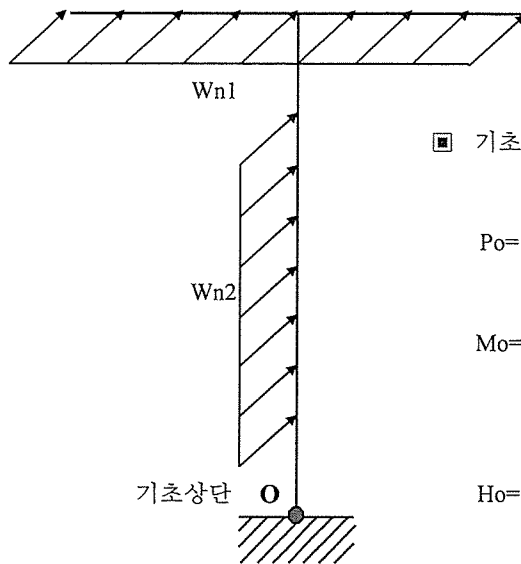
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	539.441	0.282	539.441	152.142	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-539.441	0.282	-539.441	-152.142	-	-	-
REC1	638.155	0.282	638.155	179.983	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.418	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-638.155	0.282	-638.155	-179.983	-	-	-
He1	3031.745	-	-	-	-	-	38256.333
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1177.596	332.126			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



W_{n1}	=	5.600	kN/m
W_{n2}	=	5.760	kN/m

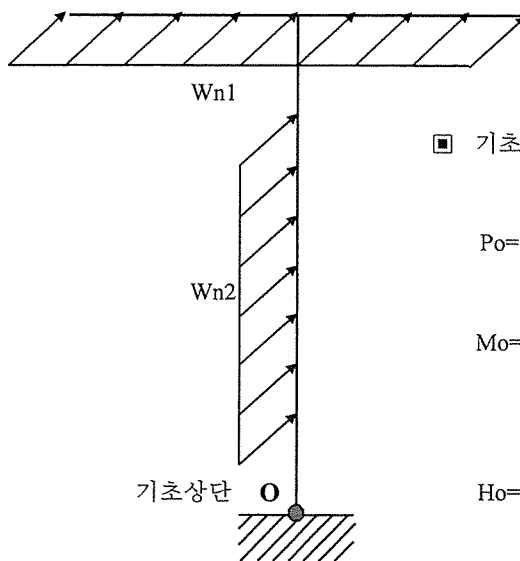
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 28.560 \times 11.300 + 59.328 \times 5.150 = 628.267 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 87.8880 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



W_{n1}	=	2.800	kN/m
W_{n2}	=	2.880	kN/m

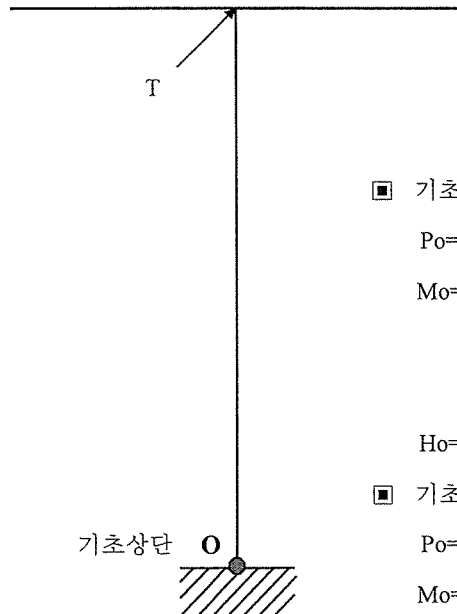
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 14.280 \times 11.300 + 29.664 \times 5.150 = 314.134 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 43.9440 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	543.525	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	495.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 12.700 + \\ &\quad 0.000 \times 13.300 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 0.00 \text{ kN}$$

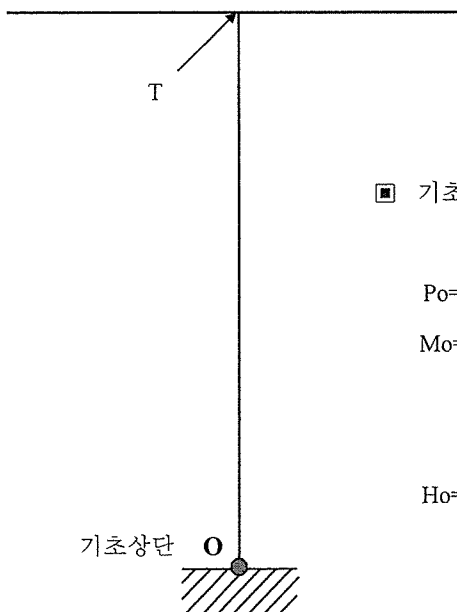
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 543.525 \times 12.700 + \\ &\quad 495.000 \times 13.300 \\ &= 13486.268 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1038.53 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.850	kN
T_m	=	89.850	kN

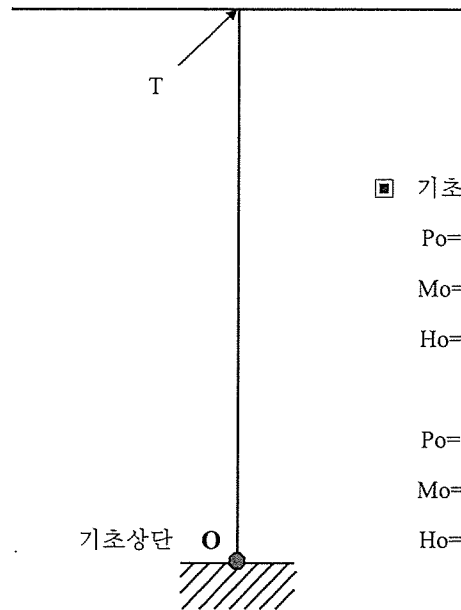
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_o &= 74.850 \times 12.700 + \\ &\quad 89.850 \times 13.300 \\ &= 2145.600 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 164.700 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	482.400	kN
시제동하중 작용시	=	262.500	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 482.400 \times 12.700 = 6126.480 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

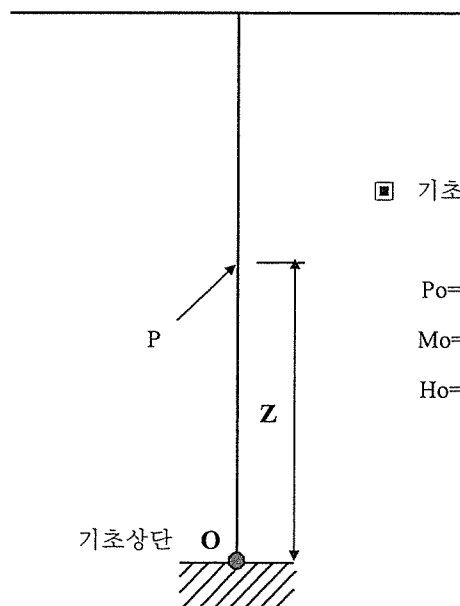
$$H_o = 482.400 \text{ kN}$$

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 262.500 \times 12.700 = 3333.747 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 262.500 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	6.800	M

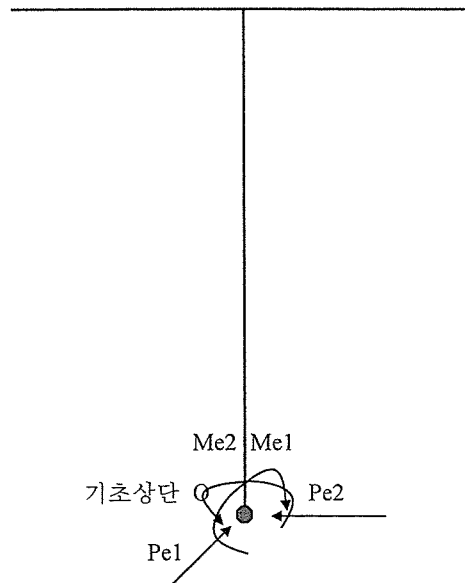
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 500.000 \times 6.800 = 3400.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 500.000 \text{ kN}$$

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

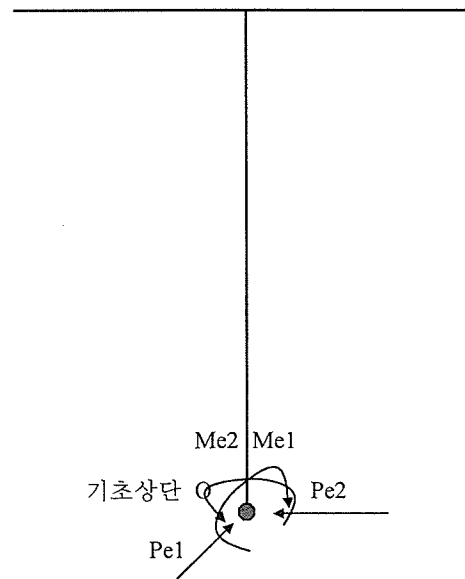
He1= 1100.692 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.000 kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

He1= 2703.454 kN·m

He2= 0.000 kN·m

Me1= ##### kN

Me2= 0.00 kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우		전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중	2,286	637	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	단선교량
		충격 고려시	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	979	276
		충격 고려시	1,086	306
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)	353	100	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)	341	96	
Load Case 6	유 수 압	-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중	-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)	479	135	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)	1,178	332	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌에 의한 하중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,286	637	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	3,372	943	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	2,639	736	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	2,627	733	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	3,712	1,039	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,286	637	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	3,372	943	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	2,639	736	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		행하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	3,086	859	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	5,094	1,426	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	3,658	1,019	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	5,394	1,509	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	3,086	859	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	4,606	1,288	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	3,563	994	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	3,546	989	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	5,066	1,418	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,086	859	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	4,606	1,288	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	3,167	883	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		3,637	1,018	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	4,335	1,215	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교 직 방 향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	8,654	102	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,727	501	363
			충격 고려시	-	-	3,011	574	383
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		486	-	-	6,876	-
교 직 방 향	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		330	-	-	5,083	-
	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	6,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,234	-	-	15,576	-
교 축 방 향	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		3,032	-	-	38,256	-
	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	88	-	-	628
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	44	-	-	314
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,039	-	-	13,486
	L.C 13	장대레일중하중		-	165	-	-	2,146
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	482	-	-	6,126
			시제동하중 작용	-	262	-	-	3,334
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	3,400
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,101	-	-	13,056
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,703	-	-	32,068

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	8,654	-	102	-	-	
combo 2	11,665	-	676	-	383	
combo 3	8,654	-	102	482	6,126	
combo 4	11,665	-	676	482	6,510	
combo 5	8,654	486	6,978	570	6,755	
combo 6	8,654	330	5,185	471	5,793	
combo 7	11,665	330	5,759	1,510	19,663	
combo 8	8,654	1,000	6,902	500	3,400	
combo 9	11,665	1,000	7,476	500	3,783	
combo 10	8,654	1,486	13,778	588	4,028	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격고려)		황하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	11,682	-	138	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	17,253	-	1,200	-	709	철설기 8.3.1
comb 13	13,846	-	163	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	18,664	-	1,082	-	614	철설기 8.3.2
comb 15	11,682	-	138	651	8,271	철설기 8.3.3
comb 16	15,898	-	941	651	8,808	철설기 8.3.3
comb 17	11,682	657	9,420	770	9,119	철설기 8.3.4
comb 18	11,682	445	7,000	644	7,928	철설기 8.3.5
comb 19	15,898	445	7,803	2,098	27,346	철설기 8.3.5
comb 20	11,682	1,350	9,318	675	4,590	철설기 8.3.7
comb 21	15,898	1,350	10,121	675	5,127	철설기 8.3.7
comb 22	10,384	1,784	16,533	705	4,834	철설기 8.3.8
comb 23	11,334	-	613	1,101	13,397	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	11,334	1,234	16,189	-	341	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	11,334	-	613	2,703	32,409	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	11,334	3,032	38,869	-	341	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을때	열차가 있을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.89 = (1 / (1 + \text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	6,923	-	82	-	-	철설기 8.3.1
comb 28	12,494	-	1,143	-	709	철설기 8.3.1
comb 29	6,923	-	82	-	-	철설기 8.3.2
comb 30	11,741	-	1,000	-	614	철설기 8.3.2
comb 31	6,923	-	82	651	8,271	철설기 8.3.3
comb 32	11,138	-	885	651	8,808	철설기 8.3.3
comb 33	6,923	657	9,364	770	9,119	철설기 8.3.4
comb 34	6,923	445	6,943	644	7,928	철설기 8.3.5
comb 35	11,138	445	7,747	2,098	27,346	철설기 8.3.5
comb 36	6,923	1,350	9,262	675	4,590	철설기 8.3.7
comb 37	11,138	1,350	10,065	675	5,127	철설기 8.3.7
comb 38	7,788	1,784	16,503	705	4,834	철설기 8.3.8
comb 39	11,334	-	613	1,101	13,397	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	11,334	1,234	16,189	-	341	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	11,334	-	613	2,703	32,409	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	11,334	3,032	38,869	-	341	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하 중 경 우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격미고 려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 종하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

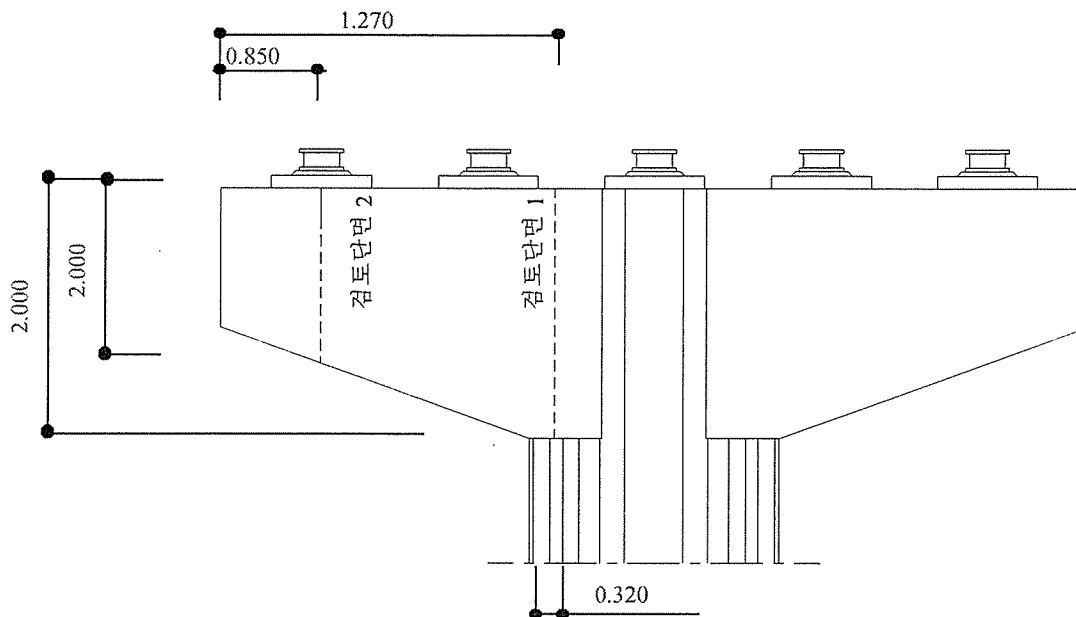
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	8,654	-	102	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	11,381	-	603	-	363	철설기 8.3.1
combo 45	8,654	-	102	482	6,126	철설기 8.3.3
combo 46	11,381	-	603	482	6,489	철설기 8.3.3
combo 47	8,654	486	6,978	570	6,755	철설기 8.3.4
combo 48	8,654	330	5,185	471	5,793	철설기 8.3.5
combo 49	11,381	330	5,686	1,510	19,643	철설기 8.3.5
combo 50	8,654	1,000	6,902	500	3,400	철설기 8.3.7
combo 51	11,381	1,000	7,403	500	3,763	철설기 8.3.7
combo 52	8,654	1,584	15,153	605	4,154	철설기 8.3.8
combo 53	11,381	-	603	1,101	13,419	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	11,381	1,234	16,178	-	363	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	11,381	-	603	2,703	32,431	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	11,381	3,032	38,859	-	363	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 5	1,039	
계수하중	최대모멘트	comb 14	1,509	
	최대전단력	comb 14	5,394	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ Mpa $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.90$ $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	1,509	5,394	1,039

$L_n = 840.00$ mm $L_n/D = 840.00 / 1850.00 = 0.454 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	- mm ² ,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm² [사용률 9.363 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 119.224$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03592 > 0.004$ - O.K -

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

→ Req $A_s = 2272.853$ mm²

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow MAX A_s = 207.325 \text{ mm}^2$$

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.0034$$

$$\text{중 큰 값 적용} \quad \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow MIN A_s = 18.130 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow MIN A_s = 3.030 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{min} < P_{used} < P_{max}$ -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 119.224 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 12954.669 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 1508.511 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 8.588] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 2800.0 \times 1850.00 / 1000 = 4019.37 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 5394.427 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 5394.427 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

$$\text{수직 전단철근량 : } A_v, \text{ 간격 : } S_v \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0025 \times b \times S_v, \quad S_v \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$\text{수평 전단철근량 : } A_h, \text{ 간격 : } S_h \Rightarrow A_{h_{\min}} = 0.0015 \times b \times S_h, \quad S_h \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$V_u = \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$S_v = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_v = 6 \times 287 = 1,719 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 2800 \times 200 = 1,400 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200 \text{ mm 로 배근}$$

$$S_h = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370.000 \text{ mm}$$

$$\text{H 19 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 2800 \times 200.00 = 840.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H19 - 6 EA } S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 5406.255 \text{ kN}$$

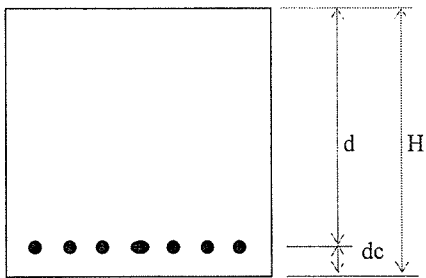
- 전단강도검토

$$V_u = 5394.427 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	2,800	mm,
$d =$	1,850	mm,	$d_c =$	150	mm,
$M_o =$	1,039	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 28 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) &= & 29 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= & 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 2,145 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 2145 \text{ mm} && \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

6.2 지점부 (corbel 검토)

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.75 \quad \Phi_v = 0.75$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	1508.511	5394.427	1038.901

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 5394.427 \text{ kN}$$

$$M_u = 1508.511 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 1508.511 / 5394.427 = 0.28 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m}$$

$$a / d = 0.28 / 1.850 = 0.151 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 5394.427 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 5394.427 = 1078.885 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$$

$$= 1508.511 + 1078.885 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 1670.344 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2.800 \times 1.850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2.800 \times 1.850 = 29,008 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 5.394 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{5.394,427}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 12,844 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 1,670 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{16}{0.006} = 2.834 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,079 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1,079 / (0.75 \times 400)$$

$$= 3596.283 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 2834 + 3596 = 6,430 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 12844 + 3596 = 12,159 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 2800 \times 1850 = 15,540 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15,540 \text{ mm}^2$$

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 =	300 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.369 \text{]}$$

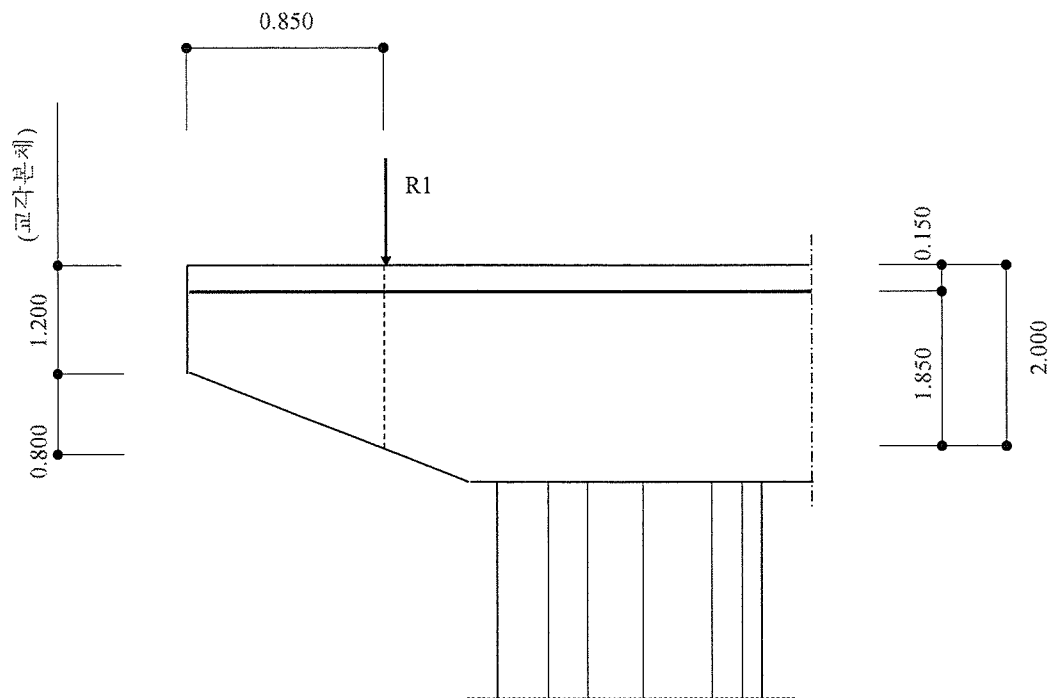
- O.K -

바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15,540 - 3,596) = 5,972 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	6	단	=	10,314 mm ²	∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\Phi_f = 0.75$ $\Phi_v = 0.75$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	119.260	2037.273	1038.901

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{01} &= 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN} \\
 W_{02} &= \frac{1}{2} \times 0.800 \times 0.850 \times 2.800 \\
 &\quad \times 24.500 = 23.324 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 93.296 \text{ kN} \\
 \\
 M_{01} &= 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m} \\
 M_{02} &= 23.324 \times 0.283 = 6.601 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 36.339 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 946.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 234.000 \text{ kN}$$

라) 설계하중 ($1.6 \times \text{자중} + 1.6 \times \text{고정하중} + 1.6 \times \text{활하중}$)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 93.296 + 1.6 \times 946.000 + 1.6 \times 234.000 \\ &= 2037.273 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 36.339 \\ &= 58.142 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 58.142 / 2037.273 = 0.029 \text{ m} \\ d &= 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m} \\ a / d &= 0.029 / 1.850 = 0.016 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2037.273 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2037.273 = 407.455 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 58.142 + 407.455 \times (2.000 - 1.850) \\ &= 119.260 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n\_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1850.00 = 31080.000 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1850.00 = 29008.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 21756.000 \text{ kN} > V_u = 2037.273 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{2037273.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 4850.65 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 119.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.129}{0.006} = 201.514 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 407.455 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 407.455 / (0.75 \times 400)$$

$$= 1358.183 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_s &\geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d) \\
 &\geq 201.514 + 1358.183 = 1559.697 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 2/3 \times 4850.65 + 1358.183 = 4591.950 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1850.000 = 15540.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\therefore A_s = 15540.000 \text{ mm}^2$$

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 =	300 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.369 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스토퍼, 띠철근(A_h)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15540.000 - 1358.183) \\
 &= 7090.909 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Use	H	19	-	6	EA	×	6	단	=	10314.000 mm ²	∴ O.K!!

7.기 등 설계

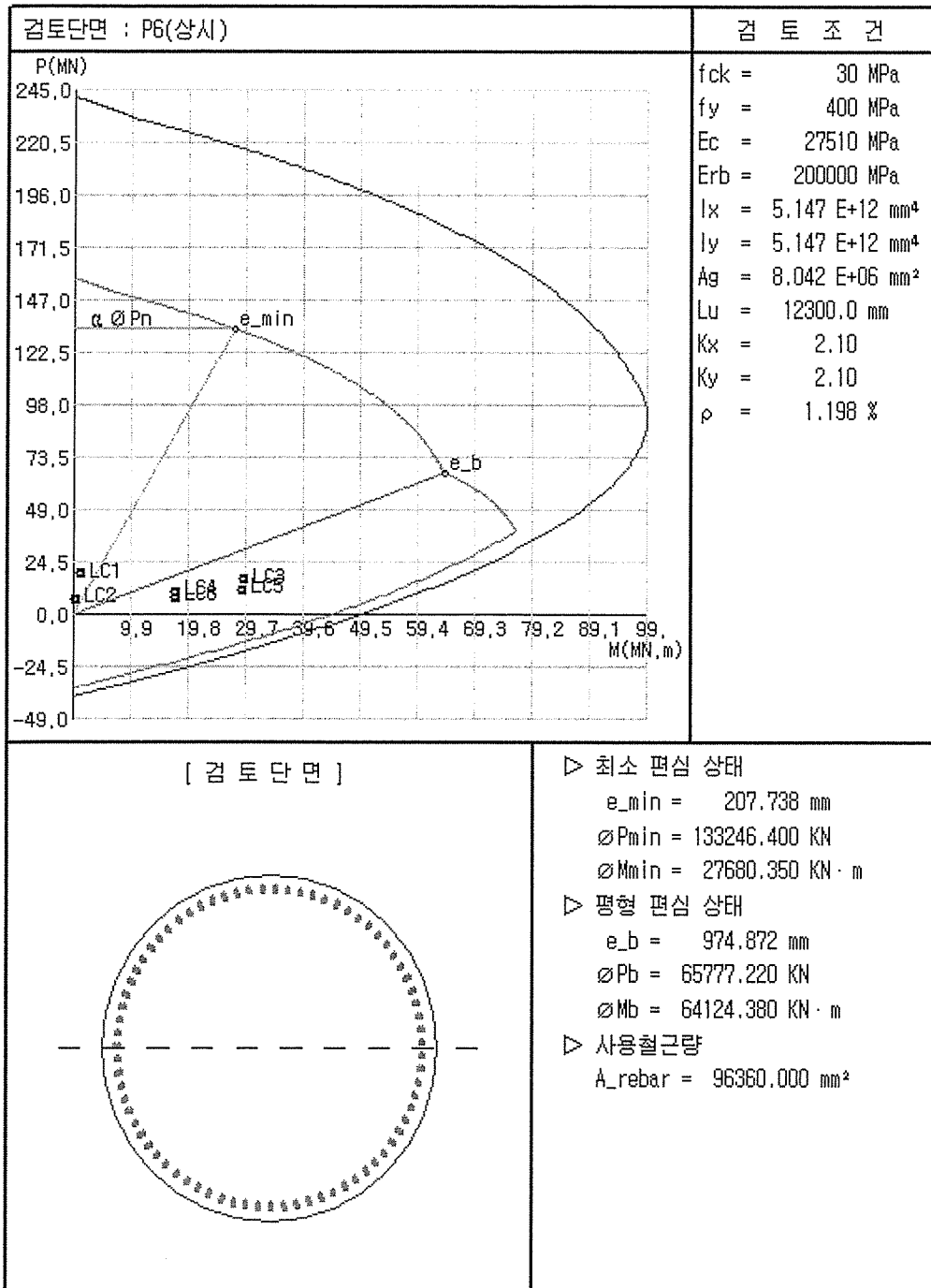
7.1 단면력 집계

구 분	하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
			교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	18,664	0	0	614	1,082	Load case 1
	최소축력	6,923	0	0	0	82	Load case 2
	최 대 모 멘 트	교축방향	2,098	445	27,346	7,803	Load case 3
	최 대 편 심	교직방향	705	1,784	4,834	16,533	Load case 4
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	7,788	705	1,784	4,834	16,503	Load case 5
	교축직각방향	11,334	1,101	0	13,397	613	Load case 6
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	11,334	0	1,234	341	16,189	Load case 7
	교축직각방향	11,334	2,703	0	32,409	613	Load case 8
		11,334	0	3,032	341	38,869	Load case 9
							Load case 10

7.2 기동해석

1) 상 시

▶ P-M 상관도



▶ P6(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P6(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복 강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복 강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm

형방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 3200.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 12300.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 96360.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 18663.603 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 613.501 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 613.501 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 1081.542 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 1081.542 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.031$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.031$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 632.280 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 1114.648 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 1281.490 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 60.436^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.73 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 68.66 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.296 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.853 + 14756.445 + -11104.487 = 100902.800 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.518 + 15567.839 + 13338.405 = 98366.760 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.87 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강도 감소 계수 : $\phi = 0.65186$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65774.16 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64121.02 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.198 \%$

$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 204994.500 \text{ KN}$
 $M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 42584.428 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$
설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 133246.417 \text{ KN} \geq P_u = 18663.603 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$
설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 27679.878 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1281.490 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 6922.873 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 81.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 81.600 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 32.3$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 32.3$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.011$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.011$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 82.509 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 82.509 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 90.000^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{\min} = 207.79 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 11.92 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1833.300 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 97248.156 + 14789.885 + -11125.144 = 100912.900 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 69464.553 + 15572.947 + 13364.175 = 98401.670 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 975.11 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00203$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65227$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 65822.87 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 64184.86 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e \leq e_{\min} \text{ ----> 최소편심 구간}$$

③ 단면강도 검토

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.198 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = -0.10000 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성파괴}$$

$$\alpha P_n = \alpha \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 204994.700 \text{ KN}$$

$$M_n = \alpha P_n \times e_{\min} = 42595.504 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\alpha\phi P_n = 133246.417 \text{ KN} \geq P_u = 6922.873 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 27687.044 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 82.509 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 15897.973 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 27346.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 27346.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 7803.138 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 7803.138 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.026$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

: $\delta_{y,s} = 1.026$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 28055.861 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 8005.677 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 29175.713 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 15.926^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 207.74 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 1835.18 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.298 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.007 + 14754.348 + -11103.284 = 100902.100 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.390 + 15567.384 + 13338.262 = 98366.040 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 974.87 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
 강도 감소 계수 : $\phi = 0.6519$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 65778.37 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 64125.12 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1208.64 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1835.184 \text{ mm} \approx e = 1835.184 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.004631 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 55543.710 + 11161.682 + -19180.190 = 47525.200 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 55942.435 + 13587.292 + 17687.785 = 87217.520 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00463$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00463 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.869$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 41312.245 \text{ KN} \geq P_u = 15897.973 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 75815.590 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 29175.713 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10384.309 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 4833.921 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 4833.921 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 16533.329 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 16533.329 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.017$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.017$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 4915.145 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 16811.135 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 17514.934 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 73.702^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{\min} = 207.74 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1686.67 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.274 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.958 + 14755.260 + -11104.055 = 100902.200 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.540 + 15567.495 + 13338.548 = 98366.580 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 974.87 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65189$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 65776.95 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 64124.03 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 1280.668 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n/P_n = 1686.673 \text{ mm} \approx e = 1686.673 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{used} = 1.198 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.004202 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K.}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 60149.047 + 11582.370 + -18350.943 = 53380.470 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 58518.748 + 13905.434 + 17611.224 = 90035.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.0042$$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.0042 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면}$$

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 0.90 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.833$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 44491.265 \text{ KN} \geq P_u = 10384.309 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 75042.216 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17514.934 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 11138.498 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 27346.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 27346.066 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 7747.038 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 7747.038 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.018$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.018$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 27839.531 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 7886.835 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 28935.128 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 15.817^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 207.74 \text{ mm}$

작 용 편심 : $e = 2597.76 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.298 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.045 + 14753.794 + -11102.792 = 100902.100 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.393 + 15567.405 + 13338.109 = 98365.910 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편심 : $e_b = 974.87 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65191$

평형 축하중 : $\phi P_b = 65779.34 \text{ KN}$

평형 모멘트 : $\phi M_b = 64125.99 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 978.424 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2597.759 \text{ mm} \approx e = 2597.759 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006427 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 41368.094 + 9658.359 + -21797.545 = 29228.910 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 46235.090 + 12308.429 + 17386.126 = 75929.650 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00643$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00643 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 26306.016 \text{ KN} \geq P_u = 11138.498 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 68336.678 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 28935.128 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(6) Load Case 6

① 작용 하중

계수축하중 : $P_u = 7788.232 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 4833.921 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 4833.921 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 16502.729 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 16502.729 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

$$\begin{aligned} & : \delta x.s = 1.013 \\ \text{Y축 확대계수} & : \delta y.ns = 1.000 \\ & : \delta y.s = 1.013 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트} & : \delta Mux = 4894.584 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} & : \delta Muy = 16709.828 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} & : \delta Mu = 17411.930 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} & : \theta_{rot} = 73.674^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심} & : e_{\min} = 207.74 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} & : e = 2235.67 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.270 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} P_b &= C_c + C_s + T_t = 97250.920 + 14755.128 + -11104.005 = 100902.000 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 69460.538 + 15567.479 + 13338.577 = 98366.590 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{평 형 편 심} & : e_b = 974.87 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} & : \epsilon_t = 0.00202 \\ \text{강도 감소 계수} & : \phi = 0.65189 \\ \text{평 형 축 하 중} & : \phi P_b = 65777.22 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트} & : \phi M_b = 64124.38 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\begin{aligned} \text{사용철근비} & : P_{used} = 1.198 \% \\ \text{계수축력 } P_u & < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN} \quad \text{이므로..} \\ \text{순인장변형률 } \epsilon_t & = 0.00566 \geq 0.004 \quad \dots \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s + T_t = 46597.300 + 10249.874 + -20807.038 = 36040.140 \text{ KN} \\ M_n &= M_c + M_s + M_t = 50134.373 + 12839.341 + 17600.199 = 80573.910 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

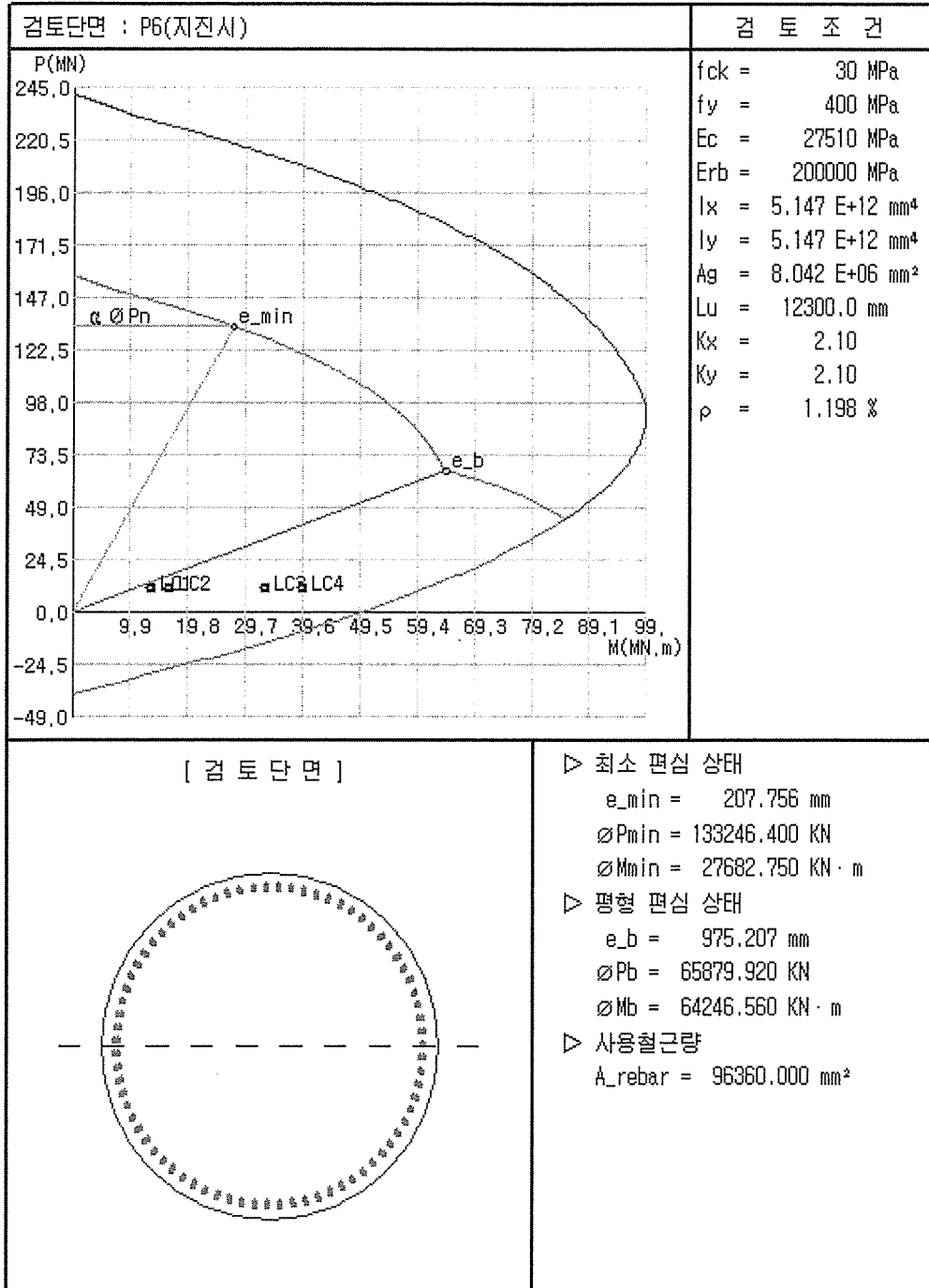
$$\begin{aligned} \text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t & = 0.00566 \\ 0.005 \leq \epsilon_t = 0.00566 & \text{ -----> 인장지배단면} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{강도 감소 계수} & : \phi = 0.900 \\ \text{설계축하중강도} & : \phi P_n = 32436.121 \text{ KN} \geq P_u = 7788.232 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K} \\ \text{설 계 휨 강 도} & : \phi M_n = 72516.520 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17411.930 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ P-M 상관도



▶ P6(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P6(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 3200.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 12300.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 75ea = 48180.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 96360.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 11333.524 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 13397.358 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 13397.358 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 612.828 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 612.828 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.018$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.018$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 13643.426 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 624.084 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 13657.692 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 2.619^\circ$

최 소 편 심 : $e_{\min} = 207.73 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 1205.07 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.299 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97250.881 + 14757.393 + -11104.748 = 100903.500 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.215 + 15568.376 + 13338.397 = 98366.990 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 974.86 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65256$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65845.62 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64190.38 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1616.022 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n / P_n = 1205.07 \text{ mm} \approx e = 1205.07 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002706 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 82304.716 + 13564.126 + -14341.687 = 81527.160 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 67117.407 + 15090.269 + 16038.270 = 98245.950 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00271$
 $\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00271 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.732$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 59712.310 \text{ KN} \geq P_u = 11333.524 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 71957.527 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 13657.692 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용 하중

계수축하중 : $P_u = 11333.524 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 341.260 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 341.260 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 16188.620 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 16188.620 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.018$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.018$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 347.528 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 16485.955 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 16489.618 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 88.792^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.74 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1454.94 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1835.006 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.236 + 14760.486 + -11114.843 = 100896.900 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.563 + 15570.827 + 13349.599 = 98380.990 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 975.06 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65273$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 65858.03 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 64215.84 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1419.152 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1454.942 \text{ mm} \approx e = 1454.942 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003495 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 69257.448 + 12425.511 + -16741.930 = 64941.020 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 62806.035 + 14468.522 + 17210.862 = 94485.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0035$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.0035 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.824$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 53541.213 \text{ KN} \geq P_u = 11333.524 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 77899.350 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 16489.618 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 11333.524 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 32408.871 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 32408.871 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 612.828 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 612.828 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.018$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.018$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 33004.123 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 624.084 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 33010.023 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 1.083^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 207.74 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 2912.60 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1836.297 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97249.995 + 14783.910 + -11100.989 = 100932.900 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.148 + 15568.853 + 13337.622 = 98366.630 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 974.57 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65271$

평형 축하중 : $\phi P_b = 65880.31 \text{ KN}$

평형 모멘트 : $\phi M_b = 64205.26 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 923.676 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2912.60 \text{ mm} \approx e = 2912.60 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.198\%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006986 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 38140.627 + 9277.902 + -22432.983 = 24985.540 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 43637.484 + 11946.037 + 17189.380 = 72772.900 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00699$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00699 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 24985.545 \text{ KN} \geq P_u = 11333.524 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 힘 강 도 : $\phi M_n = 72772.901 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 33010.023 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 11333.524 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 341.260 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 341.260 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 38869.161 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 38869.161 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 32.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 32.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.018$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.018$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 347.528 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 39583.068 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 39584.594 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.497^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 207.76 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 3492.70 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1834.114 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 97251.346 + 14759.012 + -11120.765 = 100889.600 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 69460.567 + 15570.417 + 13357.255 = 98388.240 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 975.21 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65299$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 65879.92 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 64246.56 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 851.221 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 3492.70 \text{ mm} \approx e = 3492.70 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.198 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 24127.432 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007829 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 34097.542 + 8770.365 + -23263.073 = 19604.830 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 40172.612 + 11443.315 + 16857.866 = 68473.800 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00783$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00783 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 19604.834 \text{ KN} \geq P_u = 11333.524 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 68473.793 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 39584.594 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 3031.745 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3200}{2} - 140 \right) = 929.8 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{3200}{2} + 929.783 = 2529.78 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 3031.745 / 1 = 3031.745 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 3200.0 \times 2529.78 / 1000 = 7389.970 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 7389.970 \text{ KN} > V_n = 3031.745 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 3694.985 \text{ KN} > V_n = 3031.745 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

$$\begin{aligned} \cdot \text{ 전단철근 간격 } s &= 300.0 \text{ mm} \\ \cdot \text{ Req. As } \left[\begin{aligned} 0.35 \cdot b_w \cdot s / f_y &= 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s \cdot s / (\phi_v \cdot f_y \cdot d) &= 0.00 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow (\text{전단철근 필요시}) \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$\therefore \text{ USE } A_v = \frac{H \cdot 19 \times 2 \cdot ea}{573.000 \text{ mm}} = \frac{573.000 \text{ mm}}{573.000 \text{ mm}} > 0.000 \text{ mm} \quad \text{O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\begin{aligned} \text{부재 최소단면치수의 } 1/4 &= 800.000 \\ \text{축방향 철근지름의 6배} &= 174.000 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{부재 최소단면치수의 } 1/4 \\ \text{축방향 철근지름의 6배} \end{aligned}} \right\} \text{ 중 작은값이므로 } 174 \text{ mm} \text{ 를 초과하지 않아야 한다.}$$

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\begin{aligned} \cdot \text{ 기둥의 최대단면치수} &= 3200.000 \\ \cdot \text{ 기둥 순높이의 } 1/6 &= 1716.667 \\ \cdot 45 \text{ cm 이상} &= 450.000 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{기둥의 최대단면치수} \\ \text{기둥 순높이의 } 1/6 \\ 45 \text{ cm 이상} \end{aligned}} \right\} \text{ 중 큰값이므로 } 3200 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

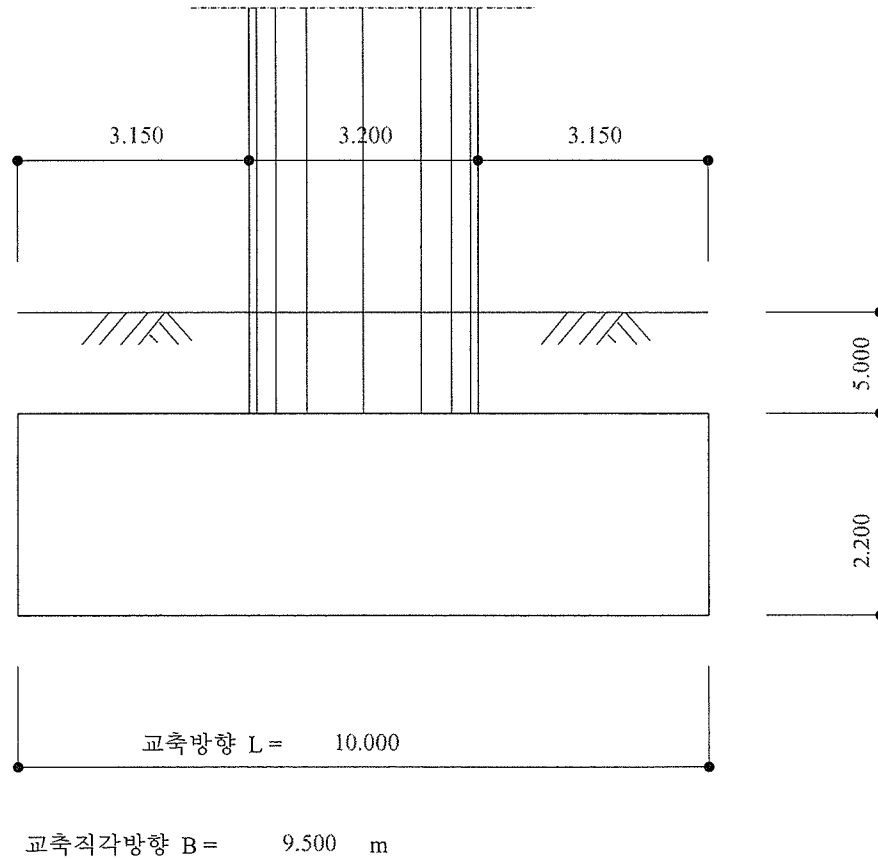
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\begin{aligned} \cdot \text{ 기둥치수의 0.5배이상연장} &= 1600.000 \\ \cdot 38 \text{ cm 이상} &= 380.000 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{기둥치수의 0.5배이상연장} \\ 38 \text{ cm 이상} \end{aligned}} \right\} \text{ 중 큰값이므로 } 1600 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 10.000 & \times & 2.200 \times 9.500 \times 24.500 = 5120.500 \text{ kN} \\
 \hline
 \Sigma & = & 5120.500 \text{ kN}
 \end{array}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 10.000 & \times & 5.000 \times 9.500 \times 19.000 = 9025.000 \text{ kN} \\
 - \pi & \times & 3.200^2/4 \times 5.000 \times 19.000 = -764.035 \text{ kN} \\
 \hline
 \Sigma & = & 8260.965 \text{ kN}
 \end{array}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 5120.500 + 8260.965 = 13381.46 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 51	1000.000	11380.963	7402.688	
적 용	combo 51	1000.000	11380.963	7402.688	
평상시 최대모멘트	combo 52	1583.643	8653.591	15152.929	
적 용	combo 52	1583.643	8653.591	15152.929	
지진시	combo 56	3031.745	11380.963	38859.021	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1509.669	11380.963	19642.760	
적 용	combo 49	1509.669	11380.963	19642.760	
평상시 최대모멘트	combo 49	1509.669	11380.963	19642.760	
적 용	combo 49	1509.669	11380.963	19642.760	
지진시	combo 55	2703.454	11380.963	32430.624	1.0

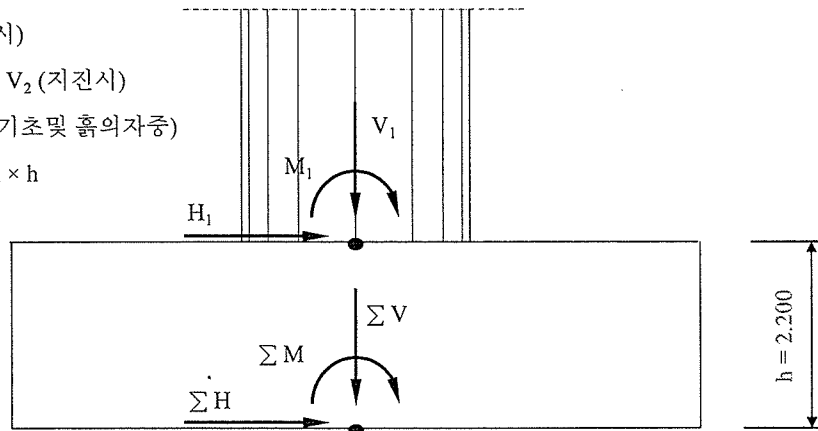
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

$$\Sigma H = H_1 + K_h \times V_2 \text{ (지진시)}$$

$$\Sigma V = V_1 + V_2 \text{ (기초및 흙의자중)}$$

$$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	24762.428	9602.688	0.388	
평상시 최대모멘트	1583.643	22035.056	18636.944	0.846	
지진시	3031.745	24762.428	45528.860	1.839	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1509.669	24762.428	22964.032	0.927	
평상시 최대모멘트	1509.669	24762.428	22964.032	0.927	
지진시	2703.454	24762.428	38378.223	1.550	

4) 각도변화 고려 (40 도)

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1736.441	24762.428	22117.081	0.893	
평상시 최대모멘트	2183.537	22035.056	29037.722	1.318	
지진시	4060.198	24762.428	59546.176	2.405	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1799.261	24762.428	23763.958	0.960	
평상시 최대모멘트	2174.420	24762.428	29571.065	1.194	
지진시	4019.734	24762.428	58664.811	2.369	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$$Q_u = A' \times [\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + q \cdot N_q]$$

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 9.500 / 10.000 = 1.285 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 9.500 / 10.000 = 0.405 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 7.200 = 136.800 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15} \times 50 = 42.39^\circ \approx 40^\circ$$

$$C = 0$$

$$\text{지지력계수} \quad N_c = 95.70 \quad N_q = 100.40 \quad N_r = 81.30$$

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 9.500 - 2 \times 1.318 = 6.864 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 10.000 - 2 \times 1.194 = 7.612 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 6.864 \times 7.612 = 52.249 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 52.249 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 6.864 \times 81.30 + 136.800 \times 100.4] = 941,990 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 941,990 / 3 = 313,997 \text{ kN}$$

$$Q_a = 313,997 \text{ kN} > V_{\max} = 24,762 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2eb = 9.500 - 2 \times 2.405 = 4.691 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 10.000 - 2 \times 2.369 = 5.262 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 4.691 \times 5.262 = 24.684 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 24.684 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \\ \times 4.691 \times 81.30 + 136.800 \times 100.4] = 411,468 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 411,468 / 2 = 205,734 \text{ kN}$$

$$Q_a = 205,734 \text{ kN} > V_{\max} = 24,762 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 -	1000.00 kN/m ²	지진시 최대지반반력 -	1500.00 kN/m ²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 24762.428 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.893) / 9.500 \}$$

$$q_{\max} = 407.696 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 113.618 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 22035.056 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.318) / 9.500 \}$$

$$q_{\max} = 424.997 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 38.899 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 2.405 > B/6 = 1.583$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 24762.428 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 2.405) / 9.500 \} \\ &= 656.532, \quad -135.218 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 49524.855 / (10.000 \times 7.786) = 636.084 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 636.084 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 24762.428 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.960) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 410.745 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 110.569 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 24762.428 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.194) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 447.422 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 73.893 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 2.369 > L/6 = 1.667$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 24762.428 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 2.369) / 10.000 \} \\ &= 631.172, \quad -109.857 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 49524.855 / (9.500 \times 7.143) = 729.858 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 729.858 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{\max} = 1.318 \text{ m}$$

$$B/6 = 9.500 / 6 = 1.583 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 2.405 \text{ m}$$

$$B/3 = 9.500 / 3 = 3.167 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{\max} = 1.194 \text{ m}$$

$$L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 2.369 \text{ m}$$

$$L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5, 지진시 1.2 이상으로 한다.

$$H_u = C_b \cdot A' + V \cdot \tan \Phi_b$$

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀 값)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$H_u = 22035.056 \times 0.538 = 11854.860 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 11854.9 / 2183.537 = 5.429 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 24762.428 \times 0.538 = 13322.186 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13322.2 / 4060.20 = 3.281 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$H_u = 24762.43 \times 0.538 = 13322.186 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13322.2 / 2174.42 = 6.127 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 24762.43 \times 0.538 = 13322.186 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13322.2 / 4019.73 = 3.314 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	18663.603	1081.542	
적 용	comb 14	0	18663.603	1081.542	
평상시 최대모멘트	comb 22	1783.643	10384.309	16533.329	
적 용	comb 22	1783.643	10384.309	16533.329	
지진시	comb 26	3031.745	11333.524	38869.161	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모 멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	18663.603	613.501	
적 용	comb 14	0.000	18663.603	613.501	
평상시 최대모멘트	comb 19	2098.214	15897.973	27346.066	
적 용	comb 19	2098.214	15897.973	27346.066	
지진시	comb 25	2703.454	11333.524	32408.871	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 13381.465 \times 1.6 = 21410.343 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 13381.465 \times 1.35 = 18064.977 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 13381.465 \times 1.0 = 13381.465 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 5120.500 \times 0.154 = 788.557 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
정상시 최대축력	0.000	40073.946	1081.542	0.027	
정상시 최대모멘트	1783.643	28449.286	20457.344	0.719	
지진시	3820.302	24714.989	47273.825	1.913	

나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
정상시 최대축력	0.000	40073.946	613.501	0.015	
정상시 최대모멘트	2098.214	33962.950	31962.137	0.941	
지진시	3492.011	24714.989	40091.295	1.622	

4) 각도변화 고려 (40 도)

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
정상시 최대축력	0.000	40073.946	1222.860	0.031	
정상시 최대모멘트	2715.056	28449.286	36216.100	1.273	
지진시	5171.143	24714.989	61984.039	2.508	

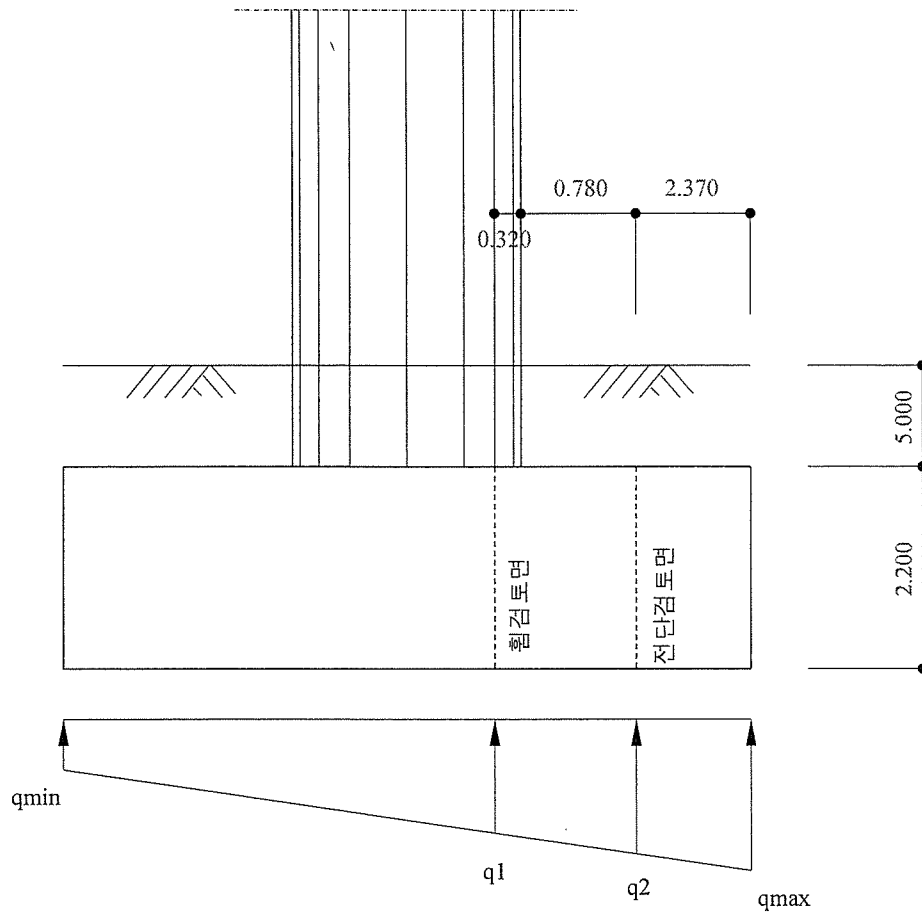
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
정상시 최대축력	0.000	40073.946	1165.171	0.029	
정상시 최대모멘트	2753.829	33962.950	37634.144	1.108	
지진시	5130.678	24714.989	61098.743	2.472	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= \frac{24762.428}{(10.000 \times 9.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.893) / 9.500 \}}$$

$$q_{max} = 407.696 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 300.280 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 113.618 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 334.331 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= \frac{22035.056}{(10.000 \times 9.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.318) / 9.500 \}}$$

$$q_{max} = 424.997 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 283.969 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 38.899 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 328.675 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 24762.428 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 2.405) / 9.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx (e > B/6 \text{ 일 경우})$$

$$= 49524.855 / (10.000 \times 7.036) = 703.888 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 703.888 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 603.255 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 713.301 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = 3.470^2 / 6 \times (2 \times 407.696 + 300.280) -$$

$$2.200 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1914.447 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.370 / 2 \times (407.696 + 334.331) - 2.200 \times 2.370 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 751.559 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = 3.470^2 / 6 \times (2 \times 424.997 + 283.969) -$$

$$2.200 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1951.153 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.370 / 2 \times (424.997 + 328.675) - 2.200 \times 2.370 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 765.358 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = 3.470^2 / 6 \times (2 \times 703.888 + 603.255) -$$

$$2.200 \times 3.470^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

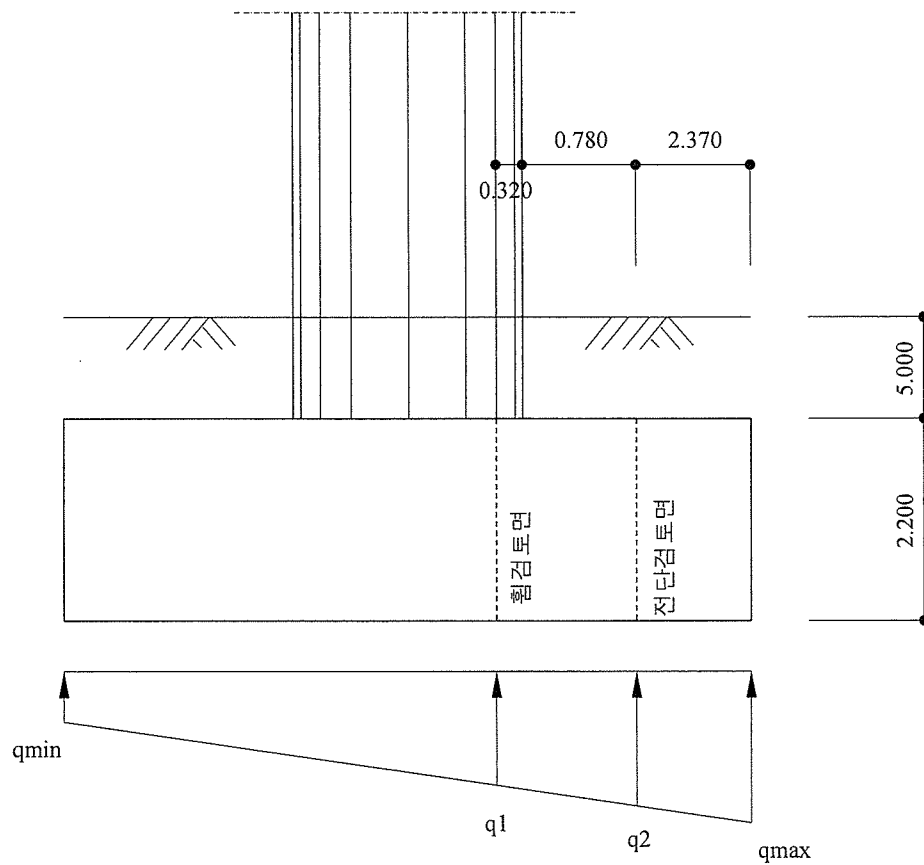
$$= 3711.266 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.370 / 2 \times (703.888 + 713.301) - 2.200 \times 2.370 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1551.626 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \right\}$$

$$= 40073.946 / (10.000 \times 9.500) \times \left\{ 1 \pm (6 \times 0.031) / 9.500 \right\}$$

$$q_{max} = 429.961 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 424.022 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 413.701 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 425.904 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \right\}$$

$$= 28449.286 / (10.000 \times 9.500) \times \left\{ 1 \pm (6 \times 1.273) / 9.500 \right\}$$

$$q_{max} = 540.238 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 364.348 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 58.694 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 420.106 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{24714.989}{(10.000 \times 9.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.508) / 9.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= \frac{49429.977}{(10.000 \times 6.726)} = 734.894 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 734.894 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 355.764 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 475.949 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$Md = \frac{3.470^2}{6} \times (2 \times 429.961 + 424.022) -$$

$$1.60 \times 2.200 \times \frac{3.470^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2057.436 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.370}{2} \times (429.961 + 425.904) - 1.60 \times 2.200 \times$$

$$\frac{2.370}{2} \times 24.5$$

$$= 809.812 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$Md = \frac{3.470^2}{6} \times (2 \times 540.238 + 364.348) -$$

$$1.35 \times 2.200 \times \frac{3.470^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2461.419 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.370}{2} \times (540.238 + 420.106) - 1.35 \times 2.200 \times$$

$$\frac{2.370}{2} \times 24.5$$

$$= 965.554 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$Md = \frac{3.470^2}{6} \times (2 \times 734.894 + 355.764) -$$

$$1.0 \times 2.200 \times \frac{3.470^2}{2} \times 24.5$$

$$= 3339.044 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

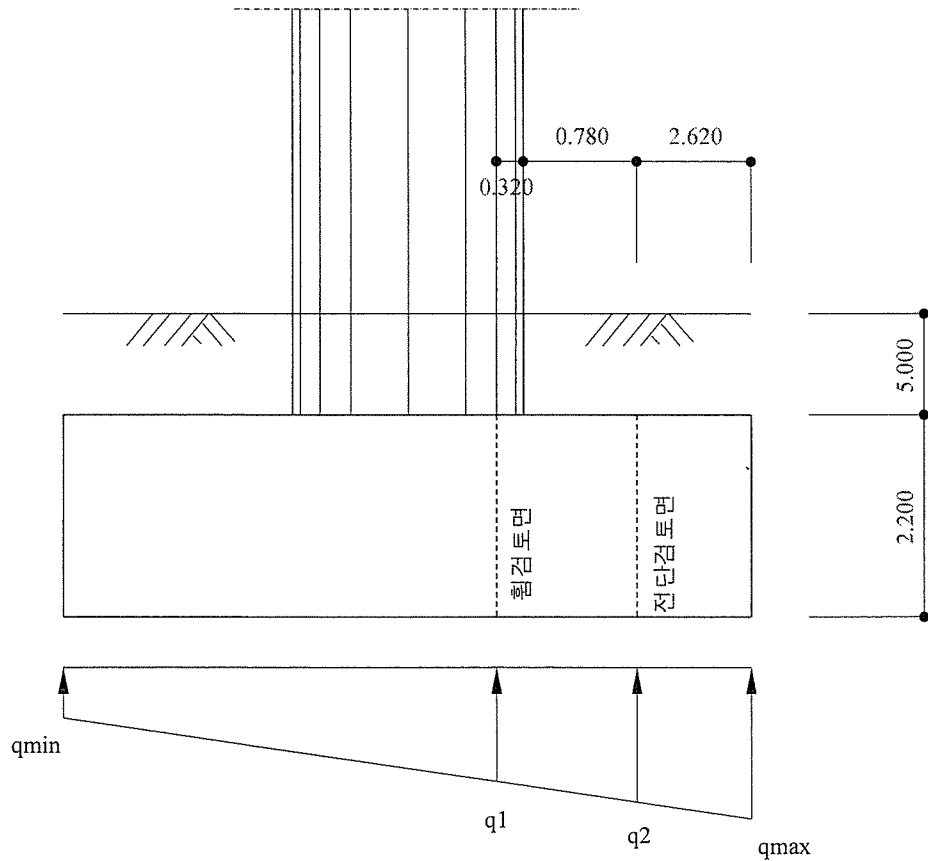
$$Sd = \frac{2.370}{2} \times (734.894 + 475.949) - 1.0 \times 2.200 \times$$

$$\frac{2.370}{2} \times 24.5$$

$$= 1307.106 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{24762.428}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.960) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 410.745 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 299.080 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 110.569 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 332.099 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{24762.428}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.194) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 447.422 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 308.469 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 73.893 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 349.557 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{24762.428}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.369) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = \frac{2 \sum V / L_x (e > B/6 \text{ 일 경우})}{(9.500 \times 7.893)} = 660.503 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 660.503 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 349.193 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 441.247 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 410.745 + 299.080) - 2.200 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2211.538 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.620}{2} \times (410.745 + 332.099) - 2.200 \times 2.620 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 831.908 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 447.422 + 308.469) - 2.200 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2402.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.620}{2} \times (447.422 + 349.557) - 2.200 \times 2.620 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 902.824 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

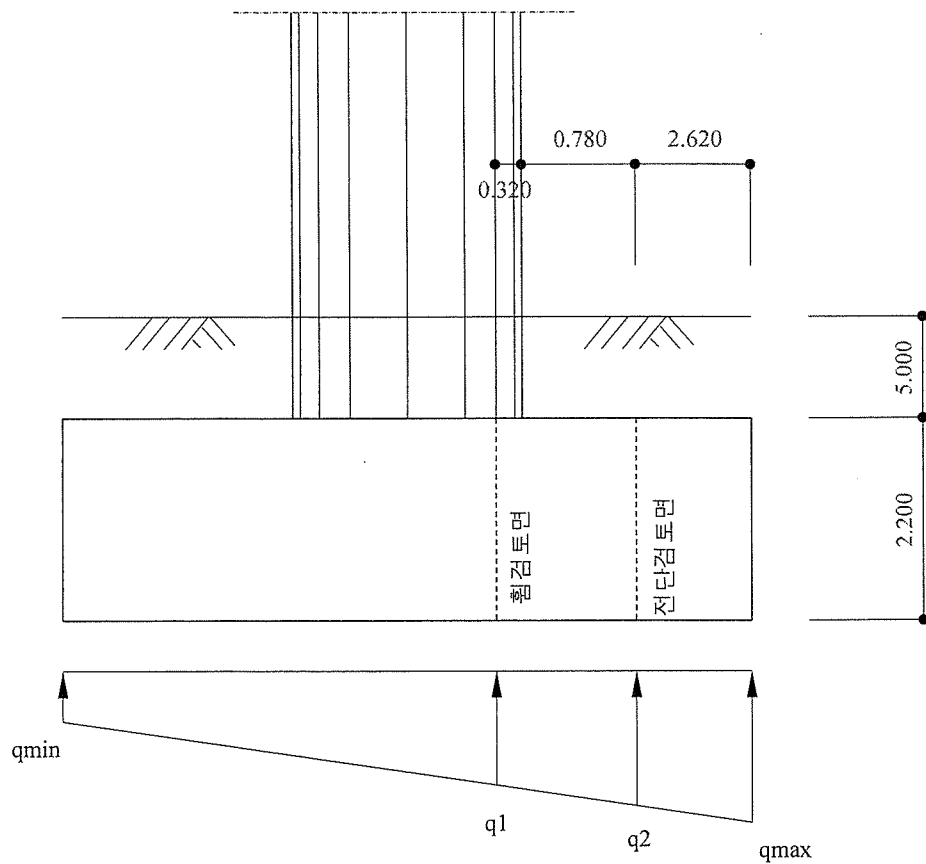
$$M_d = \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 660.503 + 349.193) - 2.200 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 3479.204 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.620}{2} \times (660.503 + 441.247) - 2.200 \times 2.620 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1302.075 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{40073.946}{(9.500 \times 10.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.029}{10.000} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 429.190 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 423.715 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 414.472 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 425.334 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{33962.950}{(9.500 \times 10.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.108}{10.000} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 595.194 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 418.353 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 119.815 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 470.645 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{24714.989}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.472) / 10.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx}{(e > B/6 \text{ 일 경우})} \\
 &= \frac{49429.977}{(9.500 \times 7.584)} = 686.106 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= 686.106 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 349.549 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 449.069 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 Md &= \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 429.190 + 423.715) - \\
 &\quad 1.6 \times 2.200 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2360.312 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 Sd &= \frac{2.620}{2} \times (429.190 + 425.334) - 1.6 \times 2.200 \times \\
 &\quad \frac{2.620}{2} \times 24.5 \\
 &= 893.477 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 Md &= \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 595.194 + 418.353) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.200 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3206.925 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 Sd &= \frac{2.620}{2} \times (595.194 + 470.645) - 1.35 \times 2.200 \times \\
 &\quad \frac{2.620}{2} \times 24.5 \\
 &= 1205.605 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned}
 Md &= \frac{3.720^2}{6} \times (2 \times 686.106 + 349.549) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.200 \times \frac{3.720^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3598.126 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 Sd &= \frac{2.620}{2} \times (686.106 + 449.069) - 1.0 \times 2.200 \times \\
 &\quad \frac{2.620}{2} \times 24.5 \\
 &= 1345.861 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 9.500 \quad m$

2) 교축방향 $B = 10.000 \quad m$

$$\beta = 1.053$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 0.974 \quad A_{ss}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1951.153	2402.375
계수하중	전 단 력(KN)	1307.106	1345.861
	모 멘 트(KN·m)	3339.044	3598.126

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m ²	교 축 방 향 kN/m ²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	2002.499	2402.375
계수하중	전 단 력(KN)	1307.106	1345.861
	모 멘 트(KN·m)	3426.914	3598.126

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2200.00	2050.00	150.00	3426.914	1307.106	2002.499

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA =	4053.600 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA =	4053.600 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000 mm ² ,	d2 =	0 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 8107.200 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.714]$$

$$a = As \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03743 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\because \epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \Phi = As \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = As \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times As^2 - f_y \times d \times As + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req As} = 4729.078 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX As} = 82049.59 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN As} = 7175.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4/3 \cdot \text{req As} \Rightarrow \text{MIN As} = 6305.44 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = As \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times As \times f_y \times (d - a / 2) = 5794.425 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3426.914 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.691] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2050.00 / 1000$$

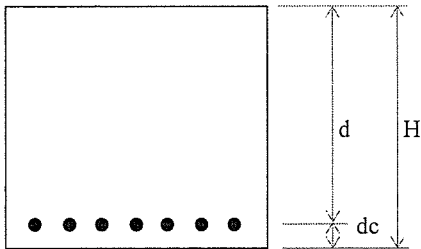
$$= 1590.68 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1590.68 > V_u = 1307.106 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2200.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2050.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	2002.499	kN·m,	$A_s =$	8107.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 428.942 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 129.523 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 133.518 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 371.059 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 371 \text{ mm OK!!}$$

2) 교축방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2200.00	2050.00	150.00	3598.126	1345.861	2402.375

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 8107.200 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.631]$$

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 127.172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03743 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\because \epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 4970.013 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 82049.59 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7175.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6626.68 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----> 철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5794.425 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3598.126 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.610] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2050.00 / 1000$$

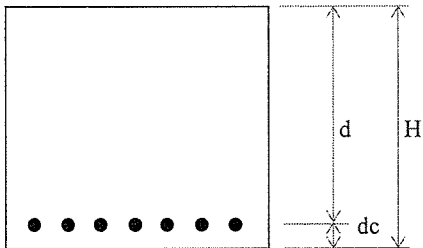
$$= 1590.68 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1590.68 > V_u = 1345.861 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2200.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2050.00 \text{ mm}, \quad dc = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 2402.375 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 428.942 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 155.387 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - dc_{\min} - x) / (D - x) = 150.594 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 304.178 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 304 \text{ mm O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

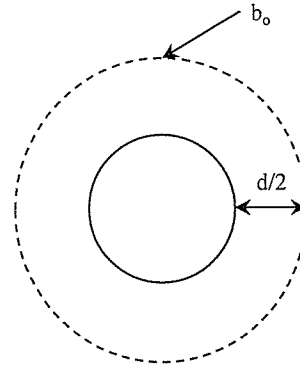
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 18663.603 kN

■ 편치 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.600 + 1.025) \\ &= 16.493 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.053$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.9) \times 5477.226 \times 16.493 \times 2.050 \\ &= 89507.809 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.486) \times 5477.226 \times 16.493 \times 2.050 \\ &= 107594.560 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 16.493 \times 2.050 \\ &= 61729.524 \text{ kN} \end{aligned}$$

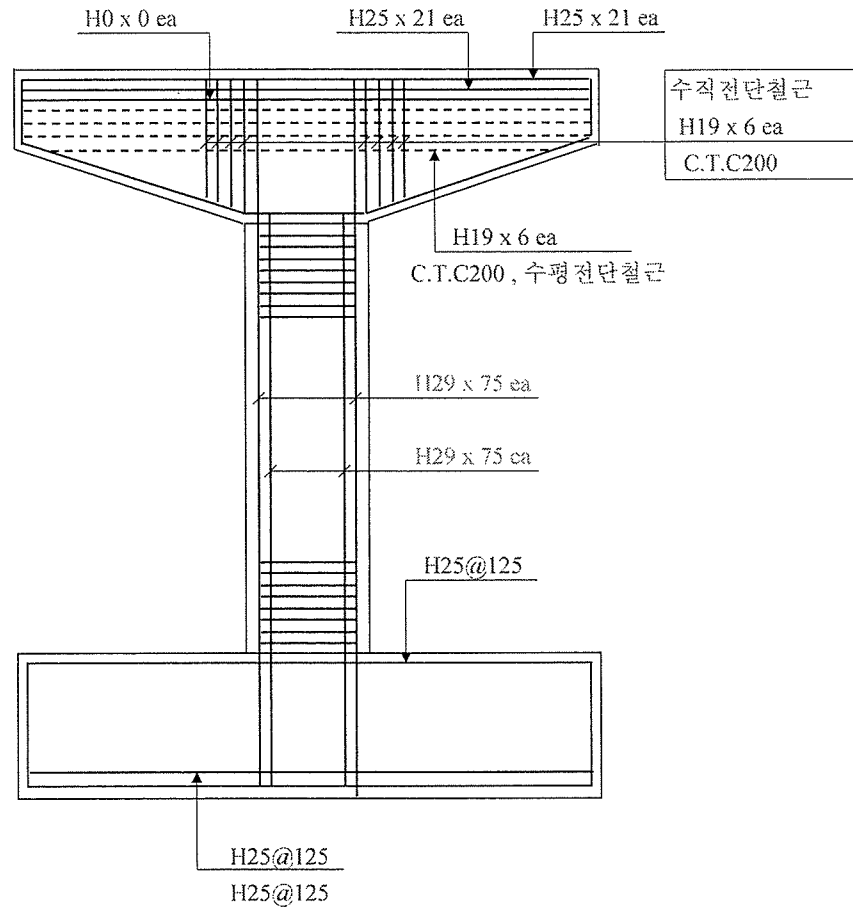
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 61729.524 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 61729.524 \\ &= 52470.095 \text{ kN} \geq V_u = 18663.603 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

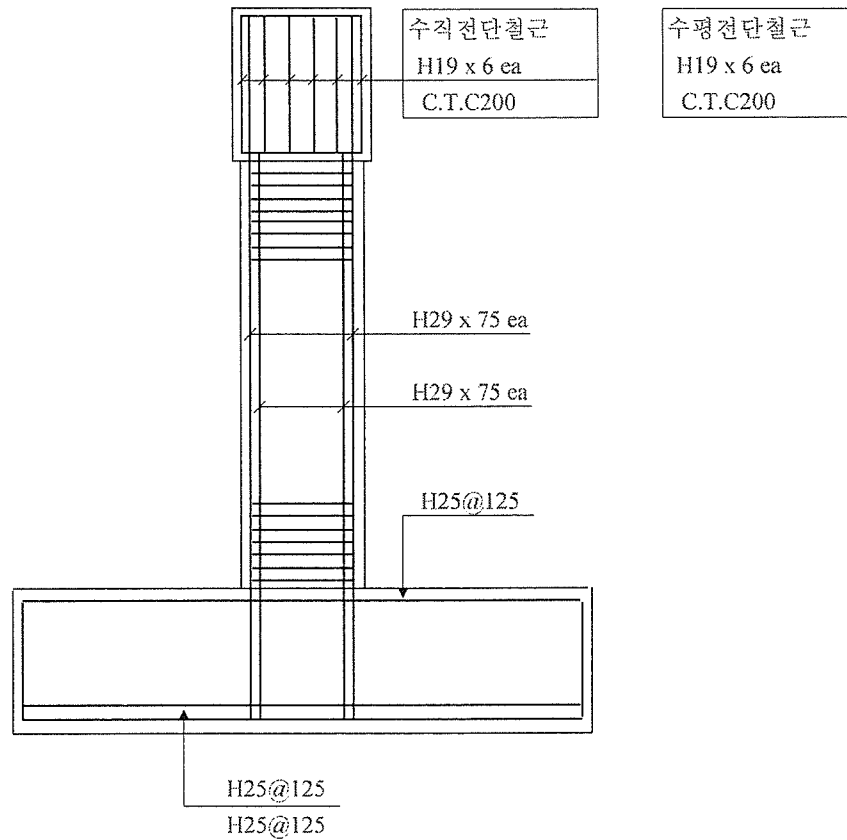
11. 주철근 조립도

P6

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 867.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 167.325 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 356.774 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 539.441 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 867.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 543.53 / 3 \text{ shoe} = 181.175 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 413.25 / 3 \text{ shoe} = 137.75 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 898.116 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 867.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1732.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1732.761 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 137.75 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 137.750 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	0.00	=	1732.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	181.18	+	24.95			=	206.125	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	206.13	/	1.15			=	179.239	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	0.00			
			+	0.00	+	167.33	=	1900.086 kN
교축방향하중							=	0.000 kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	46.21		=	46.207 kN
허용응력 할증계수							=	1.25
할증적용 연직하중	1900.09	/	1.25				=	1520.069 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25				=	0.000 kN
할증적용 교직하중	46.21	/	1.25				=	36.966 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	539.44	=	2272.202	kN
교축방향하중						=	898.116	kN
교축직각방향하중						=	356.774	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2272.20	/	1.60			=	1420.127	kN
할증적용 교축하중	898.12	/	1.60			=	561.323	kN
할증적용 교직하중	356.77	/	1.60			=	222.984	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1900.086	46.207	356.774
교축방향		206.125	898.116

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 365 × 519 mm
- 높 이 : 183 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 717.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 310.265$$

② 연단 거리에 대한 검토

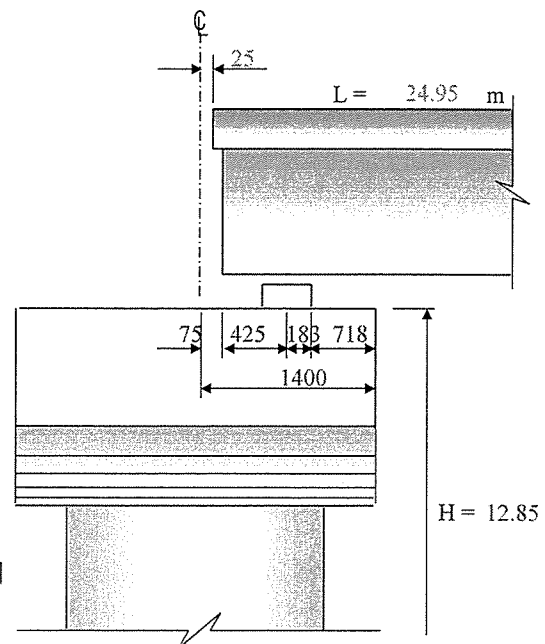
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 365 / 2 = 182.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 182.5 + 325 = 932.5 \text{ mm}$$

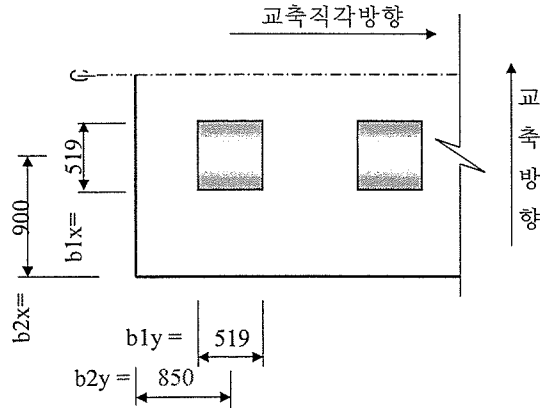
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 932.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad - \text{O.K} -$$



6) 교좌반침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1420.13 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	179.24 kN	- 교 축 방 향 :	561.32 kN
- 교축직각방향 :	36.97 kN	- 교축직각방향 :	222.98 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2595.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1800) \times 1732761 / 180 = 1712.71 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1}(\text{지진}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1800) \times 1420127 / 180 = 1403.69 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1732761 / 180 = 1671.89 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1420127 / 180 = 1370.24 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2}(\text{상시}) = 179239 / 180 = 995.77 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2}(\text{지진}) = 561323 / 180 = 3118.46 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

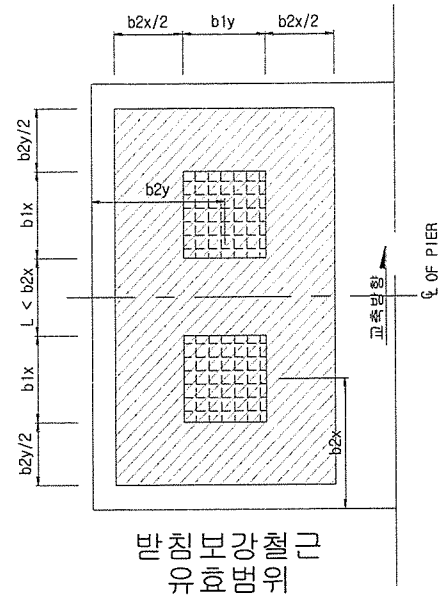
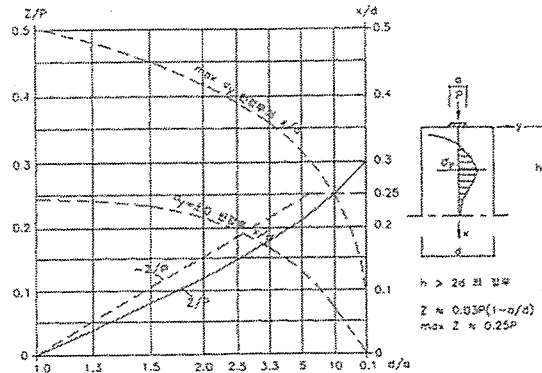
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2}(\text{상시}) = 36966 / 180 = 205.37 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2}(\text{지진}) = 222984 / 180 = 1238.80 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1419.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인장철근과 코팅의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 709.5 + 500.0 = 1209.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1369.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σ_y 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1369.0 / 519.0 = 2.638	0.43	589
교 축 방 향	1419.0 / 519.0 = 2.734	0.42	596

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= A_{sx1} + A_{sx2} \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 1712.71 + 995.77 = 2708.48 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 1403.69 + 3118.46 = 4522.15 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$Use A_{sx} = H22 - 10 EA \times 2 \text{ 단} = 7742 \text{ mm}^2 \quad - O.K -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= A_{sy1} + A_{sy2} = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 1671.89 + 205.37 = 1877.25 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 1370.24 + 1238.80 = 2609.04 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$Use A_{sy} = H16 - 11 EA \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - O.K -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{561323}{180} = 3118.46 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 122 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 4258 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{222984}{180} = 1238.80 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$\begin{aligned} A_r &= \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) \\ &= \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 519) = 3078884 \text{ mm}^2 \\ V &= \frac{561323}{3078884} = 0.182 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

- 교축직각방향

$$\begin{aligned} A_r &= \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) \\ &= \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 519) = 2787627 \text{ mm}^2 \\ V &= \frac{36966}{2787627} = 0.013 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 3216.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1049.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 727.62 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{cf} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cf} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 6.808 \times 29.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 50.975 \text{ kN}$$

$$P_w = 173.345 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 509.167 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 638.155 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 3216.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1049.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 727.62 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 495.000 / 3 \text{ shoe} = 165.000 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 89.85 / 3 \text{ shoe} = 29.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 482.40 / 3 \text{ shoe} = 160.80 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1049.00 \quad + \quad 727.62 \quad = \quad 1776.616 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 160.800 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1776.62 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1776.616 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 160.80 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 160.800 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1049.00	+	727.62	+	0.00	=	1776.616	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1776.62	/	1.00			=	1776.616	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1049.00	+	727.62			=	1776.616	kN
교축방향하중						=	29.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1776.62	/	1.00			=	1776.616	kN
할증적용 교축하중	29.95	/	1.00			=	29.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	1049.000	kN
교축방향하중						=	29.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1049.00	/	1.00			=	1049.000	kN
할증적용 교축하중	29.95	/	1.00			=	29.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1049.00	+	727.62			=	1776.616	kN
교축방향하중	165.00	+	29.95			=	194.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1776.62	/	1.15			=	1544.883	kN
할증적용 교축하중	194.95	/	1.15			=	169.522	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1049.00	+	727.62	+	0.00			
			+	0.00	+	173.35	=	1949.961 kN
교축방향하중							=	0.000 kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	50.97		=	50.975 kN
허용응력 할증계수							=	1.25
할증적용 연직하중	1949.96	/	1.25				=	1559.969 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25				=	0.000 kN
할증적용 교직하중	50.97	/	1.25				=	40.780 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1049.00	+	727.62	+	638.16	=	2414.771	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	509.167	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2414.77	/	1.60			=	1509.232	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	509.17	/	1.60			=	318.229	kN

2) 받침용량 산정 (RPF용 SHOE 2500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1949.961	50.975	509.167
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 465 × 535 mm
- 높이 : 175 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 250 \text{ mm} [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 637.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 318.615$$

② 연단 거리에 대한 검토

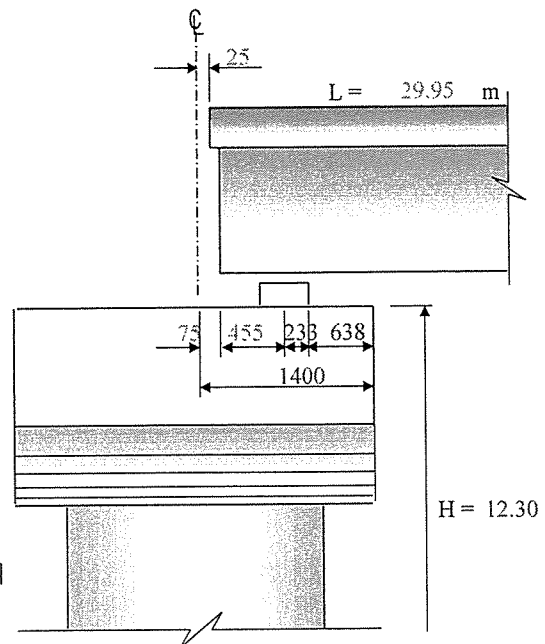
$$S_1 = 455 \text{ mm}$$

$$S_2 = 465 / 2 = 232.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 350 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 455 + 232.5 + 350 = 1037.5 \text{ mm}$$

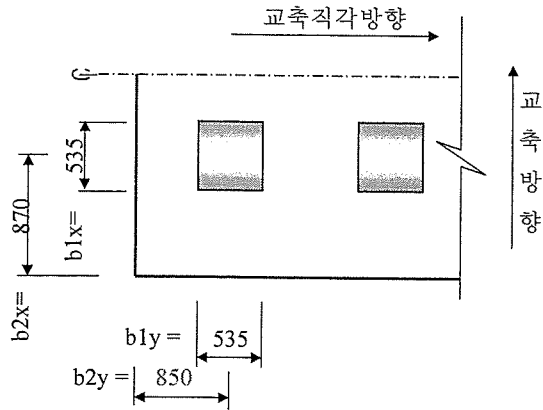
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 1037.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1776.62 kN	- 연직하중 지진시 :	1509.23 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	169.52 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	40.78 kN	- 교축직각방향 :	318.23 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 870 = 1740.0 < 5 \times b1x = 2675.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2675.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 535 / 1740) \times 1776616 / 180 = 1708.83 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 535 / 1740) \times 1509232 / 180 = 1451.65 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 535 / 1700) \times 1776616 / 180 = 1690.98 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 535 / 1700) \times 1509232 / 180 = 1436.48 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 169522 / 180 = 941.79 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

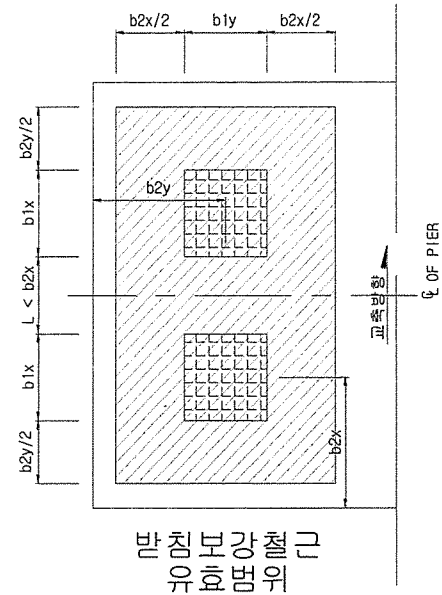
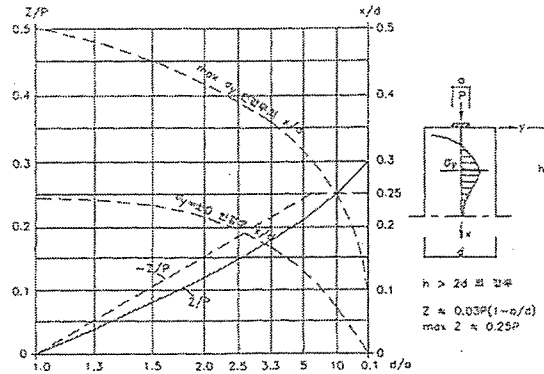
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 40780 / 180 = 226.56 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 318229 / 180 = 1767.94 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1405.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인장철근의 보강의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 702.5 + 530.0 = 1232.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1385.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<그림> $h > 2d$ 인 경우 Z/P 및 x/d 에 대한 횡방향 인장응력 $\max \sigma_y$ 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a				x / d	x
교축직각방향	1385.0	/	535.0	= 2.589	0.41	567.85
교 축 방 향	1405.0	/	535.0	= 2.626	0.42	590.1

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 B_y 범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 1708.83 + 941.79 = 2650.62 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1451.65 + 0.00 = 1451.65 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asx = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 B_x 범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 1690.98 + 226.56 = 1917.53 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1436.48 + 1767.94 = 3204.42 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{169522}{180} = 941.79 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{318229}{180} = 1767.94 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) \\ = \sqrt{2} \times 870 \times (2 \times 870 + 2 \times 50 + 535) = 2922119 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{169522}{2922119} = 0.058 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) \\ = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 535) = 2806860 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{318229}{2806860} = 0.113 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

8.4 내진해석

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : IPC + RPF + PSC BEAM

1.2 해석 대상 교량 총연장 : $5 \times 35.00 + 30.00 + 25.00 = 230.000 \text{ m}$

1.3 교 폭 : 5.600 m

1.4 교각형식 : T형교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초 + 말뚝기초

1.6 내진설계상수

- (1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
- (2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
- (3) 위험도계수 : $I = 1.4$ (도로교 설계기준 pp.456)
- (4) 가속도계수 : $A = 0.154$ (도로교 설계기준 pp.455)
- (5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 2, 도로교 설계기준)
- (6) 응답수정계수 (도로교 설계기준 pp.458)
- (7) 고유치 해석방법 : Ritz Vector 해석법
- (8) MODE 조합방법 : C.Q.C방법
- (9) 받침형식 : ESB 받침

1.7 해석방법

- (1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
- (2) 모드조합방법 : CQC방법
- (3) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델

- (1) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL
- (2) 모델링 : Frame요소사용
- (3) 질량산정 : 1,2차 사하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

2.1 상부구조

: 상부구조는 IPC + RPF + PSC BEAM로 이루어져 있으며 교폭은 5.600 m이다. 상부구조의 일반도는 아래와 같다.

* 도 면 참 조

2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어 있으며 받침의 수평전단력을 알기위해 선형요소를 이용하여 ESB 받침을 모델링하였다.

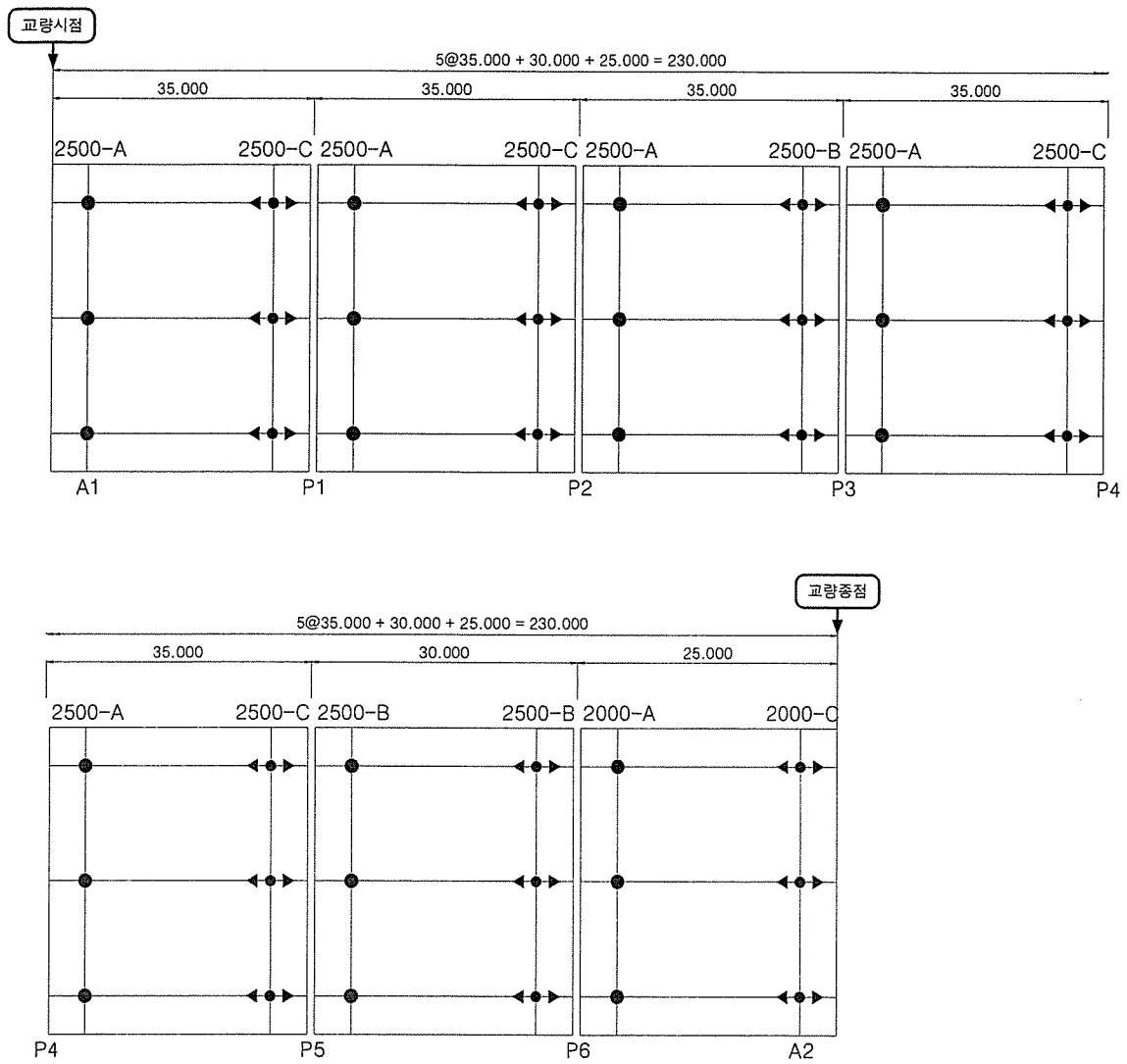
* 도 면 참 조

2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

: MIDAS CIVIL의 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2) 받침 배치

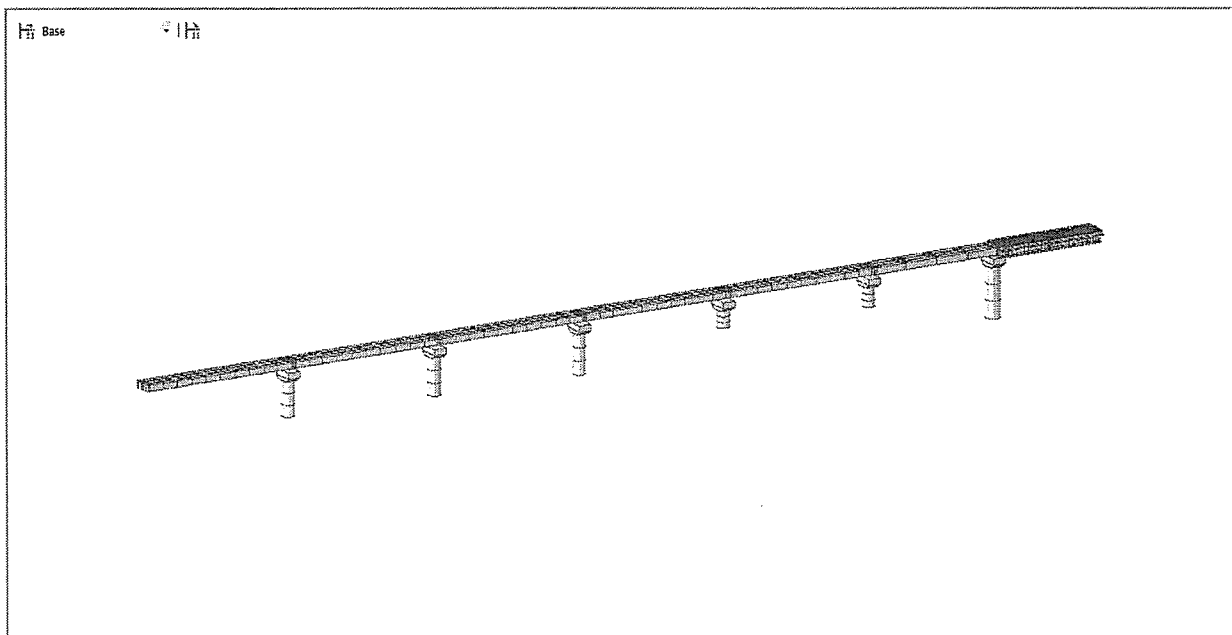


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 IPC + RPF + PSC BEAM는 그 특성을 가지는 뼈대구조로 모델링 하였다. 기초 중심부를 고정점으로 하였으며 받침은 선형요소를 사용하여 ESB 받침에 맞는 축방향강성 및 수평방향 강성을 적용하여 모델링하였다. 지진해석시 가장 중요한 요소중의 하나인 상부 질량은 프로그램 자동계산과 프레임요소의 단위길이당 질량으로 모델링하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

[도.설.기. 6.3.1, 6.3.2]

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역1
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	$A = Z \times I$

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

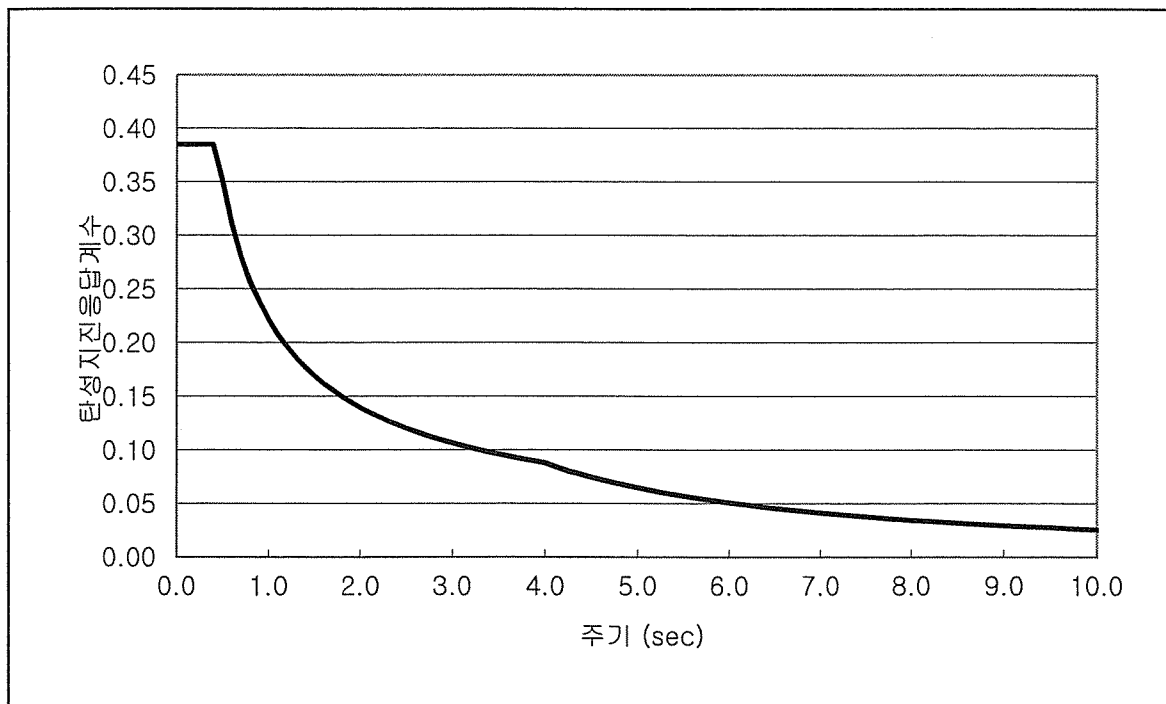
① $T \leq 4.0 \text{ sec}$

$$C_s = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \leq 2.5 \times A$$

② $T > 4.0 \text{ sec}$

$$C_s = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec ²)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec ²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

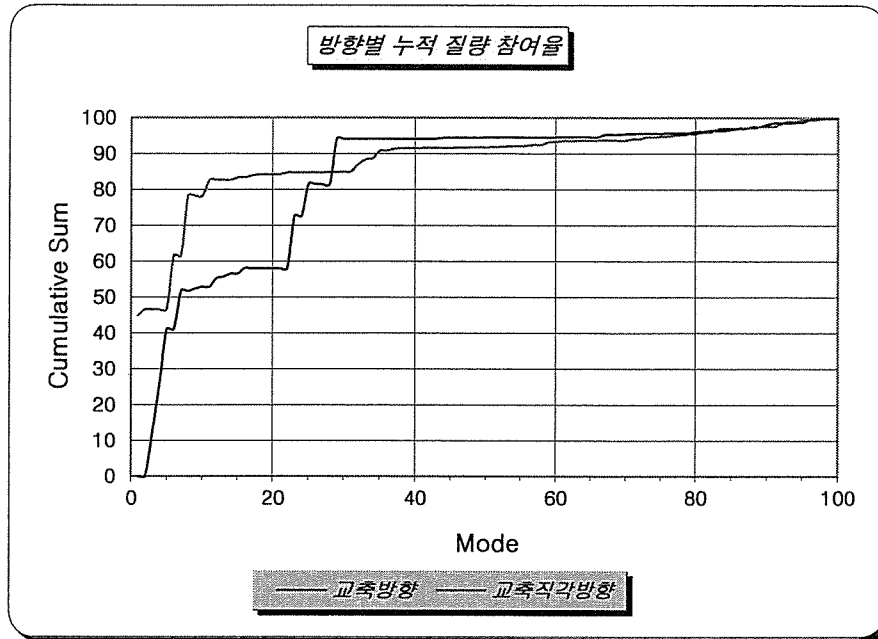
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	12.6785	2.0179	0.4956	
2	14.4184	2.2948	0.4358	
3	14.4550	2.3006	0.4347	
4	15.3926	2.4498	0.4082	
5	16.3709	2.6055	0.3838	
6	17.2144	2.7398	0.3650	
7	17.2768	2.7497	0.3637	
8	17.4348	2.7748	0.3604	
9	19.2547	3.0645	0.3263	
10	19.3732	3.0833	0.3243	
11	19.4080	3.0889	0.3237	
12	19.8596	3.1607	0.3164	
13	20.0968	3.1985	0.3126	
14	20.3803	3.2436	0.3083	
15	21.0166	3.3449	0.2990	
16	21.8443	3.4766	0.2876	
17	24.2540	3.8601	0.2591	
18	24.3018	3.8677	0.2585	
19	24.3203	3.8707	0.2584	
20	24.5402	3.9057	0.2560	
21	24.7657	3.9416	0.2537	
22	27.6097	4.3942	0.2276	
23	31.1317	4.9548	0.2018	
24	32.0921	5.1076	0.1958	
25	33.1389	5.2742	0.1896	
26	34.1777	5.4396	0.1838	
27	34.5507	5.4989	0.1819	
28	35.5100	5.6516	0.1769	
29	38.1731	6.0754	0.1646	
30	41.7982	6.6524	0.1503	
31	45.4424	7.2324	0.1383	
32	51.0331	8.1222	0.1231	
33	53.6482	8.5384	0.1171	
34	56.6129	9.0102	0.1110	
35	59.7771	9.5138	0.1051	
36	66.1803	10.5329	0.0949	
37	69.7559	11.1020	0.0901	
38	74.5503	11.8651	0.0843	
39	76.6861	12.2050	0.0819	
40	77.4916	12.3332	0.0811	
41	77.9752	12.4101	0.0806	
42	78.3474	12.4694	0.0802	
43	78.9268	12.5616	0.0796	
44	79.1501	12.5971	0.0794	
45	83.9411	13.3596	0.0749	
46	84.0740	13.3808	0.0747	
47	84.2246	13.4048	0.0746	
48	84.3528	13.4252	0.0745	
49	85.1796	13.5568	0.0738	
50	87.2435	13.8852	0.0720	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	90.6164	14.4220	0.0693	
52	94.5417	15.0468	0.0665	
53	98.9619	15.7503	0.0635	
54	102.2186	16.2686	0.0615	
55	105.2839	16.7565	0.0597	
56	110.7098	17.6200	0.0568	
57	113.8341	18.1173	0.0552	
58	119.3148	18.9895	0.0527	
59	122.9469	19.5676	0.0511	
60	123.9109	19.7210	0.0507	
61	127.5578	20.3015	0.0493	
62	131.8206	20.9799	0.0477	
63	135.6759	21.5935	0.0463	
64	139.6058	22.2190	0.0450	
65	142.5601	22.6891	0.0441	
66	146.8933	23.3788	0.0428	
67	160.1075	25.4819	0.0392	
68	161.3222	25.6752	0.0389	
69	162.7318	25.8996	0.0386	
70	168.7300	26.8542	0.0372	
71	170.3906	27.1185	0.0369	
72	171.5176	27.2979	0.0366	
73	175.4604	27.9254	0.0358	
74	181.8418	28.9410	0.0346	
75	185.9425	29.5937	0.0338	
76	191.7172	30.5127	0.0328	
77	197.5736	31.4448	0.0318	
78	203.1289	32.3290	0.0309	
79	204.5808	32.5600	0.0307	
80	227.8473	36.2630	0.0276	
81	235.5550	37.4897	0.0267	
82	238.9217	38.0256	0.0263	
83	252.1396	40.1293	0.0249	
84	273.7334	43.5660	0.0230	
85	282.3527	44.9378	0.0223	
86	304.9789	48.5389	0.0206	
87	327.7637	52.1652	0.0192	
88	341.1957	54.3030	0.0184	
89	390.3219	62.1217	0.0161	
90	394.6176	62.8053	0.0159	
91	443.4197	70.5724	0.0142	
92	447.6688	71.2487	0.0140	
93	561.6177	89.3842	0.0112	
94	626.0190	99.6340	0.0100	
95	711.1518	113.1833	0.0088	
96	783.6606	124.7235	0.0080	
97	1011.462	160.9792	0.0062	
98	1064.754	169.4609	0.0059	
99	1697.848	270.2209	0.0037	
100	1814.700	288.8185	0.0035	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.



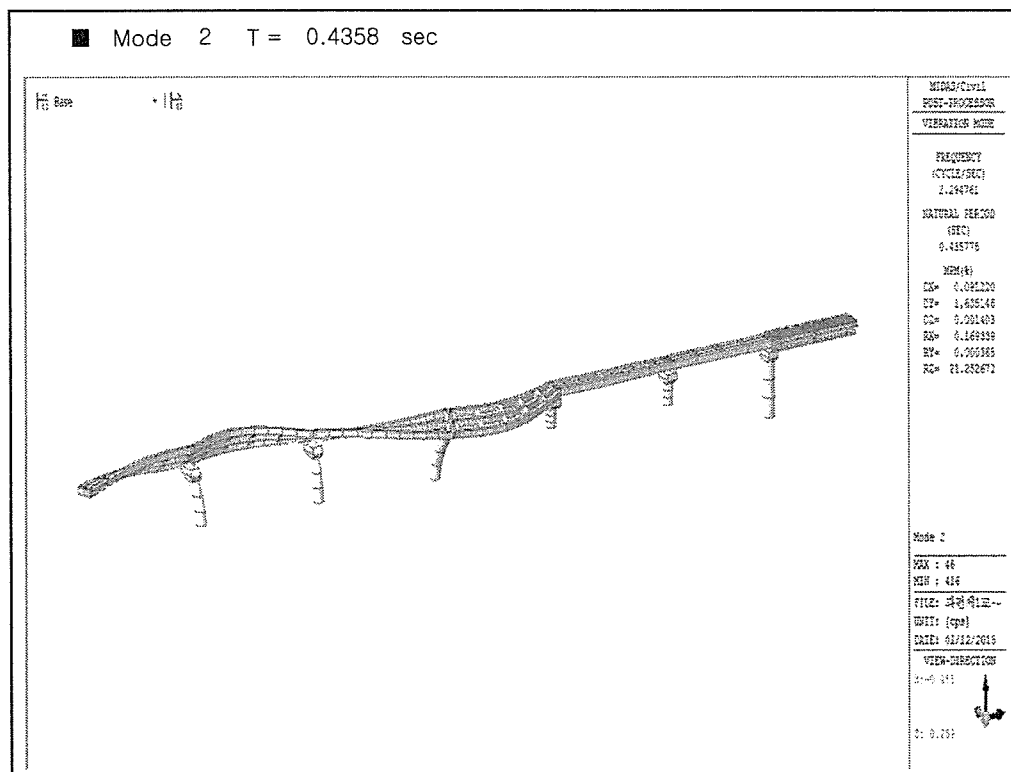
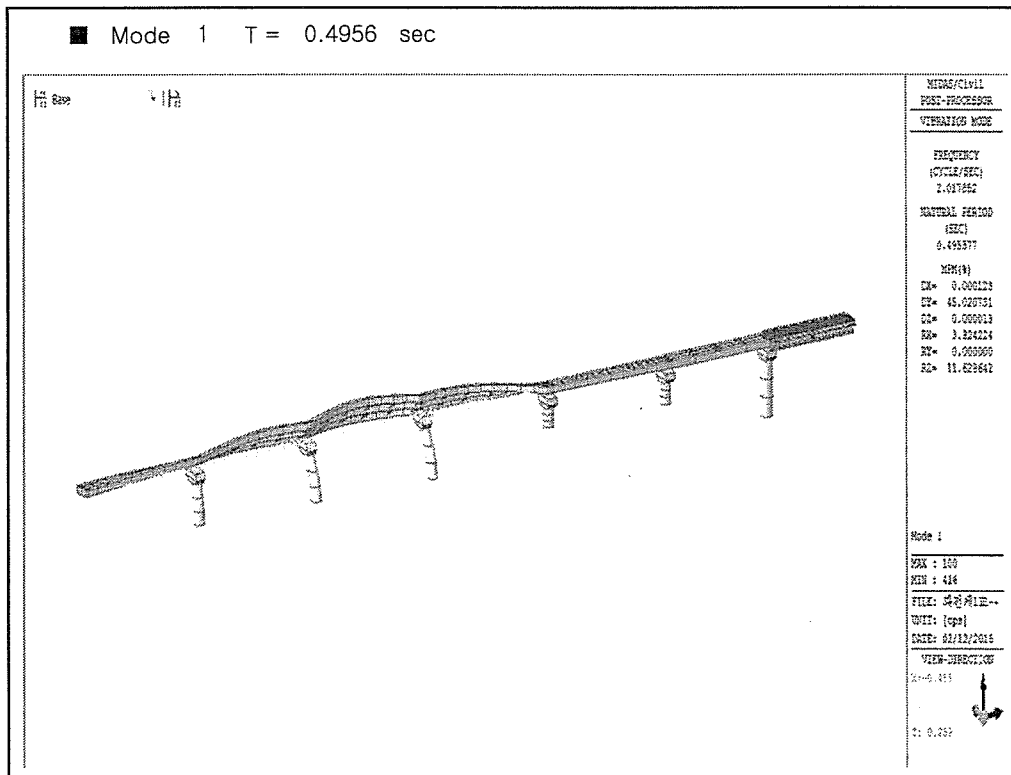
< 질량참여율 >

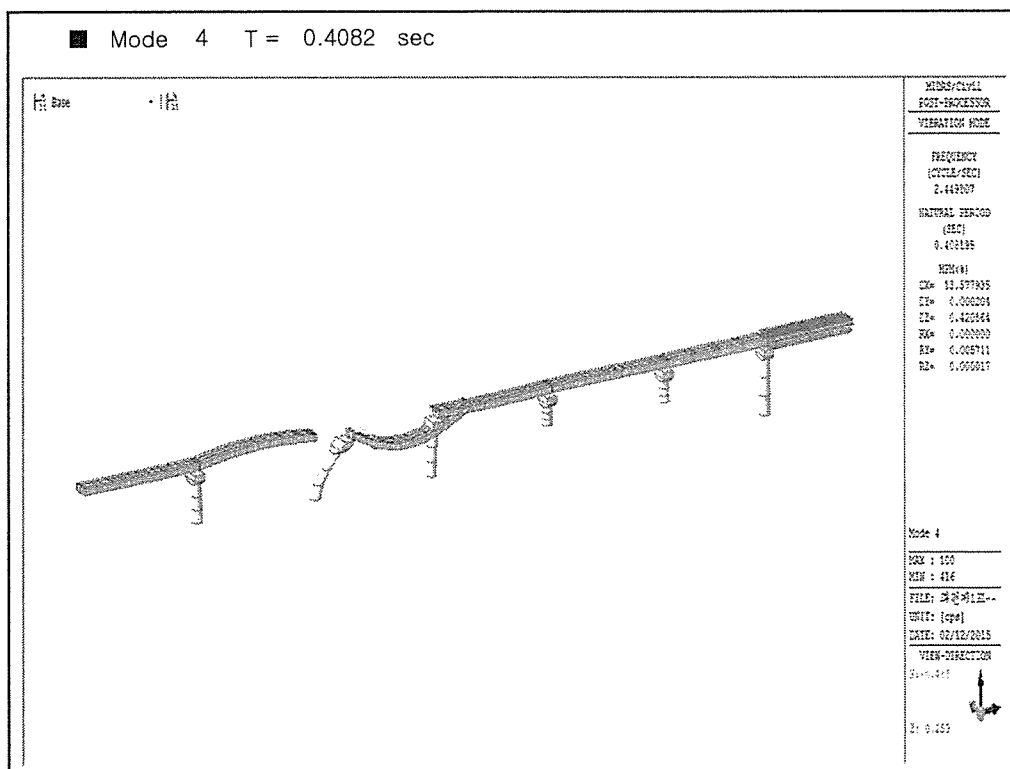
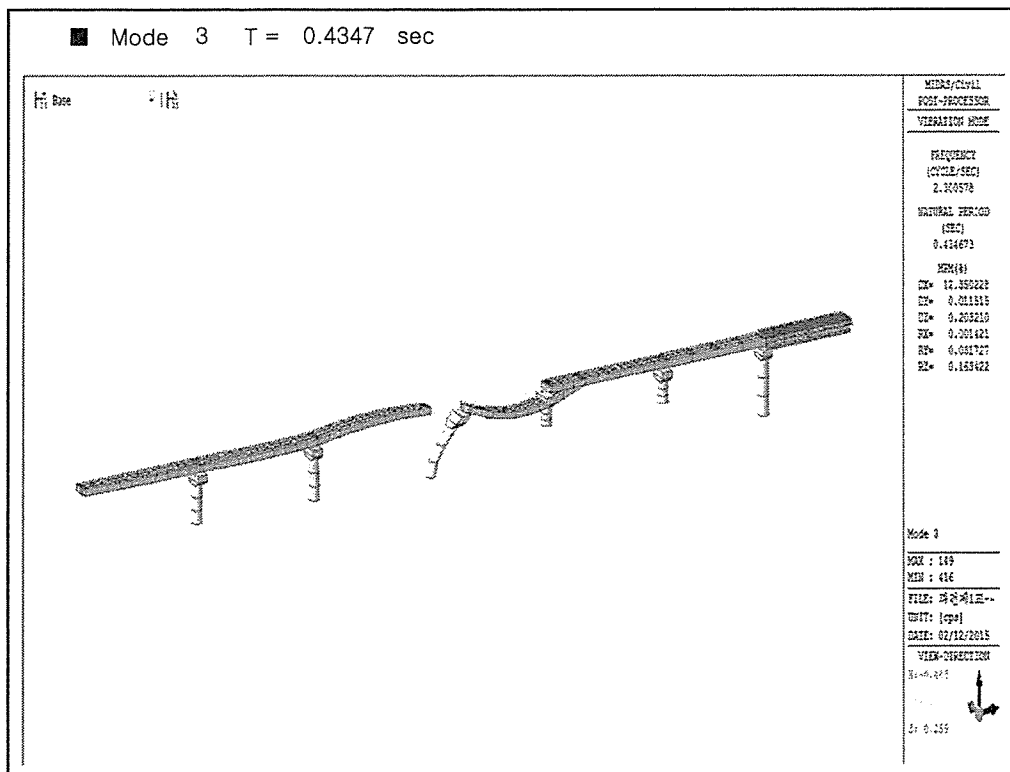
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.4956	0.000	45.020	0.000	0.000	45.020	0.000
2	0.4358	0.090	1.640	0.000	0.090	46.660	0.000
3	0.4347	12.350	0.010	0.200	12.440	46.670	0.200
4	0.4082	13.580	0.000	0.420	26.020	46.670	0.630
5	0.3838	15.090	0.000	0.990	41.110	46.670	1.620
6	0.3650	0.000	15.000	0.000	41.110	61.670	1.620
7	0.3637	10.660	0.000	0.000	51.770	61.670	1.620
8	0.3604	0.000	16.620	0.000	51.770	78.290	1.620
9	0.3263	0.690	0.000	8.760	52.460	78.290	10.380
10	0.3243	0.480	0.000	15.850	52.940	78.290	26.230
11	0.3237	0.000	4.370	0.000	52.940	82.660	26.230
12	0.3164	2.330	0.000	22.090	55.280	82.660	48.320
13	0.3126	0.470	0.000	1.280	55.750	82.660	49.600
14	0.3083	0.840	0.000	1.330	56.590	82.660	50.930
15	0.2990	0.000	0.710	0.000	56.590	83.370	50.930
16	0.2876	1.510	0.000	7.430	58.100	83.370	58.360
17	0.2591	0.000	0.520	0.010	58.100	83.890	58.370
18	0.2585	0.000	0.310	0.010	58.100	84.200	58.380

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.2584	0.000	0.010	0.000	58.100	84.220	58.380
20	0.2560	0.000	0.000	0.000	58.100	84.220	58.380
21	0.2537	0.000	0.020	0.000	58.100	84.240	58.380
22	0.2276	0.000	0.520	0.000	58.100	84.760	58.380
23	0.2018	14.530	0.000	0.510	72.630	84.760	58.890
24	0.1958	0.000	0.000	0.000	72.640	84.760	58.890
25	0.1896	8.850	0.000	0.730	81.490	84.760	59.620
26	0.1838	0.030	0.000	6.550	81.520	84.760	66.170
27	0.1819	0.000	0.000	0.000	81.520	84.760	66.170
28	0.1769	0.000	0.060	0.000	81.520	84.830	66.170
29	0.1646	12.580	0.000	0.300	94.100	84.830	66.470
30	0.1503	0.000	0.140	0.000	94.100	84.970	66.470
31	0.1383	0.000	0.040	0.000	94.100	85.010	66.470
32	0.1231	0.000	2.070	0.000	94.100	87.090	66.470
33	0.1171	0.000	1.340	0.000	94.100	88.430	66.470
34	0.1110	0.000	0.310	0.000	94.100	88.740	66.470
35	0.1051	0.000	2.010	0.000	94.100	90.750	66.470
36	0.0949	0.000	0.090	0.000	94.100	90.840	66.470
37	0.0901	0.000	0.560	0.000	94.100	91.390	66.470
38	0.0843	0.000	0.140	0.000	94.100	91.530	66.470
39	0.0819	0.000	0.000	0.000	94.100	91.540	66.470
40	0.0811	0.000	0.000	0.000	94.100	91.540	66.470
41	0.0806	0.000	0.040	0.000	94.110	91.580	66.470
42	0.0802	0.000	0.010	0.000	94.110	91.590	66.470
43	0.0796	0.080	0.000	0.000	94.180	91.590	66.480
44	0.0794	0.270	0.000	0.000	94.450	91.590	66.480
45	0.0749	0.000	0.020	0.000	94.450	91.610	66.480
46	0.0747	0.000	0.090	0.000	94.450	91.690	66.480
47	0.0746	0.000	0.010	0.000	94.450	91.700	66.480
48	0.0745	0.000	0.100	0.000	94.460	91.800	66.480
49	0.0738	0.000	0.020	0.000	94.460	91.810	66.480
50	0.0720	0.100	0.000	0.000	94.550	91.810	66.480
51	0.0693	0.000	0.080	0.000	94.550	91.900	66.480
52	0.0665	0.000	0.090	0.000	94.550	91.980	66.480
53	0.0635	0.000	0.070	0.000	94.550	92.050	66.480
54	0.0615	0.000	0.060	0.000	94.550	92.110	66.480
55	0.0597	0.000	0.030	0.000	94.550	92.140	66.480
56	0.0568	0.000	0.170	0.000	94.550	92.310	66.480
57	0.0552	0.000	0.230	0.000	94.550	92.540	66.480
58	0.0527	0.000	0.020	0.000	94.550	92.550	66.480

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0511	0.000	0.740	0.000	94.550	93.290	66.480
60	0.0507	0.050	0.000	0.030	94.600	93.290	66.500
61	0.0493	0.000	0.310	0.000	94.600	93.610	66.500
62	0.0477	0.000	0.000	0.000	94.600	93.610	66.500
63	0.0463	0.000	0.030	0.000	94.600	93.640	66.500
64	0.0450	0.000	0.010	0.000	94.600	93.660	66.500
65	0.0441	0.000	0.000	0.000	94.600	93.660	66.500
66	0.0428	0.000	0.060	0.000	94.600	93.720	66.500
67	0.0392	0.730	0.000	0.280	95.320	93.720	66.780
68	0.0389	0.040	0.000	0.070	95.360	93.720	66.860
69	0.0386	0.030	0.000	2.790	95.390	93.720	69.650
70	0.0372	0.160	0.000	2.660	95.560	93.720	72.300
71	0.0369	0.000	0.400	0.000	95.560	94.120	72.310
72	0.0366	0.050	0.000	0.070	95.610	94.120	72.380
73	0.0358	0.000	0.560	0.030	95.610	94.680	72.410
74	0.0346	0.010	0.000	0.730	95.620	94.680	73.140
75	0.0338	0.000	0.180	0.030	95.620	94.860	73.170
76	0.0328	0.120	0.000	0.010	95.740	94.860	73.190
77	0.0318	0.000	0.300	0.000	95.740	95.160	73.190
78	0.0309	0.040	0.000	0.040	95.770	95.160	73.230
79	0.0307	0.000	0.330	0.000	95.770	95.500	73.230
80	0.0276	0.360	0.000	0.280	96.130	95.500	73.510
81	0.0267	0.000	0.500	0.000	96.130	96.000	73.510
82	0.0263	0.310	0.000	0.110	96.440	96.000	73.620
83	0.0249	0.000	0.820	0.000	96.440	96.820	73.620
84	0.0230	0.000	0.250	0.000	96.440	97.080	73.620
85	0.0223	0.380	0.000	0.170	96.820	97.080	73.790
86	0.0206	0.290	0.000	0.470	97.110	97.080	74.260
87	0.0192	0.000	0.160	0.000	97.110	97.230	74.260
88	0.0184	0.430	0.000	0.000	97.540	97.230	74.260
89	0.0161	0.000	0.360	0.000	97.540	97.600	74.260
90	0.0159	0.570	0.000	0.110	98.110	97.600	74.370
91	0.0142	0.490	0.000	0.010	98.600	97.600	74.380
92	0.0140	0.000	0.800	0.000	98.600	98.400	74.380
93	0.0112	0.000	0.570	0.000	98.600	98.970	74.380
94	0.0100	0.150	0.000	0.180	98.750	98.970	74.560
95	0.0088	0.000	0.540	0.000	98.750	99.510	74.560
96	0.0080	0.750	0.000	0.120	99.500	99.510	74.670
97	0.0062	0.300	0.000	0.100	99.800	99.510	74.780
98	0.0059	0.000	0.250	0.000	99.800	99.760	74.780
99	0.0037	0.000	0.240	0.000	99.800	99.990	74.780
100	0.0035	0.190	0.000	0.020	99.990	99.990	74.800

4.3 모드형상(Mode Shape)





5. 내진해석결과

5.1 탄성지진력

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	3384.190	7.690	9.670	2541.480
P2	3527.140	9.010	13.070	3769.730
P3	3519.110	12.250	8.650	3463.290
P4	3366.780	8.300	7.440	2082.340
P5	2510.640	6.480	3.520	2306.390
P6	2700.970	6.050	8.280	3029.930

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	30816.430	73.200	85.850	25837.590
P2	33646.010	84.880	124.100	40209.060
P3	35284.750	125.820	85.460	38507.590
P4	18202.880	52.240	40.000	13742.280
P5	14798.830	49.580	19.460	16409.440
P6	32038.550	72.210	96.870	38234.670

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	3387.091	1024.927	770.134	2543.787
P2	3531.061	1071.212	1139.929	3772.433
P3	3521.705	1064.383	1051.237	3466.965
P4	3369.012	1017.474	633.002	2084.830
P5	2511.696	756.712	698.397	2308.334
P6	2703.454	818.571	915.029	3031.745

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	30842.185	9330.779	7824.477	25859.550
P2	33683.240	10217.903	12147.598	40234.524
P3	35310.388	10670.885	11678.097	38545.336
P4	18214.880	5500.864	4174.924	13757.952
P5	14804.668	4459.109	4972.412	16424.314
P6	32067.611	9708.435	11542.611	38256.333

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	3387.091	2543.787	30842.185	25859.550
P2	3531.061	3772.433	33683.240	40234.524
P3	3521.705	3466.965	35310.388	38545.336
P4	3369.012	2084.830	18214.880	13757.952
P5	2511.696	2308.334	14804.668	16424.314
P6	2703.454	3031.745	32067.611	38256.333

5. 내진해석결과

5.1 탄성지진력

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	3331.320	7.440	9.350	2507.110
P2	3466.320	8.760	12.710	3717.160
P3	3452.470	11.920	8.430	3405.550
P4	3350.910	8.250	7.370	2075.890
P5	2490.500	6.450	3.670	2297.580
P6	2569.400	5.630	7.760	2870.210

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	6627.840	21.790	18.140	7671.060
P2	6689.790	28.890	25.580	11371.250
P3	6662.820	34.850	16.060	10326.880
P4	6454.200	25.290	15.000	6480.240
P5	4799.590	30.540	6.810	7211.610
P6	4810.030	22.460	14.870	7743.800

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	3334.125	1008.746	759.573	2509.342
P2	3470.133	1052.606	1123.908	3719.788
P3	3454.999	1044.171	1033.585	3409.126
P4	3353.121	1012.643	631.017	2078.365
P5	2491.601	750.820	695.724	2299.515
P6	2571.728	778.580	866.693	2871.899

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	6633.282	2006.492	2323.108	7677.597
P2	6697.464	2032.517	3440.265	11379.917
P3	6667.638	2014.906	3132.914	10337.335
P4	6458.700	1951.260	1969.362	6487.827
P5	4801.633	1446.687	2194.023	7220.772
P6	4814.491	1457.879	2345.600	7750.538

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	3334.125	2509.342	6633.282	7677.597
P2	3470.133	3719.788	6697.464	11379.917
P3	3454.999	3409.126	6667.638	10337.335
P4	3353.121	2078.365	6458.700	6487.827
P5	2491.601	2299.515	4801.633	7220.772
P6	2571.728	2871.899	4814.491	7750.538

5.3 받침부에 작용하는 탄성지진력

1) 발생 지진력

받침1개당 단면력

구분		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
A1	B1	1054.260	2.140	516.080	292.300
	B2	1050.680	2.150	2.250	293.400
	B3	1049.630	2.130	513.380	291.170
P1-L	B1	0.000	1.920	0.000	363.270
	B2	0.000	1.930	0.000	366.060
	B3	0.000	1.900	0.000	360.850
P1-R	B1	1046.660	1.880	728.390	494.540
	B2	1039.190	1.900	5.320	498.520
	B3	1036.630	1.870	720.110	491.070
P2-L	B1	0.000	1.990	0.000	507.040
	B2	0.000	2.000	0.000	511.130
	B3	0.000	1.980	0.000	503.670
P2-R	B1	1085.140	1.960	679.480	682.380
	B2	1078.280	1.970	6.850	687.860
	B3	1076.480	1.950	669.280	677.670
P3-L	B1	0.000	2.400	0.000	627.440
	B2	0.000	2.410	0.000	632.610
	B3	0.000	2.390	0.000	623.130
P3-R	B1	1079.230	2.140	181.190	491.710
	B2	1071.180	2.160	4.530	495.720
	B3	1068.140	2.130	182.320	488.460
P4-L	B1	0.000	2.020	0.000	354.530
	B2	0.000	2.030	0.000	357.510
	B3	0.000	2.000	0.000	351.910
P4-R	B1	1078.720	1.430	542.830	427.180
	B2	1072.190	1.440	4.190	430.270
	B3	1070.700	1.410	535.520	423.990
P5-L	B1	0.000	1.690	0.000	410.020
	B2	0.000	1.700	0.000	413.070
	B3	0.000	1.660	0.000	407.020
P5-R	B1	783.060	1.990	751.220	375.220
	B2	780.210	1.980	2.250	395.170
	B3	783.190	1.980	748.530	372.680
P6-L	B1	0.000	1.770	0.000	485.210
	B2	0.000	1.690	0.000	508.660
	B3	0.000	1.760	0.000	482.580
P6-R	B1	760.440	1.470	458.920	355.080
	B2	755.570	1.480	2.400	356.330
	B3	756.080	1.480	458.560	354.840
A2	B1	0.000	1.050	0.000	253.670
	B2	0.000	1.060	0.000	254.190
	B3	0.000	1.050	0.000	253.590

5.4 받침지진력 조합

- 하중경우 1 : $1.0 \times (\text{교축방향해석}) + 0.3 \times (\text{교축직각방향해석})$
- 하중경우 2 : $0.3 \times (\text{교축방향해석}) + 1.0 \times (\text{교축직각방향해석})$

구 분		교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
A1	B1	1209.084	832.358	89.830	292.942
	B2	1051.355	317.454	90.170	294.045
	B3	1203.644	828.269	89.481	291.809
P1-L	B1	0.000	0.000	110.901	363.846
	B2	0.000	0.000	111.748	366.639
	B3	0.000	0.000	110.155	361.420
P1-R	B1	1265.177	1042.388	150.242	495.104
	B2	1040.786	317.077	151.456	499.090
	B3	1252.663	1031.099	149.191	491.631
P2-L	B1	0.000	0.000	154.102	507.637
	B2	0.000	0.000	155.339	511.730
	B3	0.000	0.000	153.081	504.264
P2-R	B1	1288.984	1005.022	206.674	682.968
	B2	1080.335	330.334	208.328	688.451
	B3	1277.264	992.224	205.251	678.255
P3-L	B1	0.000	0.000	190.632	628.160
	B2	0.000	0.000	192.193	633.333
	B3	0.000	0.000	189.329	623.847
P3-R	B1	1133.587	504.959	149.653	492.352
	B2	1072.539	325.884	150.876	496.368
	B3	1122.836	502.762	148.668	489.099
P4-L	B1	0.000	0.000	108.379	355.136
	B2	0.000	0.000	109.283	358.119
	B3	0.000	0.000	107.573	352.510
P4-R	B1	1241.569	866.446	129.584	427.609
	B2	1073.447	325.847	130.521	430.702
	B3	1231.356	856.730	128.607	424.413
P5-L	B1	0.000	0.000	124.696	410.527
	B2	0.000	0.000	125.621	413.580
	B3	0.000	0.000	123.766	407.518
P5-R	B1	1008.426	986.138	114.556	375.817
	B2	780.885	236.313	120.531	395.764
	B3	1007.749	983.487	113.784	373.274
P6-L	B1	0.000	0.000	147.333	485.741
	B2	0.000	0.000	154.288	509.167
	B3	0.000	0.000	146.534	483.108
P6-R	B1	898.116	687.052	107.994	355.521
	B2	756.290	229.071	108.379	356.774
	B3	893.648	685.384	107.932	355.284
A2	B1	0.000	0.000	77.151	253.985
	B2	0.000	0.000	77.317	254.508
	B3	0.000	0.000	77.127	253.905

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	1209.084	1511.355	292.942	366.178
	B2	0.8	1051.355	1314.194	294.045	367.556
	B3	0.8	1203.644	1504.555	291.809	364.761
P1-L	B1	1.0	0.000	0.000	363.846	363.846
	B2	1.0	0.000	0.000	366.639	366.639
	B3	1.0	0.000	0.000	361.420	361.420
P1-R	B1	1.0	1265.177	1265.177	495.104	495.104
	B2	1.0	1040.786	1040.786	499.090	499.090
	B3	1.0	1252.663	1252.663	491.631	491.631
P2-L	B1	1.0	0.000	0.000	507.637	507.637
	B2	1.0	0.000	0.000	511.730	511.730
	B3	1.0	0.000	0.000	504.264	504.264
P2-R	B1	1.0	1288.984	1288.984	682.968	682.968
	B2	1.0	1080.335	1080.335	688.451	688.451
	B3	1.0	1277.264	1277.264	678.255	678.255
P3-L	B1	1.0	0.000	0.000	628.160	628.160
	B2	1.0	0.000	0.000	633.333	633.333
	B3	1.0	0.000	0.000	623.847	623.847
P3-R	B1	1.0	1133.587	1133.587	492.352	492.352
	B2	1.0	1072.539	1072.539	496.368	496.368
	B3	1.0	1122.836	1122.836	489.099	489.099
P4-L	B1	1.0	0.000	0.000	355.136	355.136
	B2	1.0	0.000	0.000	358.119	358.119
	B3	1.0	0.000	0.000	352.510	352.510
P4-R	B1	1.0	1241.569	1241.569	427.609	427.609
	B2	1.0	1073.447	1073.447	430.702	430.702
	B3	1.0	1231.356	1231.356	424.413	424.413
P5-L	B1	1.0	0.000	0.000	410.527	410.527
	B2	1.0	0.000	0.000	413.580	413.580
	B3	1.0	0.000	0.000	407.518	407.518
P5-R	B1	1.0	1008.426	1008.426	375.817	375.817
	B2	1.0	780.885	780.885	395.764	395.764
	B3	1.0	1007.749	1007.749	373.274	373.274
P6-L	B1	1.0	0.000	0.000	485.741	485.741
	B2	1.0	0.000	0.000	509.167	509.167
	B3	1.0	0.000	0.000	483.108	483.108
P6-R	B1	1.0	898.116	898.116	355.521	355.521
	B2	1.0	756.290	756.290	356.774	356.774
	B3	1.0	893.648	893.648	355.284	355.284
A2	B1	0.8	0.000	0.000	253.985	317.481
	B2	0.8	0.000	0.000	254.508	318.135
	B3	0.8	0.000	0.000	253.905	317.381

8.5 가시설공

8.5.1 P1,P2 버팀보 사보강

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질점수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (t/m ³)	N	점착력 (t/m ²)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (t/m ³)	마찰저항 (kgf/cm ²)
1	0.000	-1.550	1.80	5	0.000	26.00	FILL	1328.189	0.00
2	-1.550	-2.930	1.75	13	3.000	0.00	CLAY	1957.668	0.00
3	-2.930	-6.210	1.80	50	0.500	27.00	SAND	3382.672	0.00
4	-6.210	-6.680	1.95	50	1.900	29.00	WEA.SOIL	3382.672	0.00
5	-6.680	-7.580	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
6	-7.580	-15.000	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	3382.672	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식		COULOMB식		CAQUOT & KERISEL		점지토압 Ko
			Ka	Kp	Ka	Kp	Ka	Kp	
1	0.000	-1.550	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-1.550	-2.930	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	-2.930	-6.210	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
4	-6.210	-6.680	0.347	2.882	0.309	5.600	0.347	4.607	0.515
5	-6.680	-7.580	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
6	-7.580	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (t/m ²)
1	0.000	20.000	0.000	1.500

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

- * 지하수위 고려하는 시점 EL. = -4.000 (m)
- * 지하수위 고려하는 종점 EL. = -6.680 (m)
- * 물의 단위중량 = 1.000 (t/m³)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

- * 최종 굴착바닥 EL. = -7.750 (m)
- * 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
- * 총 굴착 단계의 수 = 5
- * 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.400 -3.400 -5.400 -7.750 -7.750

Next Page

I-5. 얽지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직 토류벽)의 제원

1) 사용 얽지말뚝(H-Pile, SLURRY WALL등의)의 규격 : U-600X180X13.4

* 탄성계수 (E)	=	2100000. (kgf/cm ²)
* 단면적 (A)	=	173.2 (cm ²)
* 단면 2차모멘트 (Ix)	=	32400.0 (cm ⁴)
* 단면 계수 (Zx)	=	1800.0 (cm ³)
* 단면 2차반경	=	
강축방향 (Rx)	=	7.560 (cm)
약축방향 (Ry)	=	2.850 (cm)
* 얽지말뚝에 작용하는 축하중 (N)	=	0.000 (tf)
* 얽지말뚝 설치 간격	=	0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (kgf/cm ²)	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경 (cm) Rx	단면 계수 Ry	단면 계수 Zx(cm ³)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경 (cm) Rx	단면 계수 Ry	단면 계수 Z(cm ³)
1	H-250X250X9X14	92.180	10.800	6.290	867.00

Next Page

Page No : 3

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I-7. 각 단계 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버 팀 보 형 식	설치각 (D0)	자유및 감촉	점착장 약촉	설치각 격 (m)	Cable Spring 수(ea)	Spring (t/ m ²)	점수 하계 압력	S/Type	W A L E Type	설치 수
1	-0.900	Strut	45.0	6.17	4.63	1.60	1	13865.5	1	1	1	1
2	-2.900	Strut	45.0	6.17	4.63	1.60	1	13865.5	1	1	1	1
3	-4.900	Strut	45.0	6.17	4.63	1.60	1	13865.5	1	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (Kaf/cm ²)
1. 축방향 인장	1.400 x 1.5 = 2.100
2. 축방향 압축 L(Cm):유효 좌굴장 R(Cm):단면 2차반경	L/R ≤ 20 1.400 x 1.5 = 2.100
	20 < L/R < 93 2.100 - 13 (L/R - 20)
	93 ≤ L/R $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정점간거리	인 장 1.400 x 1.5 = 2.100
	압 축 $\begin{matrix} L/B \leq 4.5 & 1.400 \times 1.5 = 2.100 \\ 4.5 < L/B \leq 30 & 2.100 - 36(L/B - 4.5) \end{matrix}$
4. 전단응력	800 x 1.5 = 1.200
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토류벽의 근입심도 검토

토류벽의 근입깊이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.

- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽 등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한, 토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전 단계 경우에 대하여 실시하며, 수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최종굴착 경우

1) 토압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \theta/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \text{SQRT}(K_a)$$

σ : 상재하중 (= 1.5 t/m²)

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _a		수 압 (t/m ²)		토 압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-4.900	0.5	0.5	0.376	0.376	0.900	2.899	2.899		3.799	3.799
2	-6.210	0.5	1.9	0.376	0.347	2.210	3.292	1.370		5.502	3.580
3	-6.680	1.9	2.9	0.347	0.320	2.680	1.525	0.190		4.205	2.870
4	-7.580	2.9	25.0	0.320	0.295	2.680	0.766	0.000		3.446	2.680
5	-7.750	25.0	25.0	0.295	0.295	2.680	0.000	0.000		2.680	2.680
6	-9.250	25.0	0.0	0.295	0.000	2.680	0.000	0.000		2.680	2.680

* 수 동 토 압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \theta/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \text{SQRT}(K_p)$$

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _p		수 압 (t/m ²)		토 압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-7.750	0.0	25.0	0.000	3.392	0.000	0.000	92.088		0.000	92.088
2	-9.250	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	103.791	0.000		105.291	0.000

Next Page

2) 근 입 식 검 토 : $d = 1.50 \text{ m}$ 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -4.900 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(3.799 + 5.502) \times 0.5 \times 1.310 \times 0.695 \times 0.6 = 2.540 \text{ tf-m}$
2. $(3.580 + 4.205) \times 0.5 \times 0.470 \times 1.551 \times 0.6 = 1.703 \text{ tf-m}$
3. $(2.870 + 3.446) \times 0.5 \times 0.900 \times 2.244 \times 0.6 = 3.826 \text{ tf-m}$
4. $(2.680 + 2.680) \times 0.5 \times 0.170 \times 2.765 \times 0.6 = 0.756 \text{ tf-m}$
5. $(2.680 + 2.680) \times 0.5 \times 1.500 \times 3.600 \times 0.6 = 8.683 \text{ tf-m}$

Total moment (Ma) = 17.509 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(92.088 + 105.291) \times 0.5 \times 1.500 \times 3.617 \times 0.6 = 321.239 \text{ tf-m}$

Total moment (Mb) = 321.239 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = M_b / M_a = 321.239 / 17.509$$

$$= 18.348 > 1.20 \quad \text{O.K.}$$

Next Page

II-2. 최종 굴착 전 단계 경우

1) 토압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주동 토압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \theta/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

σ : 상재하중 (= 1.5 t/m')

NO.	EL. (m)	C(t/m')		K _a		수압 (t/m')	토압(t/m')		계 (t/m')	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-2.900	3.0	3.0	1.000	1.000	0.000	0.652	0.652	0.652	0.652
									h= 1.35 Rt= 1.75	
2	-2.930	3.0	0.5	1.000	0.376	0.000	0.705	1.905	0.705	1.905
									h= 0.03 Rt= 1.75	
3	-4.000	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	2.628	2.628	2.628	2.628
									h= 1.07 Rt= 1.80	
4	-4.900	0.5	0.5	0.376	0.376	0.900	2.899	2.899	3.799	3.799
									h= 0.90 Rt= 0.80	
5	-5.400	0.5	0.5	0.376	0.376	1.400	3.049	3.049	4.449	4.449
									h= 0.50 Rt= 0.80	
6	-6.210	0.5	1.9	0.376	0.347	2.210	3.292	1.370	5.502	3.580
									h= 0.81 Rt= 0.80	
7	-6.680	1.9	2.9	0.347	0.320	2.680	1.525	0.190	4.205	2.870
									h= 0.47 Rt= 0.95	
8	-7.580	2.9	25.0	0.320	0.295	2.680	0.478	0.000	3.158	2.680
									h= 0.90 Rt= 1.00	
9	-9.250	25.0	0.0	0.295	0.000	2.680	0.000	0.000	2.680	2.680
									h= 1.67 Rt= 1.30	

* 수동 토압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \theta/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m')		K _p		수압 (t/m')	토압(t/m')		계 (t/m')	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-5.400	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632
									h= 0.81 Rt= 0.80	
2	-6.210	0.5	1.9	2.663	2.882	0.810	3.357	8.319	4.167	9.129
									h= 0.47 Rt= 0.95	
3	-6.680	1.9	2.9	2.882	3.124	1.280	9.606	13.671	10.886	14.951
									h= 0.90 Rt= 1.00	
4	-7.580	2.9	25.0	3.124	3.392	2.180	16.482	98.854	18.662	101.034
									h= 1.67 Rt= 1.30	
5	-9.250	25.0	0.0	3.392	0.000	3.850	106.218	0.000	110.068	0.000

Next Page

2) 근 입 식 겹 토 : d = 3.85 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 제 산 (EL. -2.900 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. (0.652 + 0.705) x 0.5 x 0.030 x 0.015 x 0.6 = 0.000 tf-m
2. (1.905 + 2.628) x 0.5 x 1.070 x 0.593 x 0.6 = 0.864 tf-m
3. (2.628 + 3.799) x 0.5 x 0.900 x 1.577 x 0.6 = 2.737 tf-m
4. (3.799 + 4.449) x 0.5 x 0.500 x 2.257 x 0.6 = 2.792 tf-m
5. (4.449 + 5.502) x 0.5 x 0.810 x 2.919 x 0.6 = 7.059 tf-m
6. (3.580 + 4.205) x 0.5 x 0.470 x 3.551 x 0.6 = 3.898 tf-m
7. (2.870 + 3.158) x 0.5 x 0.900 x 4.237 x 0.6 = 6.897 tf-m
8. (2.680 + 2.680) x 0.5 x 1.670 x 5.515 x 0.6 = 14.810 tf-m

Total moment (Ma) = 39.056 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. (1.632 + 4.167) x 0.5 x 0.810 x 2.964 x 0.6 = 4.177 tf-m
2. (9.129 + 10.886) x 0.5 x 0.470 x 3.552 x 0.6 = 10.023 tf-m
3. (14.951 + 18.662) x 0.5 x 0.900 x 4.247 x 0.6 = 38.540 tf-m
4. (101.034 +110.068) x 0.5 x 1.670 x 5.527 x 0.6 = 584.537 tf-m

Total moment (Mp) = 637.277 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = M_p / M_a = 637.277 / 39.056$$

$$= 16.317 > 1.20 \quad 0.K.$$

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위.전단력.모멘트및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:t/m²/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)					MAX.
		1 -1.40	2 -3.40	3 -5.40	4 -7.75	5 -7.75	
1	0.000	0.59	0.59	0.59	0.59	3.92	3.92
	-0.900	1.22	1.22	1.22	1.22	3.92	3.92
2	-0.900	1.22	1.22	1.22	1.22	3.92	3.92
	-1.400	1.57	1.57	1.57	1.57	3.92	3.92
3	-1.400	2.16	1.91	1.80	1.63	3.92	3.92
	-1.550	1.52	1.68	1.68	1.68	3.92	3.92
4	-1.550	2.59	2.20	2.01	1.70	9.79	9.79
	-2.225	2.92	2.46	2.16	1.75	9.79	9.79
5	-2.225	2.92	2.46	2.16	1.75	9.79	9.79
	-2.900	3.30	2.83	2.42	1.92	9.79	9.79
6	-2.900	3.30	2.83	2.42	1.92	9.79	9.79
	-2.930	2.06	0.71	0.70	0.70	9.79	9.79
7	-2.930	0.44	1.91	1.91	1.91	3.77	3.77
	-3.400	0.29	2.22	2.22	2.22	3.77	3.77
8	-3.400	0.29	2.22	2.22	2.22	3.77	3.77
	-4.000	0.54	2.04	2.63	2.63	3.77	3.77
9	-4.000	0.54	2.04	2.63	2.63	3.77	3.77
	-4.900	2.10	2.82	3.24	3.24	3.77	3.77
10	-4.900	2.10	2.82	3.24	3.24	3.77	3.77
	-5.400	3.13	3.25	3.57	3.57	3.77	3.77
11	-5.400	3.13	3.25	3.57	3.57	3.77	3.77
	-6.210	0.00	3.95	4.27	4.12	3.77	4.12
12	-6.210	0.00	2.11	2.33	2.14	3.75	3.75
	-6.680	0.00	2.51	2.73	2.45	3.75	3.75
13	-6.680	0.00	0.00	0.11	1.05	3.54	3.54
	-7.580	0.00	0.00	0.25	1.62	3.54	3.54
14	-7.580	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	3.70
	-7.750	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	3.70
15	-7.750	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-8.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	-8.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-9.250	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		3.30	3.95	4.27	4.12	9.79	9.79

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)					MAX.
		1 -1.40	2 -3.40	3 -5.40	4 -7.75	5 -7.75	
1	0.000	4.81	4.74	4.69	4.76	0.68	4.81
2	-0.900	3.80	4.18	4.32	4.47	0.75	4.47
3	-1.400	3.25	3.88	4.13	4.32	0.81	4.32
4	-1.550	3.09	3.79	4.07	4.28	0.82	4.28
5	-2.225	2.37	3.36	3.79	4.05	0.86	4.05
6	-2.900	1.71	2.89	3.47	3.80	0.85	3.80
7	-2.930	1.68	2.87	3.46	3.79	0.85	3.79
8	-3.400	1.28	2.52	3.24	3.62	0.84	3.62
9	-4.000	0.84	2.08	2.94	3.39	0.83	3.39
10	-4.900	0.35	1.46	2.42	2.97	0.85	2.97
11	-5.400	0.17	1.15	2.08	2.69	0.90	2.69
12	-6.210	-0.03	0.69	1.47	2.14	0.97	2.14
13	-6.680	-0.10	0.45	1.11	1.77	0.97	1.77
14	-7.580	-0.18	0.06	0.43	1.01	0.86	1.01
15	-7.750	-0.19	-0.01	0.31	0.86	0.82	0.86
16	-8.500	-0.22	-0.29	-0.22	0.20	0.64	0.64
17	-9.250	-0.24	-0.56	-0.74	-0.45	0.44	0.00
MAX.		4.81	4.74	4.69	4.76	0.97	4.81

Next Page

3) 각 접점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)					MAX.
		1 -1.40	2 -3.40	3 -5.40	4 -7.75	5 -7.75	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.900	0.81	0.81	0.81	0.81	3.53	3.53
2	-0.900	-0.81	4.44	1.14	1.23	6.90	6.90
	-1.400	1.51	-3.74	-0.44	-0.54	-4.93	-4.93
3	-1.400	-1.49	3.74	0.44	0.54	4.94	4.94
	-1.550	1.73	-3.47	-0.18	-0.29	-4.35	-4.35
4	-1.550	-1.15	3.47	0.18	0.29	4.35	4.35
	-2.225	2.19	-1.90	1.23	0.88	2.26	2.26
5	-2.225	-1.48	1.90	-1.23	-0.88	-2.26	-2.26
	-2.900	2.97	-0.12	2.77	2.12	8.87	8.87
6	-2.900	-2.37	0.22	5.11	2.56	2.60	5.11
	-2.930	2.41	-0.17	-5.07	-2.53	-2.31	-5.07
7	-2.930	-1.73	0.27	5.35	2.42	2.68	5.35
	-3.400	1.73	0.70	-4.38	-1.45	-0.91	-4.38
8	-3.400	-0.68	-0.56	4.38	1.45	0.91	4.38
	-4.000	0.68	1.39	-2.93	0.00	1.36	-2.93
9	-4.000	0.58	-0.99	2.93	0.00	-1.36	2.93
	-4.900	-0.58	1.99	-0.29	2.64	4.75	4.75
10	-4.900	1.24	-1.16	0.29	5.02	7.07	7.07
	-5.400	-1.24	1.80	1.42	-3.32	-5.19	-5.19
11	-5.400	1.58	-0.88	-1.11	3.32	5.19	5.19
	-6.210	-1.58	2.43	3.26	-0.20	-2.13	3.26
12	-6.210	1.51	-1.51	-2.76	0.20	2.13	-2.76
	-6.680	-1.51	1.79	2.78	0.87	-0.37	2.78
13	-6.680	1.28	-0.36	-1.25	-0.87	0.37	1.28
	-7.580	-1.28	0.36	1.25	2.08	2.81	2.81
14	-7.580	0.96	0.07	-0.58	-2.08	-2.81	-2.81
	-7.750	-0.96	-0.07	0.58	2.08	3.44	3.44
15	-7.750	0.67	0.34	-0.09	-1.22	-2.16	-2.16
	-8.500	-0.67	-0.34	0.09	1.22	2.16	2.16
16	-8.500	0.12	0.16	0.09	-0.14	-0.53	-0.53
	-9.250	-0.12	-0.16	-0.09	0.14	0.57	0.57
MAX.		2.97	4.44	5.35	5.02	8.87	8.87

Next Page

4) 각 점점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

점점 번호	EL. (m)	굴착 1 -1.40	단계 2 -3.40	번호 3 -5.40	및 4 -7.75	굴착 5 -7.75	EL.(m) MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.900	0.32	0.32	0.32	0.32	1.59	1.59
3	-1.400	0.89	-1.73	-0.08	-0.13	-1.37	-1.73
4	-1.550	1.14	-2.27	-0.12	-0.19	-2.06	-2.27
5	-2.225	2.24	-4.09	0.22	0.01	-2.77	-4.09
6	-2.900	3.73	-4.78	1.57	1.02	0.99	-4.78
7	-2.930	3.82	-4.78	1.41	0.95	0.92	-4.78
8	-3.400	4.63	-4.68	-0.88	0.03	0.08	-4.68
9	-4.000	5.04	-4.08	-3.08	-0.42	0.21	5.04
10	-4.900	4.52	-2.74	-4.57	0.73	2.96	-4.57
11	-5.400	3.90	-2.00	-4.29	-1.36	-0.11	-4.29
12	-6.210	2.62	-0.71	-2.54	-2.82	-3.07	-3.07
13	-6.680	1.91	0.06	-1.23	-2.67	-3.66	-3.66
14	-7.580	0.76	0.39	-0.10	-1.38	-2.57	-2.57
15	-7.750	0.60	0.38	0.00	-1.02	-2.04	-2.04
16	-8.500	0.09	0.12	0.07	-0.11	-0.42	-0.42
17	-9.250	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		5.04	4.79	4.57	-2.82	-3.66	5.04

Next Page

Page No : 13

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)					MAX.
		1	2	3	4	5	
		-1.40	-3.40	-5.40	-7.75	-7.75	
2	-0.900	0.00	-5.25	-1.95	-2.05	-10.42	-10.42
6	-2.900	0.00	0.00	-8.09	-4.68	-11.73	-11.73
10	-4.900	0.00	0.00	0.00	-7.67	-11.83	-11.83
MAX.		0.00	-5.25	-8.09	-7.67	-11.83	-11.83

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.

여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

- 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
- 처짐의 체적 Vs를 구한다. (평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
- 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
- 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
- D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
- 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절점 번호	Elevation (m)	변위량 (cm)	절점 번호	Elevation (m)	변위량 (cm)
1	0.000	0.48090	2	-0.900	0.44707
3	-1.400	0.43227	4	-1.550	0.42771
5	-2.225	0.40503	6	-2.900	0.37977
7	-2.930	0.37868	8	-3.400	0.36197
9	-4.000	0.33916	10	-4.900	0.29703
11	-5.400	0.26925	12	-6.210	0.21449
13	-6.680	0.17744	14	-7.580	0.10077
15	-7.750	0.08592	16	-8.500	0.06404

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

$$Vs = 0.02581 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 굴착 폭 (B) 및 굴착 심도 (Hw)

$$B = 14.0 \text{ m} \quad Hw = 7.8 \text{ m}$$

Next Page

4) 굴착거리 (Ht)

$$\begin{aligned} \text{평균 내부마찰각 } \phi &= 22.71 \text{ 도} \\ H_b &= 0.5 \times B \times \tan (45 + \phi/2) \\ &= 0.5 \times 14.0 \times \tan (45 + 22.71/2) = 10.52 \text{ m} \\ H_t &= H_b + H_w = 10.52 \text{ m} + 7.75 \text{ m} = 18.27 \text{ m} \end{aligned}$$

5) 침하역향 거리 (D)

$$\begin{aligned} D &= H_t \times \tan (45 - \phi/2) \\ &= 18.27 \text{ m} \times \tan (45 - 22.71/2) = 12.16 \text{ m} \end{aligned}$$

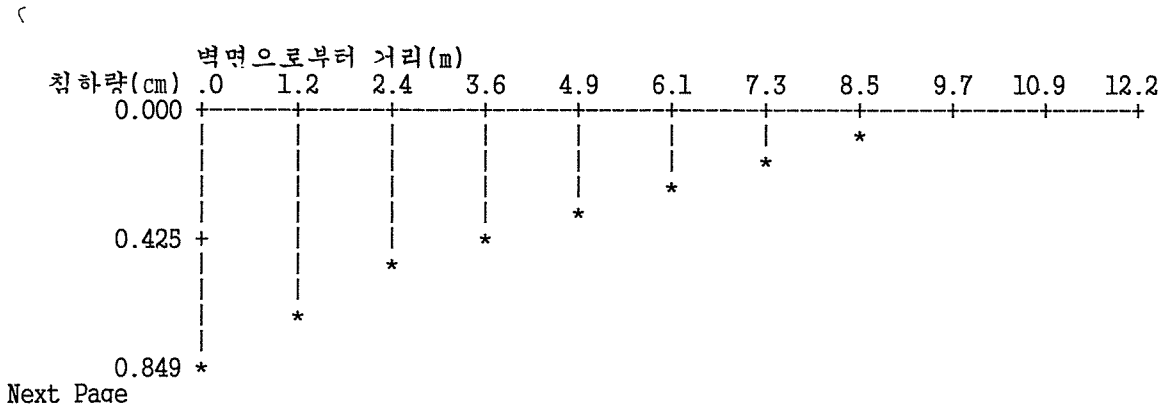
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

$$\begin{aligned} S_w &= 4 \times V_s / D = 4 \times 0.02581 / 12.16 \\ &= 0.008491 \text{ m} = 0.849 \text{ cm} \end{aligned}$$

7) 거리별 침하량 (Si) 및 접점간 침하구배

$$S_i = S_w \times ((D - X_i)/D)^2 = 0.849 \times ((12.16 - X_i)/12.16)^2$$

접점 NO.	거리 Xi(m)	침하량 Si(cm)	접점간 부등침하량	접점 NO.	거리 Xi(m)	침하량 Si(cm)	접점간 부등침하량
1	0.000	0.84909	0.000 1/ 0	2	1.216	0.68777	0.161 1/ 754
3	2.432	0.54342	0.144 1/ 842	4	3.647	0.41606	0.127 1/ 955
5	4.863	0.30567	0.110 1/1101	6	6.079	0.21227	0.093 1/1302
7	7.295	0.13586	0.076 1/1591	8	8.511	0.07642	0.059 1/2046
9	9.726	0.03396	0.042 1/2864	10	10.942	0.00849	0.025 1/4773
11	12.158	0.00000	0.008 1/9999				



V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)					MAX.
		1 -1.40	2 -3.40	3 -5.40	4 -7.75	5 -7.75	
1	-0.900	0.00	5.25	1.95	2.05	10.42	10.42
2	-2.900	0.00	0.00	8.09	4.68	11.73	11.73
3	-4.900	0.00	0.00	0.00	7.67	11.83	11.83
MAX.		0.00	5.25	8.09	7.67	11.83	11.83

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단재의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

$$\text{축력}(T) = \text{반력}(F) \times \text{버팀보 설치간격} / \cos(\text{설치각도})$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 10.424 \times 1.600 / \cos(45.0) = 23.587 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 11.734 \times 1.600 / \cos(45.0) = 26.550 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 11.825 \times 1.600 / \cos(45.0) = 26.757 \text{ (ton)}$$

○ Strut 의 최대축력

NO. 3 : Tmax = 26.757 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 3
 $T_{max} = 26.757 \text{ (ton)}$
 . 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
 . Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
 . 락 섹 계 수 (E) = $0.210E+07 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²)
 . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단면2차 반경 각축방향(Rx) = 10.800 (cm)
 . 약축방향(Ry) = 6.290 (cm)
 . Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c), f(b) 계 산

설계축력 (T) = 38.757 (ton)
 설계휨모멘트 = $WdxLxL/8 = 0.500x 6.170^{**}2/8.0 = 2.379 \text{ (t.m)}$
 $f(c) = N \times 1000 / A = 38.757 \times 1000 / 92.180 = 420.453 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 $f(b) = M \times 100000 / Zx = 2.379 \times 100000 / 867.000 = 274.430 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

(2) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산

$L1/Rx = 617.000 / 10.800 = 57.130$. $L2/Ry = 463.000 / 6.290 = 73.609$
 $L2/B = 463.000 / 25.000 = 18.520$

(3) 각 축 방 향 검 토 (Rx)

0. f(cax), f(ca0), f(eax) 계 산

$f(ca0) = 1.5 \times 1400.0 \times 1.00 = 2100.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$20 < L/R < 93$;

$f(Cax) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$

$= (2.100 - 13 (57.13 - 20)) \times 1.00 = 1617.315 \text{ kg/cm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (57.130 \times 57.130) = 5515.054 \text{ kg/cm}^2$

0. 응 력 검 토

$f(c)$ $f(b)$

$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$

$= \frac{420.45/}{1617.31} + \frac{274.43/}{2100.00(1.0 - 420.45/ 5515.05)}$

$= 0.26 + 0.14 = 0.40$

따 라 서 . $F = 0.401 < 1.0$ O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)

0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산

$L/B > 4.5$; $f(bax) = (2100 - 36x(L/B - 4.5)) \times 1.00 = 1595.3 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$20 < L/R < 93$;

$f(Cay) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$

$= (2.100 - 13 (73.61 - 20)) \times 1.00 = 1403.084 \text{ kg/cm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (73.609 \times 73.609) = 3322.093 \text{ kg/cm}^2$

0. 응 력 검 토

$f(c)$ $f(b)$

$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$

$= \frac{420.45/}{1403.08} + \frac{274.43/}{1595.28(1.0 - 420.45/ 3322.09)}$

$= 0.30 + 0.20 = 0.50$

따 라 서 . $F = 0.497 < 1.0$ O.K

Next Page

Page No : 19

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 각 재 Type	설계축력 (Ton/개소)	f(c) (kg/cm ²)	f(b) (kg/cm ²)	안 전 강축	율 약축	C H E C K 강축	약축

1	-0.900	H-250X250X9X14@1	23.587	386.060	274.430	0.38	0.47	0.K	0.K

2	-2.900	H-250X250X9X14@1	26.550	418.205	274.430	0.40	0.49	0.K	0.K

3	-4.900	H-250X250X9X14@1	26.757	420.453	274.430	0.40	0.50	0.K	0.K

Next Page

[illegible]

* 락섬계수 (E)	=	2.1000E+07 (kgf/cm ²)
* 단면적 (A)	=	173.200 (cm ²)
* 단면 2차 모멘트 (IX)	=	32400.0 (cm ⁴)
* 단면계수 (Zx)	=	1800.00 (cm ³)
* 단면 2차 반경		
강축방향 (Rx)	=	7.560 (cm)
약축방향 (Ry)	=	2.850 (cm)
* 엄지말뚝에 작용하는 축하중	=	0.000 (tf)
* 엄지말뚝의 설치 간격	=	0.60 (m)

(1) $f(c)$, $f(b)$ 계산

(2) $f(cax)$, $f(ba)$, $f(eax)$ 계산

강널막뚫각의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면제수

(Z)값은 60% 확증하여야 한다. 따라서,

소요 단면 계수 $Z_x = 112.0 / 0.6 = 186.6$

따 라 서 . $186.592 < 1800.000$ O.K
$$\text{최대 전단력} = 8.869 \times 0.600 = 5.322 \text{ (tf)}$$
$$\begin{aligned}\text{전단강도} &= S_{\max} / A_w \\ &= 5.322 \times 1000 / 173.200 \\ &= 30.725 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$
따 라 서 , $30.725 < 1500.000$ O.K

-382-

VII. 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 떠장의 종류 : 연 속 보
 . 최대축력 버팀보 NO. = 3 . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
 . 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²) . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 중 (Pmax) 및 축 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
 버팀보에 작용하는 최대축력 = 26.757 tf/ea
 작용하중 = T x COS(θ) / L = 26.757 x COS(45.00) / 1.600 = 11.825 tf/m
 축력계산 = P x L1 - P x Tan(θ) x L2
 = 11.825 x 2.400 - 11.825 x 0.000 x 0.000 = 28.380 (tf)

(2) 측방항력 및 휨 모멘트 검 토

(가) f(c), f(b) 계 산
 최대 휨 모멘트 = 11.825 x 1.600 x 1.600 / 10.000 = 3.027 tf-m
 f(c) = N x 1000 / A = 28.380 x 1000 / 92.180 = 307.881 (kgf/cm²)
 f(b) = M x 100000 / Zx = 3.027 x 100000 / 867.000 = 349.164 (kgf/cm²)

(나) L1/Rx, L2/Rv, L2/B 계 산
 L1/Rx = 160.000 / 10.800 = 14.815 . L2/Rv = 160.000 / 6.290 = 25.437
 L2/B = 160.000 / 25.000 = 6.400

(다) 각 측 방 항 검 토 (수 평 방 항 . Rx)
 0. f(cax), f(ca0), f(eax) 계 산
 L/B > 4.5 ;
 f(ca0) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2031.6 (kgf/cm²)
 L/R < 20 ;
 f(Cax) = 2.100 x 1.00 = 2100.00 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (14.815 x 14.815) = 82012.500 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{307.88/}{2100.00} + \frac{349.16/}{2031.60(1.0 - 307.88/ 82012.50)}$$

$$= \frac{0.15}{0.17} = \frac{0.32}{0.32}$$
 따 라 서 . F = 0.319 < 1.0 O.K

(라) 약 측 방 항 검 토 (수 직 방 항 . Rv)
 0. f(cav), f(bax), f(eax) 계 산
 L/B > 4.5 ;
 f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2031.6 (kgf/cm²)
 20 < L/R < 93 ;
 f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
 = (2.100 - 13 (25.44 - 20)) x 1.00 = 2029.316 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (25.437 x 25.437) = 27818.506 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{307.88/}{2029.32} + \frac{349.16/}{2031.60(1.0 - 307.88/ 27818.51)}$$

$$= \frac{0.15}{0.17} = \frac{0.33}{0.33}$$
 따 라 서 . F = 0.326 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

$$\text{최대 전단력} = 11.825 \times 1.600 \times (6.00 / 10.00) = 11.352 \text{ (tf)}$$

$$A_w = T_1 \times (H - T_2 \times 2) \times 0.01$$

$$= 9.0 \times 222.0 \times 0.01 = 19.980 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{전 단 강 도} = \text{Max. } S / A_w = 11.352 \times 1000 / 19.980 = 568.177 \text{ (kaf/cm}^2\text{)}$$

$$\text{따 라 서 } 568.177 \text{ kaf/cm}^2 < 1200.000 \text{ kaf/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

2) 각 단 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (Tf/m)	단 면 력 M(tf-m) N(t)	전 단 강 도 S(t) (kaf/cm ²)	휨 안전율 강축 약축
1	-0.90	H-250X250X9X14@1	10.42	2.67 25.02	10.01 500.86	0.28 0.29
2	-2.90	H-250X250X9X14@1	11.73	3.00 28.16	11.26 563.78	0.32 0.32
3	-4.90	H-250X250X9X14@1	11.83	3.03 28.38	11.35 568.18	0.32 0.33

THE END

8.5.2 P3 버팀보 사보강

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질점수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (t/m ³)	N	점착력 (t/m ²)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (t/m ²)	마찰저항 (kgf/cm ²)
1	0.000	-1.600	1.80	5	0.000	26.00	FILL	1328.189	0.00
2	-1.600	-3.000	1.75	7	3.000	0.00	CLAY	1522.607	0.00
3	-3.000	-6.300	1.80	50	0.500	27.00	SAND	3382.672	0.00
4	-6.300	-7.000	1.95	50	1.900	29.00	WEA.SOIL	3382.672	0.00
5	-7.000	-7.500	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
6	-7.500	-15.000	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	3382.672	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식		COULOMB식		CAQUOT & KERISEL		점지토압 Ko
			Ka	Kp	Ka	Kp	Ka	Kp	
1	0.000	-1.600	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-1.600	-3.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	-3.000	-6.300	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
4	-6.300	-7.000	0.347	2.882	0.309	5.600	0.347	4.607	0.515
5	-7.000	-7.500	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
6	-7.500	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (t/m ²)
1	0.000	20.000	0.000	1.500

I-3. 지하수위 (토류벽 근입장 계산시 사용)

- * 지하수위 고려하는 시점 EL. = -3.500 (m)
- * 지하수위 고려하는 종점 EL. = -7.000 (m)
- * 물의 단위중량 = 1.000 (t/m³)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치 및 굴착단계별 위치

- * 최종 굴착바닥 EL. = -8.360 (m)
- * 업지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
- * 총 굴착 단계의 수 = 6
- * 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -2.650 -4.300 -5.950 -8.360

-8

Next Page

I-5. 얹지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽)의 제원

- 1) 사용 얹지말뚝(H-Pile, SLURRY WALL등의)의 규격 : U-600X180X13.4
- * 탄성계수(E) = 2100000. (kgf/cm²)
 - * 단면적(A) = 173.2 (cm²)
 - * 단면2차모멘트(Ix) = 32400.0 (cm⁴)
 - * 단면계수(Zx) = 1800.0 (cm³)
 - * 단면2차반경 각축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 - 약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
 - * 얹지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
 - * 얹지말뚝 설치 간격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (kgf/cm ²)	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면계수 Ry	단면계수 Zx(cm ³)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면계수(Z) (cm ³)
1	H-250X250X9X14	92.180	10.800	867.00

Next Page

Page No : 3

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I-7. 각 단계 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (D0)	자유말 강축	점착장 약축	설치각 (m)	Cable Spring 수(ea)	Spring (t/m)	점수 하계압력	S/Type Type	W A L E Type	설치 수
1	-0.500	Strut	45.0	5.05	3.79	2.00	1	13552.5	1	1	1	1
2	-2.150	Strut	45.0	5.05	3.79	2.00	1	13552.5	1	1	1	1
3	-3.800	Strut	45.0	5.05	3.79	2.00	1	13552.5	1	1	1	1
4	-5.450	Strut	45.0	5.05	3.79	2.00	1	13552.5	1	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (Kaf/cm ²)
1. 축방향 인장	1.400 x 1.5 = 2.100
2. 축방향 압축	L/R ≤ 20 1.400 x 1.5 = 2.100
L(Cm):유효 좌굴장	20 < L/R < 93 2.100 - 13 (L/R - 20)
R(Cm):단면 2차반경	93 ≤ L/R $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력	인 장 1.400 x 1.5 = 2.100
B:압축Flange폭	압 축 L/B ≤ 4.5 1.400 x 1.5 = 2.100
L:Flange 고정 접합거리	4.5 < L/B ≤ 30 2.100 - 36(L/B - 4.5)
4. 전단응력	800 x 1.5 = 1.200
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토류벽의 근입심도 검토

토류벽의 근입깊이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.

- 근입부에 작용하는 수동토압과 수동토압에 대한 안정
- 연약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한, 토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전 단계 경우에 대하여 실시하며, 수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최종굴착 경우

1) 토압 계산 : Bv method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$P_a = (\alpha + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

α : 상재하중 (= 1.5 t/m')

NO.	EL. (m)	C(t/m')		K _a		수 압 (t/m')		토 압(t/m')		계 (t/m')	
		(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-5.450	0.5	0.5	0.376	0.376	1.950	2.876	2.876		4.826	4.826
										h= 1.65 Rt= 0.80	
2	-6.300	0.5	1.9	0.376	0.347	2.800	3.131	1.221		5.931	4.021
										h= 0.85 Rt= 0.80	
3	-7.000	1.9	2.9	0.347	0.320	3.500	1.452	0.123		4.952	3.623
										h= 0.70 Rt= 0.95	
4	-7.500	2.9	25.0	0.320	0.295	3.500	0.443	0.000		3.943	3.500
										h= 0.50 Rt= 2.00	
5	-8.360	25.0	25.0	0.295	0.295	3.500	0.000	0.000		3.500	3.500
										h= 0.86 Rt= 2.30	
6	-9.860	25.0	0.0	0.295	0.000	3.500	0.000	0.000		3.500	3.500
										h= 1.50 Rt= 2.30	

* 수 동 토 압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m')		K _p		수 압 (t/m')		토 압(t/m')		계 (t/m')	
		(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-8.360	0.0	25.0	0.000	3.392	0.000	0.000	92.088		0.000	92.088
										h= 1.50 Rt= 2.30	
2	-9.860	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	103.791	0.000		105.291	0.000

Next Page

2) 근 입 식 검 토 : d = 1.50 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* o 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -5.450 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. (4.826 + 5.931) x 0.5 x 0.850 x 0.440 x 0.6 = 1.206 tf-m
2. (4.021 + 4.952) x 0.5 x 0.700 x 1.212 x 0.6 = 2.284 tf-m
3. (3.623 + 3.943) x 0.5 x 0.500 x 1.804 x 0.6 = 2.047 tf-m
4. (3.500 + 3.500) x 0.5 x 0.860 x 2.480 x 0.6 = 4.479 tf-m
5. (3.500 + 3.500) x 0.5 x 1.500 x 3.660 x 0.6 = 11.529 tf-m

Total moment (Ma) = 21.544 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. (92.088 + 105.291) x 0.5 x 1.500 x 3.677 x 0.6 = 326.569 tf-m

Total moment (Md) = 326.569 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = M_D / M_a = 326.569 / 21.544$$

$$= 15.158 > 1.20 \quad \text{O.K.}$$

Next Page

II-2. 최종 굴착 전 단계 경우

1) 토압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주동 토압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \theta/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

σ : 상재하중 (= 1.5 t/m')

NO.	EL. (m)	C(t/m')		K _a		수압 (t/m')	토압(t/m')		계 (t/m')	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-3.800	0.5	0.5	0.376	0.376	0.300	2.380	2.380	2.680	2.680
									h= 0.30 Rt= 0.80	
2	-5.450	0.5	0.5	0.376	0.376	1.950	2.876	2.876	4.826	4.826
									h= 1.65 Rt= 0.80	
3	-5.950	0.5	0.5	0.376	0.376	2.450	3.026	3.026	5.476	5.476
									h= 0.50 Rt= 0.80	
4	-6.300	0.5	1.9	0.376	0.347	2.800	3.131	1.221	5.931	4.021
									h= 0.35 Rt= 0.80	
5	-7.000	1.9	2.9	0.347	0.320	3.500	1.452	0.123	4.952	3.623
									h= 0.70 Rt= 0.95	
6	-7.500	2.9	25.0	0.320	0.295	3.500	0.283	0.000	3.783	3.500
									h= 0.50 Rt= 1.00	
7	-9.860	25.0	0.0	0.295	0.000	3.500	0.000	0.000	3.500	3.500
									h= 2.36 Rt= 1.30	

* 수동 토압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \theta/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m')		K _p		수압 (t/m')	토압(t/m')		계 (t/m')	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-5.950	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632
									h= 0.35 Rt= 0.80	
2	-6.300	0.5	1.9	2.663	2.882	0.350	2.377	7.258	2.727	7.608
									h= 0.70 Rt= 0.95	
3	-7.000	1.9	2.9	2.882	3.124	1.050	9.175	13.204	10.225	14.254
									h= 0.50 Rt= 1.00	
4	-7.500	2.9	25.0	3.124	3.392	1.550	14.766	96.990	16.316	98.540
									h= 2.36 Rt= 1.30	
5	-9.860	25.0	0.0	3.392	0.000	3.910	107.397	0.000	111.307	0.000

Next Page

2) 근 입 식 겹 토 : d = 3.91 m 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -3.800 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (2.680 + 4.826) x 0.5 x 1.650 x 0.904 x 0.6 = 3.357 tf-m
2. (4.826 + 5.476) x 0.5 x 0.500 x 1.905 x 0.6 = 2.944 tf-m
3. (5.476 + 5.931) x 0.5 x 0.350 x 2.327 x 0.6 = 2.788 tf-m
4. (4.021 + 4.952) x 0.5 x 0.700 x 2.862 x 0.6 = 5.393 tf-m
5. (3.623 + 3.783) x 0.5 x 0.500 x 3.452 x 0.6 = 3.834 tf-m
6. (3.500 + 3.500) x 0.5 x 2.360 x 4.880 x 0.6 = 24.185 tf-m

Total moment (Ma) = 42.502 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. (1.632 + 2.727) x 0.5 x 0.350 x 2.340 x 0.6 = 1.071 tf-m
2. (7.608 + 10.225) x 0.5 x 0.700 x 2.867 x 0.6 = 10.737 tf-m
3. (14.254 + 16.316) x 0.5 x 0.500 x 3.456 x 0.6 = 15.845 tf-m
4. (98.540 + 111.307) x 0.5 x 2.360 x 4.904 x 0.6 = 728.583 tf-m

Total moment (Mb) = 756.236 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

S.F = Mb / Ma = 756.236 / 42.502

= 17.793 > 1.20 O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위, 전단력, 모멘트 및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위: t/m²/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.00	2 -2.65	3 -4.30	4 -5.95	5 -8.36	6 -8.36	
1	0.000	0.59	0.59	0.59	0.59	0.59	4.20	4.20
	-0.500	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	4.20	4.20
2	-0.500	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	4.20	4.20
	-1.000	1.45	1.32	1.29	1.29	1.29	4.20	4.20
3	-1.000	1.53	1.40	1.30	1.29	1.29	4.20	4.20
	-1.600	1.10	1.71	1.71	1.71	1.71	4.20	4.20
4	-1.600	2.46	2.24	2.12	2.01	1.77	10.48	10.48
	-2.150	2.62	2.38	2.20	2.06	1.76	10.48	10.48
5	-2.150	2.62	2.38	2.20	2.06	1.76	10.48	10.48
	-2.650	2.75	2.52	2.29	2.11	1.75	10.48	10.48
6	-2.650	2.75	2.52	2.29	2.11	1.75	10.48	10.48
	-3.000	1.25	1.09	0.83	0.83	0.83	10.48	10.48
7	-3.000	0.02	1.62	1.95	1.95	1.95	4.04	4.04
	-3.500	0.00	1.46	2.29	2.29	2.29	4.04	4.04
8	-3.500	0.00	1.46	2.29	2.29	2.29	4.04	4.04
	-3.800	0.00	1.72	2.49	2.49	2.49	4.04	4.04
9	-3.800	0.00	1.72	2.49	2.49	2.49	4.04	4.04
	-4.300	0.00	2.16	2.83	2.83	2.83	4.04	4.04
10	-4.300	0.00	2.16	2.83	2.83	2.83	4.04	4.04
	-4.875	0.00	2.65	3.33	3.22	3.22	4.04	4.04
11	-4.875	0.00	2.65	3.33	3.22	3.22	4.04	4.04
	-5.450	0.00	3.15	3.82	3.61	3.61	4.04	4.04
12	-5.450	0.00	3.15	3.82	3.61	3.61	4.04	4.04
	-5.950	0.00	3.58	4.26	3.95	3.95	4.04	4.04
13	-5.950	0.00	3.58	4.26	4.06	3.95	4.04	4.04
	-6.300	0.00	3.88	4.56	4.25	4.18	4.04	4.18
14	-6.300	0.00	2.09	2.67	2.33	2.19	4.01	4.01
	-7.000	0.00	2.68	3.26	2.87	2.67	4.01	4.01
15	-7.000	0.00	0.00	0.00	0.45	1.24	3.79	3.79
	-7.500	0.00	0.00	0.00	0.53	1.56	3.79	3.79
16	-7.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.97	3.97
	-8.360	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.97	3.97
17	-8.360	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-9.110	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	-9.110	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-9.860	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		2.75	3.88	4.56	4.25	4.18	10.48	10.48

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.00	2 -2.65	3 -4.30	4 -5.95	5 -8.36	6 -8.36	
1	0.000	4.56	4.64	4.54	4.55	4.61	0.44	4.64
2	-0.500	4.03	4.31	4.35	4.42	4.51	0.54	4.51
3	-1.000	3.51	3.97	4.17	4.29	4.42	0.63	4.42
4	-1.600	2.89	3.56	3.93	4.13	4.30	0.72	4.30
5	-2.150	2.33	3.15	3.70	3.96	4.17	0.77	4.17
6	-2.650	1.86	2.76	3.48	3.81	4.06	0.79	4.06
7	-3.000	1.55	2.48	3.32	3.71	3.98	0.78	3.98
8	-3.500	1.15	2.08	3.07	3.54	3.86	0.76	3.86
9	-3.800	0.93	1.86	2.91	3.44	3.78	0.74	3.78
10	-4.300	0.62	1.51	2.63	3.25	3.64	0.74	3.64
11	-4.875	0.35	1.16	2.28	2.99	3.43	0.76	3.43
12	-5.450	0.15	0.85	1.91	2.65	3.13	0.81	3.13
13	-5.950	0.03	0.63	1.57	2.29	2.81	0.87	2.81
14	-6.300	-0.03	0.49	1.33	2.01	2.54	0.92	2.54
15	-7.000	-0.11	0.25	0.86	1.40	1.91	0.97	1.91
16	-7.500	-0.13	0.11	0.55	0.97	1.43	0.95	1.43
17	-8.360	-0.14	-0.09	0.07	0.28	0.61	0.80	0.80
18	-9.110	-0.14	-0.23	-0.31	-0.30	-0.09	0.60	0.60
19	-9.860	-0.13	-0.37	-0.69	-0.86	-0.78	0.39	0.00
MAX.		4.56	4.64	4.54	4.55	4.61	0.97	4.64

Next Page

3) 각 접점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.00	2 -2.65	3 -4.30	4 -5.95	5 -8.36	6 -8.36	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	0.38	0.38	0.38	0.38	0.38	2.10	2.10
2	-0.500	-0.38	3.31	0.25	0.57	0.87	5.15	5.15
	-1.000	0.98	-2.75	0.30	-0.02	-0.31	-3.05	-3.05
3	-1.000	-0.83	2.75	-0.30	0.02	0.31	3.05	3.05
	-1.600	1.36	-1.81	1.21	0.88	0.59	-0.54	-1.81
4	-1.600	-0.87	1.81	-1.21	-0.88	-0.59	0.54	1.81
	-2.150	1.83	-0.54	2.39	2.00	1.56	5.23	5.23
5	-2.150	-1.47	0.54	5.06	1.57	1.27	5.19	5.19
	-2.650	2.50	0.69	-3.94	-0.53	-0.39	0.05	-3.94
6	-2.650	-2.26	-0.58	3.94	0.53	0.39	-0.05	3.94
	-3.000	2.51	0.97	-3.39	-0.02	0.06	3.72	3.72
7	-3.000	-1.56	-0.88	3.39	0.01	-0.06	-3.72	-3.72
	-3.500	1.56	1.22	-2.33	1.05	1.13	5.74	5.74
8	-3.500	-0.80	-1.01	2.33	-1.05	-1.12	-5.74	-5.74
	-3.800	0.80	1.10	-1.61	1.76	1.84	6.95	6.95
9	-3.800	-0.11	-0.83	1.61	5.37	2.76	3.12	5.37
	-4.300	0.11	1.03	-0.28	-4.04	-1.43	-1.10	-4.04
10	-4.300	0.62	-0.52	0.41	4.04	1.43	1.10	4.04
	-4.875	-0.62	0.91	0.90	-2.30	0.31	1.22	-2.30
11	-4.875	1.13	-0.25	-0.62	2.30	-0.31	-1.22	2.30
	-5.450	-1.13	0.92	1.90	-0.34	2.27	3.54	3.54
12	-5.450	1.36	-0.24	-1.40	0.34	4.25	7.38	7.38
	-5.950	-1.36	1.12	2.50	1.55	-2.36	-5.36	-5.36
13	-5.950	1.40	-0.58	-1.99	-1.49	2.36	5.36	5.36
	-6.300	-1.40	1.38	2.82	2.71	-0.94	-3.94	-3.94
14	-6.300	1.34	-0.74	-2.15	-2.55	0.94	3.94	3.94
	-7.000	-1.34	1.55	2.47	2.59	0.76	-1.13	2.59
15	-7.000	1.12	-0.37	-1.08	-1.48	-0.76	1.13	-1.48
	-7.500	-1.12	0.37	1.08	1.48	1.47	0.76	1.48
16	-7.500	0.82	0.19	-0.06	-0.51	-1.47	-0.76	-1.47
	-8.360	-0.82	-0.19	0.06	0.51	1.47	4.18	4.18
17	-8.360	0.42	0.35	0.36	0.04	-0.55	-2.01	-2.01
	-9.110	-0.42	-0.35	-0.36	-0.04	0.55	2.01	2.01
18	-9.110	0.07	0.12	0.16	0.08	-0.04	-0.47	-0.47
	-9.860	-0.07	-0.12	-0.16	-0.08	0.04	0.51	0.51
MAX.		2.51	3.31	5.06	5.37	4.25	7.38	7.38

Next Page

4) 각 절점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.00	2 -2.65	3 -4.30	4 -5.95	5 -8.36	6 -8.36	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.52	0.52
3	-1.000	0.42	-1.43	0.09	-0.07	-0.21	-1.53	-1.53
4	-1.600	1.11	-2.81	0.53	0.18	-0.14	-2.60	-2.81
5	-2.150	1.84	-3.46	1.52	0.98	0.45	-1.31	-3.46
6	-2.650	2.83	-3.43	-0.73	0.45	0.04	-2.60	-3.43
7	-3.000	3.68	-3.15	-2.00	0.37	-0.01	-1.94	3.68
8	-3.500	4.46	-2.61	-3.43	0.62	0.28	0.43	4.46
9	-3.800	4.70	-2.29	-4.03	1.04	0.72	2.33	4.70
10	-4.300	4.75	-1.83	-4.51	-1.32	-0.33	1.27	4.75
11	-4.875	4.39	-1.43	-4.37	-3.16	-0.67	1.31	4.39
12	-5.450	3.74	-1.11	-3.64	-3.92	0.06	2.68	-3.92
13	-5.950	3.06	-0.78	-2.67	-3.63	-1.59	-0.50	-3.63
14	-6.300	2.57	-0.44	-1.83	-2.89	-2.17	-2.13	-2.89
15	-7.000	1.63	0.32	-0.20	-1.09	-2.25	-3.91	-3.91
16	-7.500	1.07	0.51	0.34	-0.35	-1.70	-4.00	-4.00
17	-8.360	0.37	0.35	0.39	0.10	-0.44	-1.88	-1.88
18	-9.110	0.05	0.09	0.12	0.06	-0.03	-0.37	-0.37
19	-9.860	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		4.75	-3.46	-4.51	3.92	2.25	4.00	4.75

Next Page

Page No : 13

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1	2	3	4	5	6	
		-1.00	-2.65	-4.30	-5.95	-8.36	-8.36	
2	-0.500	0.00	-3.69	-0.63	-0.95	-1.25	-7.25	-7.25
5	-2.150	0.00	0.00	-7.45	-3.57	-2.83	-10.42	-10.42
9	-3.800	0.00	0.00	0.00	-7.13	-4.61	-10.07	-10.07
12	-5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	-6.52	-10.92	-10.92
MAX.		0.00	-3.69	-7.45	-7.13	-6.52	-10.92	-10.92

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다. 여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

- 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
- 처짐의 체적 Vs를 구한다. (평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
- 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
- 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
- D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
- 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절점 번호	Elevation (m)	변위량 (cm)	절점 번호	Elevation (m)	변위량 (cm)
1	0.000	0.46378	2	-0.500	0.45141
3	-1.000	0.44228	4	-1.600	0.42969
5	-2.150	0.41689	6	-2.650	0.40604
7	-3.000	0.39809	8	-3.500	0.38562
9	-3.800	0.37771	10	-4.300	0.36383
11	-4.875	0.34286	12	-5.450	0.31343
13	-5.950	0.28068	14	-6.300	0.25354
15	-7.000	0.19118	16	-7.500	0.14346
17	-8.360	0.07978	18	-9.110	0.06038

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

$$Vs = 0.02833 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 굴착 폭 (B) 및 굴착 심도 (Hw)

$$B = 14.0 \text{ m} \quad Hw = 8.4 \text{ m}$$

Next Page

4) 굴착 거리 (Ht)

$$\begin{aligned} \text{평균 내부마찰각 } \phi &= 23.31 \text{ 도} \\ H_b &= 0.5 \times B \times \tan (45 + \phi/2) \\ &= 0.5 \times 14.0 \times \tan (45 + 23.31/2) = 10.64 \text{ m} \\ H_t &= H_b + H_w = 10.64 \text{ m} + 8.36 \text{ m} = 19.00 \text{ m} \end{aligned}$$

5) 침하역향 거리 (D)

$$\begin{aligned} D &= H_t \times \tan (45 - \phi/2) \\ &= 19.00 \text{ m} \times \tan (45 - 23.31/2) = 12.50 \text{ m} \end{aligned}$$

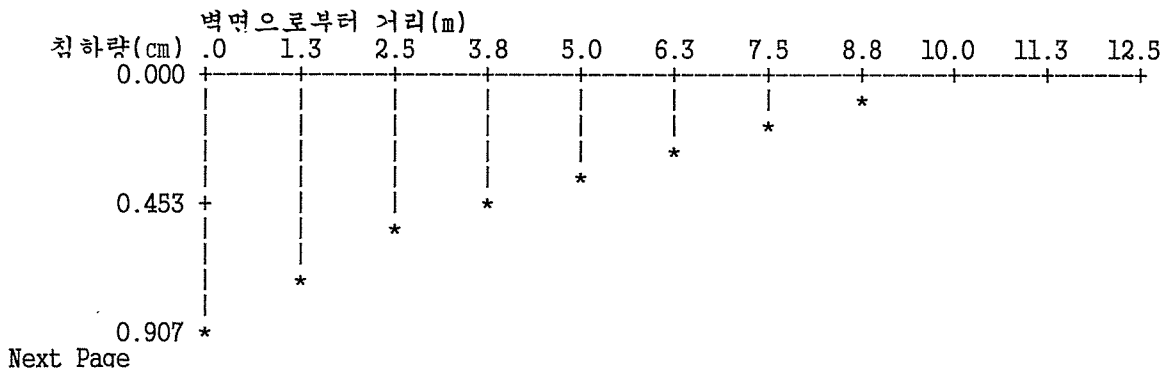
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

$$\begin{aligned} S_w &= 4 \times V_s / D = 4 \times 0.02833 / 12.50 \\ &= 0.009066 \text{ m} = 0.907 \text{ cm} \end{aligned}$$

7) 거리별 침하량 (Si) 및 접점간 침하구배

$$S_i = S_w \times ((D - X_i)/D)^2 = 0.907 \times ((12.50 - X_i)/12.50)^2$$

접점 NO.	거리 Xi(m)	침하량 Si(cm)	접점간 부등침하량	접점 NO.	거리 Xi(m)	침하량 Si(cm)	접점간 부등침하량
1	0.000	0.90659	0.000 1/ 0	2	1.250	0.73433	0.172 1/ 726
3	2.500	0.58021	0.154 1/ 811	4	3.750	0.44423	0.136 1/ 919
5	5.000	0.32637	0.118 1/1061	6	6.250	0.22665	0.100 1/1254
7	7.500	0.14505	0.082 1/1532	8	8.751	0.08159	0.063 1/1970
9	10.001	0.03626	0.045 1/2758	10	11.251	0.00907	0.027 1/4596
11	12.501	0.00000	0.009 1/9999				



V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.00	2 -2.65	3 -4.30	4 -5.95	5 -8.36	6 -8.36	
1	-0.500	0.00	3.69	0.63	0.95	1.25	7.25	7.25
2	-2.150	0.00	0.00	7.45	3.57	2.83	10.42	10.42
3	-3.800	0.00	0.00	0.00	7.13	4.61	10.07	10.07
4	-5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	6.52	10.92	10.92
MAX.		0.00	3.69	7.45	7.13	6.52	10.92	10.92

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

$$\text{축력}(T) = \text{반력}(F) \times \text{버팀보 설치각도} / \cos(\text{설치각도})$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 7.255 \times 2.000 / \cos(45.0) = 20.519 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 10.423 \times 2.000 / \cos(45.0) = 29.481 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 10.070 \times 2.000 / \cos(45.0) = 28.483 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 4] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 10.921 \times 2.000 / \cos(45.0) = 30.889 \text{ (ton)}$$

○ Strut 의 최대축력

NO. 4 : Tmax = 30.889 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계
 =====

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 4
 $T_{max} = 30.889 \text{ (ton)}$
 . 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
 . Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
 . 탄 성 계 수 (E) = $0.210 \times 10^7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²)
 . 단 면 제 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단면2차 반경 각축방향(Rx) = 10.800 (cm)
 약축방향(Ry) = 6.290 (cm)
 . Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 산

설계축력 (T) = 42.889 (ton)
 설계휨모멘트 = $W_d \times L \times L / 8 = 0.500 \times 5.050 \times 2 / 8.0 = 1.594 \text{ (t.m)}$
 $f(c) = N \times 1000 / A = 42.889 \times 1000 / 92.180 = 465.279 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 $f(b) = M \times 100000 / Z_x = 1.594 \times 100000 / 867.000 = 183.842 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

(2) L1/Rx. L2/Ry. L2/B 계 산

$L1/Rx = 505.000 / 10.800 = 46.759$. $L2/Ry = 379.000 / 6.290 = 60.254$
 $L2/B = 379.000 / 25.000 = 15.160$

(3) 각 축 방 향 검 토 (Rx)

0. f(cax). f(ca0). f(eax) 계 산

$f(ca0) = 1.5 \times 1400.0 \times 1.00 = 2100.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$20 < L/R < 93$;

$f(Cax) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$
 $= (2.100 - 13 (46.76 - 20)) \times 1.00 = 1752.130 \text{ kg/cm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (46.759 \times 46.759) = 8232.604 \text{ kg/cm}^2$

0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(c)} + \frac{f(b)}{f(b)}$$

$$= \frac{465.28}{1752.13} + \frac{183.84}{2100.00(1.0 - 465.28/8232.60)}$$

$$= 0.27 + 0.09 = 0.36$$

따 라 서 . $F = 0.358 < 1.0$ O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)

0. f(cay). f(bax). f(eax) 계 산

$L/B > 4.5$; $f(bax) = (2100 - 36 \times (L/B - 4.5)) \times 1.00 = 1716.2 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$20 < L/R < 93$;

$f(Cay) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$
 $= (2.100 - 13 (60.25 - 20)) \times 1.00 = 1576.693 \text{ kg/cm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (60.254 \times 60.254) = 4957.873 \text{ kg/cm}^2$

0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(c)} + \frac{f(b)}{f(b)}$$

$$= \frac{465.28}{1576.69} + \frac{183.84}{1716.24(1.0 - 465.28/4957.87)}$$

$$= 0.30 + 0.12 = 0.41$$

따 라 서 . $F = 0.413 < 1.0$ O.K

Next Page

Page No : 19

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 각 재 Type	설계축력 (Ton/개소)	f(c) (kg/cm ²)	f(b) (kg/cm ²)	안 전 강축	율 약축	C H E C K 강축	C K 약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	20.519	352.780	183.842	0.29	0.34	O.K	O.K
2	-2.150	H-250X250X9X14@1	29.481	449.998	183.842	0.35	0.40	O.K	O.K
3	-3.800	H-250X250X9X14@1	28.483	439.173	183.842	0.34	0.40	O.K	O.K
4	-5.450	H-250X250X9X14@1	30.889	465.279	183.842	0.36	0.41	O.K	O.K

Next Page

VI. 얹지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 얹지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
 * 탄성계수 (E) = 21000E+07 (kgf/cm²)
 * 단면적 (A) = 173.200 (cm²)
 * 단면 2차 모멘트 (IX) = 32400.0 (cm⁴)
 * 단면적 제수 (Zx) = 1800.00 (cm³)
 * 단면 2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 * 단면 2차 반경 약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
 * 얹지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
 * 얹지말뚝의 설치 간격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계산
 최대 휨 모멘트 = 4.752 x 0.600 = 2.851 (tf-m) [at Nodal point No.10 : Step 1]
 $f(c) = N \times 1000 / A = 0.000 \times 1000 / 173.200 = 0.000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
 $f(b) = M \times 100000 / Zx = 2.851 \times 100000 / 1800.000 = 158.395 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계산
 $L/B = 366.000 / 60.000 = 6.100$. $L/Rx = 366.000 / 7.560 = 48.413$

소요 단면적 제수 $Zx = \text{Max. } M / f(BA)$
 $= 2.851 \times 1.0E+5 / 2700.0$
 $= 105.597 \text{ (cm}^3\text{)}$

강널말뚝자의 이음강성은 실험의 결과 전체강성의 60%이므로 소요단면적 제수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소요 단면적 제수 $Zx = 105.6 / 0.6 = 176.0$

따라서 . $175.995 < 1800.000$ O.K

2) 전단력 검토

최대 전단력 = $7.377 \times 0.600 = 4.426 \text{ (tf)}$

전단강도 = S_{max} / A_w
 $= 4.426 \times 1000 / 173.200$
 $= 25.554 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

따라서 . $25.554 < 1500.000$ O.K

Next Page

VII. 따 장 (WALE) 의 응 력 검 토

- 1) 최대축력 작용지점의 WALE CHECK . 따장의 종류 : 연 속 보
 . 최대축력 버팀보 NO. = 4 . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
 . 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²) . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

- (1) 작용하중 (Pmax) 및 축력 (N) 계산 : Wale 의 수 = 1
 버팀보에 작용하는 최대축력 = 30.889 tf/ea
 작용하중 = T x COS(θ) / L = 30.889 x COS(45.00) / 2.000 = 10.921 tf/m
 축력계산 = P x L1 - P x Tan(θ) x L2
 = 10.921 x 3.000 - 10.921 x 0.000 x 0.000 = 32.763 (tf)

(2) 축박항력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 계산

$$\begin{aligned} \text{최대 휨 모멘트} &= 10.921 \times 2.000 \times 2.000 / 10.000 = 4.368 \text{ tf-m} \\ f(c) &= N \times 1000 / A = 32.763 \times 1000 / 92.180 = 355.426 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ f(b) &= M \times 100000 / Zx = 4.368 \times 100000 / 867.000 = 503.855 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(나) L1/Rx, L2/Rv, L2/B 계산

$$\begin{aligned} L1/Rx &= 200.000 / 10.800 = 18.519 \quad L2/Rv = 200.000 / 6.290 = 31.797 \\ L2/B &= 200.000 / 25.000 = 8.000 \end{aligned}$$

(다) 각 축박항 검토 (수평박항 . Rx)

0. f(cax), f(ca0), f(eax) 계산

$$L/B > 4.5 ;$$

$$f(ca0) = (2.100 - 36 \times (L/B - 4.5)) \times 1.00 = 1974.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$L/R < 20 ;$$

$$f(Cax) = 2.100 \times 1.00 = 2100.00 \text{ kg/cm}^2$$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (18.519 \times 18.519) = 52488.000 \text{ kg/cm}^2$$

0. 응력 검토

$$\begin{aligned} F &= \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]} \\ &= \frac{355.43}{2100.00} + \frac{503.86}{1974.00(1.0 - 355.43/52488.00)} \\ &= 0.17 + 0.26 = 0.43 \end{aligned}$$

$$\text{따 라 서 } F = 0.426 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

(라) 약 축박항 검토 (수직박항 . Rv)

0. f(cav), f(bax), f(eax) 계산

$$L/B > 4.5 ;$$

$$f(bax) = (2.100 - 36 \times (L/B - 4.5)) \times 1.00 = 1974.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$20 < L/R < 93 ;$$

$$f(Cav) = (2.100 - 13 \times (L/R - 20)) \times 1.00$$

$$= (2.100 - 13 \times (31.80 - 20)) \times 1.00 = 1946.646 \text{ kg/cm}^2$$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$$f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (31.797 \times 31.797) = 17803.846 \text{ kg/cm}^2$$

0. 응력 검토

$$\begin{aligned} F &= \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]} \\ &= \frac{355.43}{1946.65} + \frac{503.86}{1974.00(1.0 - 355.43/17803.85)} \\ &= 0.18 + 0.26 = 0.44 \end{aligned}$$

$$\text{따 라 서 } F = 0.443 < 1.0 \quad \text{O.K}$$

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

$$\begin{aligned} \text{최대 전단력} &= 10.921 \times 2.000 \times (6.00 / 10.00) = 13.105 \text{ (tf)} \\ A_w &= T1 \times (H - T2 \times 2) \times 0.01 \\ &= 9.0 \times 222.0 \times 0.01 = 19.980 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{전 단 강 도} &= \text{Max. S} / A_w = 13.105 \times 1000 / 19.980 = 655.920 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \text{따 라 서} & \quad 655.920 \text{ kgf/cm}^2 < 1200.000 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

2) 각 단 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 각 재 Type	작용하중 (Tf/m)	단 면 력 M(tf-m) N(t)	전단강도 S(t) (kgf/cm ²)	휨안전율 강축 약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	7.25	2.90 21.76	8.71 435.72	0.28 0.29
2	-2.15	H-250X250X9X14@1	10.42	4.17 31.27	12.51 626.01	0.41 0.42
3	-3.80	H-250X250X9X14@1	10.07	4.03 30.21	12.08 604.82	0.39 0.41
4	-5.45	H-250X250X9X14@1	10.92	4.37 32.76	13.11 655.92	0.43 0.44

THE END

8.5.3 P4,P6 버팀보 사보강

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질점수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (t/m ³)	N	점착력 (t/m ²)	전단 저항각(D ₀)	토질 형태	지반반력계수 (t/m ²)	마찰저항 (kgf/cm ²)
1	0.000	-1.600	1.80	5	0.000	26.00	FILL	1328.189	0.00
2	-1.600	-3.300	1.75	7	3.000	0.00	CLAY	1522.607	0.00
3	-3.300	-8.000	1.80	50	0.500	27.00	SAND	3382.672	0.00
4	-8.000	-9.000	1.95	50	1.900	29.00	WEA.SOIL	3382.672	0.00
5	-9.000	-10.500	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
6	-10.500	-15.000	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	3382.672	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식		COULOMB식		CAQUOT & KERISEL		점지토압 Ko
			Ka	Ko	Ka	Ko	Ka	Ko	
1	0.000	-1.600	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
2	-1.600	-3.300	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	-3.300	-8.000	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
4	-8.000	-9.000	0.347	2.882	0.309	5.600	0.347	4.607	0.515
5	-9.000	-10.500	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
6	-10.500	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (t/m ²)
1	0.000	20.000	0.000	1.500

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

- * 지하수위 고려하는 시점 EL. = -3.500 (m)
- * 지하수위 고려하는 종점 EL. = -9.000 (m)
- * 물의 단위중량 = 1.000 (t/m³)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

- * 최종 굴착바닥 EL. = -10.000 (m)
 - * 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
 - * 총 굴착 단계의 수 = 7
 - * 굴착 단계별 Elevation(m) =
- | | | | | |
|---------|---------|--------|--------|--------|
| -1.000 | -2.650 | -4.300 | -5.950 | -7.600 |
| -10.000 | -10.000 | | | |

Next Page

I-5. 얹지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽)의 제원

- 1) 사용 얹지말뚝(H-Pile, SLURRY WALL등의)의 규격 : U-600X180X13.4
- * 타 성 계 수 (E) = 2100000. (kgf/cm²)
 - * 단 면 적 (A) = 173.2 (cm²)
 - * 단 면 2 차 모 멘 트(Ix) = 32400.0 (cm⁴)
 - * 단 면 계 수 (Zx) = 1800.0 (cm³)
 - * 단 면 2 차 반 경 각축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 - 약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
 - * 얹지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
 - * 얹지말뚝 설치 간 격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	타 성 계 수(E) (kgf/cm ²)	단 면 적(A) (cm ²)	단 면 2 차 반 경 (cm) Rx	단 면 계 수 Ry	단 면 계 수 Zx(cm ³)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단 면 적(A) (cm ²)	단 면 2 차 반 경 (cm) Rx	단 면 계 수(Z) (cm ³)
1	H-250X250X9X14	92.180	10.800	867.00

Next Page

Page No : 3

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I-7. 각 단계 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버 팀 보 형 식	설치각 (D0)	자유 각측	정착장 약측	설치각 격 (m)	Cable Spring 수(ea)	점수 (t/m)	S/Type 하계압력	W A L E Type	설치 수
1	-0.500	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1
2	-2.150	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1
3	-3.800	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1
4	-5.450	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1
5	-7.100	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 제 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (Kgf/cm ²)
1. 축방향 인장	1.400 x 1.5 = 2.100
2. 축방향 압축	L/R ≤ 20 1.400 x 1.5 = 2.100
L(Cm):유효 좌굴장	20 < L/R < 93 2.100 - 13 (L/R - 20)
R(Cm):단면 2차반경	93 ≤ L/R $\frac{18.000.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력	인 장 1.400 x 1.5 = 2.100
B:압축Flange폭	압 축 L/B ≤ 4.5 1.400 x 1.5 = 2.100
L:Flange 고정 접각거리	
	4.5 < L/B ≤ 30 2.100 - 36(L/B - 4.5)
4. 전단응력	800 x 1.5 = 1.200
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토류벽의 근입심도 검토

토류벽의 근입깊이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.

- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 역약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽 등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한 토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전 단계 경우에 대하여 실시하며, 수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최종 굴착 경우

1) 토 압 계산 : Bv method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계산

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

σ : 상재하중 (= 1.5 t/m²)

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _a		수 압 (t/m ²)		토 압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)			(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-7.100	0.5	0.5	0.376	0.376	3.600	3.366	3.366		h= 1.65 Rt= 0.80 6.966	6.966
2	-8.000	0.5	1.9	0.376	0.347	4.500	3.636	1.688		h= 0.90 Rt= 0.80 8.136	6.188
3	-9.000	1.9	2.9	0.347	0.320	5.500	2.017	0.645		h= 1.00 Rt= 0.95 7.517	6.145
4	-10.000	2.9	2.9	0.320	0.320	5.500	1.285	1.285		h= 1.00 Rt= 2.00 6.785	6.785
5	-10.500	2.9	25.0	0.320	0.295	5.500	1.605	0.000		h= 0.50 Rt= 2.00 7.105	5.500
6	-11.500	25.0	0.0	0.295	0.000	5.500	0.000	0.000		h= 1.00 Rt= 2.30 5.500	5.500

* 수 동 토 압 계산

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _p		수 압 (t/m ²)		토 압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)			(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-10.000	0.0	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251		h= 0.50 Rt= 2.00 0.000	10.251
2	-10.500	2.9	25.0	3.124	3.392	0.500	13.375	95.480		h= 1.00 Rt= 2.30 13.875	95.980
3	-11.500	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	103.282	0.000		104.782	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : $d = 1.50 \text{ m}$ 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -7.100 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(6.966 + 8.136) \times 0.5 \times 0.900 \times 0.462 \times 0.6 = 1.882 \text{ tf-m}$
2. $(6.188 + 7.517) \times 0.5 \times 1.000 \times 1.416 \times 0.6 = 5.823 \text{ tf-m}$
3. $(6.145 + 6.785) \times 0.5 \times 1.000 \times 2.408 \times 0.6 = 9.341 \text{ tf-m}$
4. $(6.785 + 7.105) \times 0.5 \times 0.500 \times 3.152 \times 0.6 = 6.567 \text{ tf-m}$
5. $(5.500 + 5.500) \times 0.5 \times 1.000 \times 3.900 \times 0.6 = 12.870 \text{ tf-m}$

Total moment (Ma) = 36.483 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(10.251 + 13.875) \times 0.5 \times 0.500 \times 3.163 \times 0.6 = 11.445 \text{ tf-m}$
2. $(95.980 + 104.782) \times 0.5 \times 1.000 \times 3.907 \times 0.6 = 235.332 \text{ tf-m}$

Total moment (Mb) = 246.778 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = M_b / M_a = 246.778 / 36.483$$

$$= 6.764 > 1.20 \quad \text{O.K.}$$

Next Page

II-2. 최종 굴착 전 단계 경우

1) 토압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주동 토압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

σ : 상재하중 (= 1.5 t/m²)

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _a		수압 (t/m ²)	토압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-5.450	0.5	0.5	0.376	0.376	1.950	2.870	2.870	4.820	4.820
									h= 1.65 Rt= 0.80	
2	-7.100	0.5	0.5	0.376	0.376	3.600	3.366	3.366	6.966	6.966
									h= 1.65 Rt= 0.80	
3	-7.600	0.5	0.5	0.376	0.376	4.100	3.516	3.516	7.616	7.616
									h= 0.50 Rt= 0.80	
4	-8.000	0.5	1.9	0.376	0.347	4.500	3.636	1.688	8.136	6.188
									h= 0.40 Rt= 0.80	
5	-9.000	1.9	2.9	0.347	0.320	5.500	2.017	0.645	7.517	6.145
									h= 1.00 Rt= 0.95	
6	-10.500	2.9	25.0	0.320	0.295	5.500	1.125	0.000	6.625	5.500
									h= 1.50 Rt= 1.00	
7	-11.500	25.0	0.0	0.295	0.000	5.500	0.000	0.000	5.500	5.500
									h= 1.00 Rt= 1.30	

* 수동 토압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _p		수압 (t/m ²)	토압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-7.600	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632
									h= 0.40 Rt= 0.80	
2	-8.000	0.5	1.9	2.663	2.882	0.400	2.484	7.373	2.884	7.773
									h= 1.00 Rt= 0.95	
3	-9.000	1.9	2.9	2.882	3.124	1.400	10.111	14.219	11.511	15.619
									h= 1.50 Rt= 1.00	
4	-10.500	2.9	25.0	3.124	3.392	2.900	18.905	101.485	21.805	104.385
									h= 1.00 Rt= 1.30	
5	-11.500	25.0	0.0	3.392	0.000	3.900	105.894	0.000	109.794	0.000

Next Page

2) 근 입 십 검 토 : $d = 3.90 \text{ m}$ 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -5.450 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ($4.820 + 6.966$) $\times 0.5 \times 1.650 \times 0.875 \times 0.6 = 5.105 \text{ tf-m}$
2. ($6.966 + 7.616$) $\times 0.5 \times 0.500 \times 1.904 \times 0.6 = 4.164 \text{ tf-m}$
3. ($7.616 + 8.136$) $\times 0.5 \times 0.400 \times 2.352 \times 0.6 = 4.446 \text{ tf-m}$
4. ($6.188 + 7.517$) $\times 0.5 \times 1.000 \times 3.066 \times 0.6 = 12.606 \text{ tf-m}$
5. ($6.145 + 6.625$) $\times 0.5 \times 1.500 \times 4.309 \times 0.6 = 24.762 \text{ tf-m}$
6. ($5.500 + 5.500$) $\times 0.5 \times 1.000 \times 5.550 \times 0.6 = 18.315 \text{ tf-m}$

Total moment (Ma) = 69.399 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. ($1.632 + 2.884$) $\times 0.5 \times 0.400 \times 2.368 \times 0.6 = 1.283 \text{ tf-m}$
2. ($7.773 + 11.511$) $\times 0.5 \times 1.000 \times 3.082 \times 0.6 = 17.832 \text{ tf-m}$
3. ($15.619 + 21.805$) $\times 0.5 \times 1.500 \times 4.341 \times 0.6 = 73.111 \text{ tf-m}$
4. ($104.385 + 109.794$) $\times 0.5 \times 1.000 \times 5.554 \times 0.6 = 356.878 \text{ tf-m}$

Total moment (Mp) = 449.105 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$\begin{aligned} S.F &= M_p / M_a = 449.105 / 69.399 \\ &= 6.471 > 1.20 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위, 전단력, 모멘트 및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:t/m²/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)							MAX.
		1 -1.00	2 -2.65	3 -4.30	4 -5.95	5 -7.60	6 -10.00	7 -10.00	
1	0.000	0.68	0.65	0.65	0.64	0.63	0.59	4.95	4.95
	-0.500	1.09	1.02	0.97	0.95	0.94	0.94	4.95	4.95
2	-0.500	1.09	1.02	0.97	0.95	0.94	0.94	4.95	4.95
	-1.000	1.63	1.47	1.43	1.33	1.29	1.29	4.95	4.95
3	-1.000	1.71	1.55	1.50	1.41	1.29	1.29	4.95	4.95
	-1.600	1.41	1.71	1.71	1.71	1.71	1.71	4.95	4.95
4	-1.600	2.85	2.67	2.53	2.44	2.33	2.06	12.35	12.35
	-2.150	2.95	2.66	2.45	2.32	2.18	1.85	12.35	12.35
5	-2.150	2.95	2.66	2.45	2.32	2.18	1.85	12.35	12.35
	-2.650	3.02	2.75	2.47	2.30	2.12	1.73	12.35	12.35
6	-2.650	3.02	2.75	2.47	2.30	2.12	1.73	12.35	12.35
	-3.300	2.32	1.99	1.35	1.35	1.35	1.35	12.35	12.35
7	-3.300	0.82	1.53	2.15	2.15	2.15	2.15	4.76	4.76
	-3.500	0.87	1.47	2.28	2.28	2.28	2.28	4.76	4.76
8	-3.500	0.87	1.47	2.28	2.28	2.28	2.28	4.76	4.76
	-3.800	1.26	1.73	2.49	2.49	2.49	2.49	4.76	4.76
9	-3.800	1.26	1.73	2.49	2.49	2.49	2.49	4.76	4.76
	-4.300	1.95	2.16	2.83	2.83	2.83	2.83	4.76	4.76
10	-4.300	1.95	2.16	2.83	2.83	2.83	2.83	4.76	4.76
	-4.875	2.76	2.65	3.32	3.21	3.21	3.21	4.76	4.76
11	-4.875	2.76	2.65	3.32	3.21	3.21	3.21	4.76	4.76
	-5.450	3.57	3.15	3.82	3.60	3.60	3.60	4.76	4.76
12	-5.450	3.57	3.15	3.82	3.60	3.60	3.60	4.76	4.76
	-5.950	4.24	3.73	4.25	3.94	3.94	3.94	4.76	4.76
13	-5.950	4.24	3.73	4.25	3.94	3.94	3.94	4.76	4.76
	-6.525	0.00	4.08	4.75	4.44	4.33	4.33	4.76	4.76
14	-6.525	0.00	4.08	4.75	4.44	4.33	4.33	4.76	4.76
	-7.100	0.00	0.00	5.24	4.93	4.72	4.72	4.76	4.76
15	-7.100	0.00	0.00	5.24	4.93	4.72	4.72	4.76	4.76
	-7.600	0.00	0.00	5.68	5.37	5.06	5.06	4.76	5.06
16	-7.600	0.00	0.00	5.68	5.37	5.06	5.06	4.76	5.06
	-8.000	0.00	0.00	6.02	5.71	5.40	5.33	4.76	5.33
17	-8.000	0.00	0.00	4.14	3.74	3.35	3.25	4.74	4.74
	-9.000	0.00	0.00	4.98	4.58	4.19	3.93	4.74	4.74
18	-9.000	0.00	0.00	0.00	0.17	1.34	2.41	4.47	4.47
	-10.000	0.00	0.00	0.00	0.33	1.50	3.05	4.47	4.47
19	-10.000	0.00	0.00	0.00	0.33	1.50	3.05	0.00	0.00
	-10.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.88	0.00	0.00
20	-10.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-11.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		4.24	4.08	6.02	5.71	5.40	5.33	12.35	12.35

Next Page

2) 각 절점의 변위 집계표(단위:mm/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				5	6	7	MAX.
		1	2	3	4				
		-1.00	-2.65	-4.30	-5.95	-7.60	-10.00	-10.00	
1	0.000	6.63	6.86	6.66	6.62	6.68	6.76	0.70	6.86
2	-0.500	5.89	6.22	6.25	6.31	6.41	6.53	0.84	6.53
3	-1.000	5.15	5.59	5.85	5.99	6.15	6.31	0.98	6.31
4	-1.600	4.26	4.81	5.36	5.61	5.82	6.03	1.12	6.03
5	-2.150	3.48	4.08	4.90	5.27	5.53	5.78	1.19	5.78
6	-2.650	2.79	3.41	4.50	4.99	5.32	5.60	1.22	5.60
7	-3.300	1.98	2.55	3.99	4.67	5.08	5.43	1.17	5.43
8	-3.500	1.75	2.30	3.84	4.59	5.03	5.39	1.14	5.39
9	-3.800	1.43	1.94	3.61	4.47	4.96	5.36	1.10	5.36
10	-4.300	0.97	1.41	3.25	4.30	4.90	5.36	1.03	5.36
11	-4.875	0.56	0.90	2.85	4.13	4.85	5.38	0.97	5.38
12	-5.450	0.25	0.51	2.48	3.91	4.78	5.39	0.93	5.39
13	-5.950	0.06	0.25	2.17	3.67	4.66	5.36	0.94	5.36
14	-6.525	-0.07	0.05	1.83	3.32	4.43	5.21	0.98	5.21
15	-7.100	-0.15	-0.08	1.51	2.89	4.03	4.90	1.05	4.90
16	-7.600	-0.17	-0.14	1.23	2.46	3.56	4.48	1.13	4.48
17	-8.000	-0.18	-0.17	1.01	2.09	3.11	4.06	1.19	4.06
18	-9.000	-0.15	-0.17	0.50	1.13	1.83	2.71	1.19	2.71
19	-10.000	-0.09	-0.12	0.04	0.24	0.54	1.19	0.96	1.19
20	-10.500	-0.06	-0.10	-0.17	-0.19	-0.07	0.42	0.80	0.80
21	-11.500	0.01	-0.04	-0.57	-1.01	-1.29	-1.09	0.44	0.00
MAX.		6.63	6.86	6.66	6.62	6.68	6.76	1.22	6.86

Next Page

3) 각 접점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				5	6	7	MAX.
		1	2	3	4				
		-1.00	-2.65	-4.30	-5.95	-7.60	-10.00	-10.00	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	0.44	0.42	0.40	0.40	0.39	0.38	2.47	2.47
2	-0.500	-0.44	3.21	-0.08	0.16	0.76	0.90	6.63	6.63
	-1.000	1.13	-2.58	0.68	0.41	-0.20	-0.35	-4.16	-4.16
3	-1.000	-0.91	2.58	-0.68	-0.41	0.20	0.35	4.16	4.16
	-1.600	1.71	-1.61	1.65	1.34	0.70	0.55	-1.19	1.71
4	-1.600	-1.00	1.61	-1.65	-1.34	-0.70	-0.55	1.19	-1.65
	-2.150	2.38	-0.14	3.02	2.65	1.94	1.63	5.60	5.60
5	-2.150	-1.85	0.14	5.86	1.29	0.95	1.06	7.30	7.30
	-2.650	3.18	1.21	-4.63	-0.14	0.12	-0.17	-1.13	-4.63
6	-2.650	-2.71	-1.08	4.63	0.14	-0.12	0.17	1.13	4.63
	-3.300	4.04	1.78	-3.39	1.05	1.25	0.84	6.90	6.90
7	-3.300	-2.21	-1.65	3.39	-1.05	-1.25	-0.84	-6.90	-6.90
	-3.500	2.21	1.66	-2.95	1.49	1.70	1.28	7.85	7.85
8	-3.500	-1.50	-1.56	2.95	-1.49	-1.70	-1.28	-7.85	-7.85
	-3.800	1.50	1.56	-2.23	2.21	2.41	1.99	9.27	9.27
9	-3.800	-0.46	-1.37	2.23	7.05	2.90	2.31	2.58	7.05
	-4.300	0.46	1.37	-0.90	-5.72	-1.57	-0.98	-0.20	-5.72
10	-4.300	0.65	-1.05	1.06	5.72	1.57	0.98	0.20	5.72
	-4.875	-0.65	1.05	0.28	-3.98	0.17	0.76	2.54	-3.98
11	-4.875	1.45	-0.69	0.09	3.98	-0.17	-0.76	-2.54	3.98
	-5.450	-1.45	0.69	1.23	-2.02	2.13	2.72	5.28	5.28
12	-5.450	1.84	-0.38	-0.53	2.02	7.22	3.93	4.78	7.22
	-5.950	-1.84	0.38	1.63	-0.14	-5.34	-2.04	-2.40	-5.34
13	-5.950	1.95	-0.12	-0.66	0.32	5.34	2.04	2.40	5.34
	-6.525	-1.95	0.12	1.98	1.43	-2.96	0.33	0.33	-2.96
14	-6.525	1.81	0.10	-0.68	-1.04	2.96	-0.33	-0.33	2.96
	-7.100	-1.81	-0.10	2.19	2.57	-0.36	2.93	3.07	3.07
15	-7.100	1.54	0.22	-0.83	-1.89	0.36	6.40	8.31	8.31
	-7.600	-1.54	-0.22	2.37	3.04	2.09	-3.95	-5.93	-5.93
16	-7.600	1.27	0.26	-1.21	-2.32	-1.96	3.95	5.93	5.93
	-8.000	-1.27	-0.26	2.65	3.25	3.55	-1.88	-4.03	-4.03
17	-8.000	0.85	0.29	-0.91	-2.03	-3.19	1.88	4.03	4.03
	-9.000	-0.85	-0.29	3.54	2.67	3.24	1.71	0.71	3.54
18	-9.000	0.36	0.22	0.12	-0.16	-0.88	-1.71	-0.71	-1.71
	-10.000	-0.36	-0.22	-0.12	0.16	0.88	4.44	5.18	5.18
19	-10.000	0.14	0.13	0.54	0.34	-0.10	-1.39	-2.74	-2.74
	-10.500	-0.14	-0.13	-0.54	-0.34	0.10	1.39	2.74	2.74
20	-10.500	-0.01	0.03	0.36	0.29	0.18	-0.13	-0.72	-0.72
	-11.500	0.01	-0.03	-0.36	-0.29	-0.18	0.13	0.77	0.77
MAX.		4.04	3.21	5.86	7.05	7.22	6.40	9.27	9.27

Next Page

4) 각 접점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)				5	6	7	MAX.
		1 -1.00	2 -2.65	3 -4.30	4 -5.95				
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.10	0.10	0.09	0.09	0.09	0.09	0.62	0.62
3	-1.000	0.48	-1.36	0.28	0.15	-0.16	-0.23	-2.08	-2.08
4	-1.600	1.29	-2.62	0.97	0.66	-0.02	-0.18	-3.68	-3.68
5	-2.150	2.22	-3.10	2.25	1.76	0.71	0.42	-2.47	-3.10
6	-2.650	3.47	-2.84	-0.37	1.40	0.51	0.12	-4.58	-4.58
7	-3.300	5.72	-1.87	-2.94	1.73	0.98	0.35	-2.70	5.72
8	-3.500	6.16	-1.54	-3.57	1.99	1.27	0.56	-1.23	6.16
9	-3.800	6.61	-1.07	-4.35	2.54	1.89	1.05	1.34	6.61
10	-4.300	6.84	-0.39	-5.14	-0.66	0.77	0.22	0.65	6.84
11	-4.875	6.46	0.22	-5.37	-3.46	0.35	0.15	1.32	6.46
12	-5.450	5.63	0.62	-5.04	-5.19	1.00	1.14	3.57	5.63
13	-5.950	4.71	0.81	-4.50	-5.74	-2.15	-0.36	1.77	-5.74
14	-6.525	3.59	0.87	-3.74	-5.42	-4.54	-0.87	1.17	-5.42
15	-7.100	2.56	0.82	-2.93	-4.36	-5.50	0.06	2.15	-5.50
16	-7.600	1.79	0.71	-2.14	-3.13	-5.08	-2.53	-1.41	-5.08
17	-8.000	1.28	0.60	-1.38	-2.02	-3.97	-3.70	-3.40	-3.97
18	-9.000	0.42	0.31	0.74	0.30	-0.75	-3.84	-5.06	-5.06
19	-10.000	0.06	0.10	0.62	0.46	0.13	-0.82	-2.12	-2.12
20	-10.500	-0.01	0.03	0.36	0.29	0.18	-0.13	-0.75	-0.75
21	-11.500	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		6.84	-3.10	5.37	5.74	-5.50	3.84	5.06	6.84

Next Page

Page No : 13

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)							MAX.
		1	2	3	4	5	6	7	
		-1.00	-2.65	-4.30	-5.95	-7.60	-10.00	-10.00	
2	-0.500	0.00	-3.63	-0.32	-0.56	-1.15	-1.29	-9.11	-9.11
5	-2.150	0.00	0.00	-8.88	-3.95	-2.89	-2.69	-12.91	-12.91
9	-3.800	0.00	0.00	0.00	-9.25	-5.31	-4.30	-11.85	-11.85
12	-5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.35	-6.65	-10.06	-10.06
15	-7.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.33	-11.38	-11.38
MAX.		0.00	-3.63	-8.88	-9.25	-9.35	-9.33	-12.91	-12.91

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서는도 상당한 차이가 있다.

여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

- 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
- 처짐의 체적 V_s 를 구한다. (평균단면적법 또는 Simpson의 체적공식 사용)
- 지반침하 영향거리(균열거리) D 를 계산한다.
- 벽면에서의 지표면 침하 S_w 를 계산한다.
- D 로부터 벽까지 S_i 의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
- 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (cm)	점 번 호	Elevation (m)	변 위 량 (cm)
1	0.000	0.68586	2	-0.500	0.65305
3	-1.000	0.63054	4	-1.600	0.60274
5	-2.150	0.57825	6	-2.650	0.56047
7	-3.300	0.54308	8	-3.500	0.53935
9	-3.800	0.53579	10	-4.300	0.53555
11	-4.875	0.53827	12	-5.450	0.53902
13	-5.950	0.53591	14	-6.525	0.52104
15	-7.100	0.48955	16	-7.600	0.44845
17	-8.000	0.40603	18	-9.000	0.27116
19	-10.000	0.11878	20	-10.500	0.07968

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (V_s)

$$V_s = 0.05041 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 굴착 폭 (B) 및 굴착 심도 (Hw)

$$B = 14.0 \text{ m} \quad H_w = 10.0 \text{ m}$$

Next Page

4) 굴착 거리 (Ht)

$$\begin{aligned} \text{평균 내부마찰각 } \phi &= 22.85 \text{ 도} \\ H_p &= 0.5 \times B \times \tan (45 + \phi/2) \\ &= 0.5 \times 14.0 \times \tan (45 + 22.85 /2) = 10.55 \text{ m} \\ H_t &= H_p + H_w = 10.55 \text{ m} + 10.00 \text{ m} = 20.55 \text{ m} \end{aligned}$$

5) 침하영향 거리 (D)

$$\begin{aligned} D &= H_t \times \tan (45 - \phi/2) \\ &= 20.55 \text{ m} \times \tan (45 - 22.85 /2) = 13.64 \text{ m} \end{aligned}$$

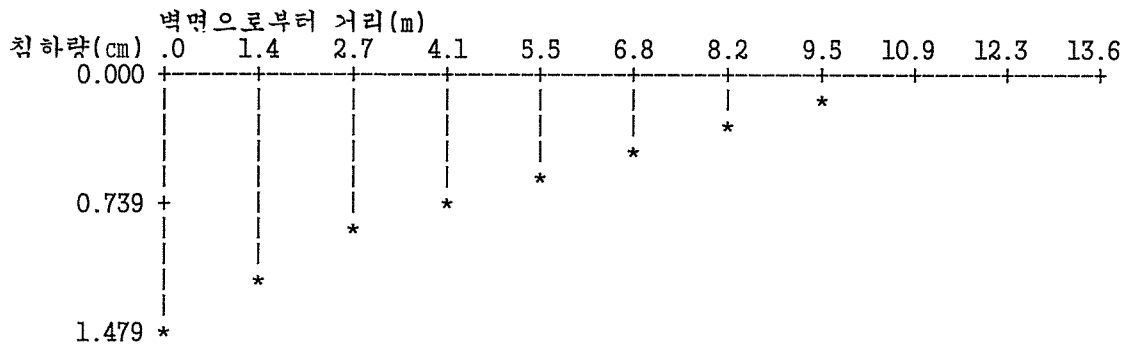
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

$$\begin{aligned} S_w &= 4 \times V_s / D = 4 \times 0.05041 / 13.64 \\ &= 0.014786 \text{ m} = 1.479 \text{ cm} \end{aligned}$$

7) 거리별 침하량 (Si) 및 접점간 침하구배

$$S_i = S_w \times ((D - X_i)/D)^{**2} = 1.479 \times ((13.64 - X_i) / 13.64)^{**2}$$

접점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(cm)	접점간 부등침하 부등침하량	구 배	접점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(cm)	접점간 부등침하 부등침하량	구 배
1	0.000	1.47857	0.000	1/ 0	2	1.364	1.19764	0.281	1/ 485
3	2.728	0.94629	0.251	1/ 543	4	4.091	0.72450	0.222	1/ 615
5	5.455	0.53229	0.192	1/ 710	6	6.819	0.36964	0.163	1/ 839
7	8.183	0.23657	0.133	1/1025	8	9.546	0.13307	0.104	1/1318
9	10.910	0.05914	0.074	1/1845	10	12.274	0.01479	0.044	1/3075
11	13.638	0.00000	0.015	1/9224					



Next Page

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)							MAX.
		1 -1.00	2 -2.65	3 -4.30	4 -5.95	5 -7.60	6 -10.00	7 -10.00	
1	-0.500	0.00	3.63	0.32	0.56	1.15	1.29	9.11	9.11
2	-2.150	0.00	0.00	8.88	3.95	2.89	2.69	12.91	12.91
3	-3.800	0.00	0.00	0.00	9.25	5.31	4.30	11.85	11.85
4	-5.450	0.00	0.00	0.00	0.00	9.35	6.65	10.06	10.06
5	-7.100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.33	11.38	11.38
MAX.		0.00	3.63	8.88	9.25	9.35	9.33	12.91	12.91

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

$$\text{축력}(T) = \text{반력}(F) \times \text{버팀보 설치간격} / \cos(\text{설치각도})$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 9.106 \times 1.800 / \cos(45.0) = 23.180 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 12.909 \times 1.800 / \cos(45.0) = 32.861 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 11.853 \times 1.800 / \cos(45.0) = 30.173 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 4] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 10.059 \times 1.800 / \cos(45.0) = 25.606 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 5] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 11.383 \times 1.800 / \cos(45.0) = 28.977 \text{ (ton)}$$

○ Strut 의 최대축력

NO. 2 : Tmax = 32.861 ton/ea

Next Page

[illegible]

· 최대축력	작음 Strut No.	: 2
	Tmax	= 32.861 (ton)
· 온도차에 의한 축력		= 12.000 (ton)
· Strut의 규격		: H-250X250X9X14
· 타심계수 (E)		= 0.210E+07 (kg/cm ²)
· 단면적 (A)		= 92.180 (cm ²)
· 단면계수 (Zx)		= 867.000 (cm ³)
· 단면2차모멘트	각축방향(Rx)	= 10.800 (cm ⁴)
	약축방향(Ry)	= 6.290 (cm ⁴)
· Strut의 자중 (Wd)		= 0.500 (ton)

$$f(b) = M \times 100000 / Z_x = 3.089 \times 100000 / 867.000 = 356.264 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$
$$L2/B = 527.000 / 25.000 = 21.080$$
따라서 $F = 0.513 < 1.0$ 0.K따라서 $F = 0.675 < 1.0$ 0.K

-428-

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (Ton/개소)	f(c) (kg/cm ²)	f(b) (kg/cm ²)	안 전 가측	울 약측	C H E C K 가측	약측
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	23.180	381.640	356.264	0.44	0.58	0.K	0.K
2	-2.150	H-250X250X9X14@1	32.861	486.669	356.264	0.51	0.68	0.K	0.K
3	-3.800	H-250X250X9X14@1	30.173	457.505	356.264	0.49	0.65	0.K	0.K
4	-5.450	H-250X250X9X14@1	25.606	407.961	356.264	0.46	0.60	0.K	0.K
5	-7.100	H-250X250X9X14@1	28.977	444.529	356.264	0.48	0.64	0.K	0.K

Next Page

© 2017 Pearson Education, Inc. or its affiliate(s). All rights reserved. No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted, in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording, or otherwise, without prior written permission from Pearson Education, Inc.

-430-

VII. 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대측력 작용지점의 WALE CHECK . 떠장의 종류 : 연 속 보
 . 최대측력 버팀보 NO. = 2 . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
 . 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²) . 단 면 제 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작용하중 (Pmax) 및 측력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
 버팀보에 작용하는 최대측력 = 32.861 tf/ea
 작용하중 = T x COS(@) / L = 32.861 x COS(45.00) / 1.800 = 12.909 tf/m
 측력계산 = P x L1 - P x Tan(S) x L2
 = 12.909 x 2.700 - 12.909 x 0.000 x 0.000 = 34.855 (tf)

(2) 측박항력 및 휨 모멘트 검 토

(가) f(c), f(b) 계 산
 최대 휨 모멘트 = 12.909 x 1.800 x 1.800 / 10.000 = 4.183 tf-m
 f(c) = N x 1000 / A = 34.855 x 1000 / 92.180 = 378.114 (kgf/cm²)
 f(b) = M x 100000 / Zx = 4.183 x 100000 / 867.000 = 482.416 (kgf/cm²)

(나) L1/Rx, L2/Rv, L2/B 계 산
 L1/Rx = 180.000 / 10.800 = 16.667 . L2/Rv = 180.000 / 6.290 = 28.617
 L2/B = 180.000 / 25.000 = 7.200

(다) 각 측 박 항 검 토 (수 평 박 항 . Rx)
 0. f(cax), f(ca0), f(eax) 계 산
 L/B > 4.5 ;
 f(ca0) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2002.8 (kgf/cm²)
 L/R < 20 ;
 f(Cax) = 2.100 x 1.00 = 2100.00 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (16.667 x 16.667) = 64800.000 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{378.11}{2100.00} + \frac{482.42}{2002.80(1.0 - 378.11/64800.00)}$$

$$= 0.18 + 0.24 = 0.42$$
 따 라 서 . F = 0.422 < 1.0 O.K

(라) 약 측 박 항 검 토 (수 직 박 항 . Rv)
 0. f(cav), f(bax), f(eax) 계 산
 L/B > 4.5 ;
 f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2002.8 (kgf/cm²)
 20 < L/R < 93 ;
 f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
 = (2.100 - 13 (28.62 - 20)) x 1.00 = 1987.981 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (28.617 x 28.617) = 21980.057 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{378.11}{1987.98} + \frac{482.42}{2002.80(1.0 - 378.11/21980.06)}$$

$$= 0.19 + 0.25 = 0.44$$
 따 라 서 . F = 0.435 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

$$\begin{aligned} \text{최대 전단력} &= 12.909 \times 1.800 \times (6.00 / 10.00) = 13.942 \text{ (tf)} \\ A_w &= T_1 \times (H - T_2 \times 2) \times 0.01 \\ &= 9.0 \times 222.0 \times 0.01 = 19.980 \text{ (cm}^2\text{)} \\ \text{전 단 강 도} &= \text{Max. S} / A_w = 13.942 \times 1000 / 19.980 = 697.789 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ \text{따 라 서} & \quad 697.789 \text{ kgf/cm}^2 < 1200.000 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

2) 각 단 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (Tf/m)	단 면 력 M(tf-m) N(t)	전단강도 S(t) (kgf/cm ²)	휨안전율 강축 약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	9.11	2.95 24.59	9.83 492.21	0.30 0.31
2	-2.15	H-250X250X9X14@1	12.91	4.18 34.85	13.94 697.79	0.42 0.44
3	-3.80	H-250X250X9X14@1	11.85	3.84 32.00	12.80 640.70	0.39 0.40
4	-5.45	H-250X250X9X14@1	10.06	3.26 27.16	10.86 543.73	0.33 0.34
5	-7.10	H-250X250X9X14@1	11.38	3.69 30.73	12.29 615.30	0.37 0.38

THE END

8.5.4 P6 버팀보 사보강

I. 설계조건

I-1. 지반자료

1) 각 토층의 토질점수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (t/m ³)	N	점착력 (t/m ²)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (t/m ³)	마찰저항 (kgf/cm ²)
1	0.000	-1.650	1.90	5	1.500	25.00	SAND	1328.189	0.00
2	-1.650	-3.440	1.80	11	0.000	26.00	FILL	1829.294	0.00
3	-3.440	-7.180	1.80	5	0.500	27.00	SAND	1328.189	0.00
4	-7.180	-8.370	1.95	15	1.900	29.00	WEA.SOIL	2074.775	0.00
5	-8.370	-9.320	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
6	-9.320	-15.000	2.30	50	25.000	33.00	SOFTROCK	3382.672	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식		COULOMB식		CAQUOT & KERISEL		점지토압 Ko
			Ka	Kp	Ka	Kp	Ka	Kp	
1	0.000	-1.650	0.406	2.464	0.361	4.079	0.406	3.563	0.577
2	-1.650	-3.440	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
3	-3.440	-7.180	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
4	-7.180	-8.370	0.347	2.882	0.309	5.600	0.347	4.607	0.515
5	-8.370	-9.320	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
6	-9.320	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상재하중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (t/m ²)
1	0.000	20.000	0.000	1.500

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

- * 지하수위 고려하는 시점 EL. = -6.650 (m)
- * 지하수위 고려하는 종점 EL. = -8.370 (m)
- * 물의 단위중량 = 1.000 (t/m³)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치 및 굴착단계별 위치

- * 최종 굴착바닥 EL. = -9.240 (m)
- * 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
- * 총 굴착 단계의 수 = 6
- * 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.400 -3.200 -5.000 -6.800 -9.240

-9

Next Page

I-5. 얹지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직로류벽)의 제원

- 1) 사용 얹지말뚝(H-Pile, SLURRY WALL등의)의 규격 : U-600X180X13.4
- * 탄성계수(E) = 2100000. (kgf/cm²)
 - * 단면적(A) = 173.2 (cm²)
 - * 단면2차모멘트(Ix) = 32400.0 (cm⁴)
 - * 단면계수(Zx) = 1800.0 (cm³)
 - * 단면2차반경 각축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 - 약축방향(Rv) = 2.850 (cm)
 - * 얹지말뚝에 작용하는 축하중(N) = 0.000 (tf)
 - * 얹지말뚝 설치 간격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. STRUT TYPE

NO	TYPE	탄성계수(E) (kgf/cm ²)	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면계수 Rv	단면계수 Zx(cm ³)
1	H-250X250X9X14	2100000.	92.180	10.800	6.290	867.00

○. WALE TYPE

NO	TYPE	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면계수(Z) (cm ³)
1	H-250X250X9X14	92.180	10.800	867.00

Next Page

Page No : 3

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I-7. 각 단계 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버팀보 형식	설치각 (D0)	자유말 각측	정착장 약측	설치각 격(m)	Cable Spring 수(ea)	정수 (t/m)	S/Type 하계압력	W A L E Type	설치수
1	-0.900	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1
2	-2.700	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1
3	-4.500	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1
4	-6.300	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	10817.2	1	1	1

Next Page

II. 토류벽의 근입심도 검토

토류벽의 근입깊이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.

- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 역약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한, 토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 대하여 실시하며, 수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최종굴착 경우

1) 토압계산 : Bv method of Rankin - Resal

* 주동토압계산

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$P_a = (\alpha + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

α : 상재하중 (= 1.5 t/m')

NO.	EL. (m)	C(t/m')		K _a		수압 (t/m')	토압(t/m')		계 (t/m')	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pa1	Pa2
									h= 1.80 Rt= 1.80	
1	-6.300	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.271	4.271	4.271	4.271
									h= 0.35 Rt= 1.80	
2	-6.650	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.507	4.507	4.507	4.507
									h= 0.53 Rt= 0.80	
3	-7.180	0.5	1.9	0.376	0.347	0.530	4.667	2.640	5.197	3.170
									h= 1.19 Rt= 0.95	
4	-8.370	1.9	2.9	0.347	0.320	1.720	3.032	1.581	4.752	3.301
									h= 0.87 Rt= 2.00	
5	-9.240	2.9	2.9	0.320	0.320	1.720	2.138	2.138	3.858	3.858
									h= 0.08 Rt= 2.00	
6	-9.320	2.9	25.0	0.320	0.295	1.720	2.189	0.000	3.909	1.720
									h= 1.42 Rt= 2.30	
7	-10.740	25.0	0.0	0.295	0.000	1.720	0.000	0.000	1.720	1.720

* 수동토압계산

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m')		K _p		수압 (t/m')	토압(t/m')		계 (t/m')	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-9.240	0.0	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251	0.000	10.251
									h= 0.08 Rt= 2.00	
2	-9.320	2.9	25.0	3.124	3.392	0.080	10.751	92.631	10.831	92.711
									h= 1.42 Rt= 2.30	
3	-10.740	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	103.710	0.000	105.210	0.000

Next Page

2) 근 입 식 검 토 : $d = 1.50 \text{ m}$ 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 제 산 (EL. -6.300 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. $(4.271 + 4.507) \times 0.5 \times 0.350 \times 0.177 \times 0.6 = 0.163 \text{ tf-m}$
2. $(4.507 + 5.197) \times 0.5 \times 0.530 \times 0.621 \times 0.6 = 0.959 \text{ tf-m}$
3. $(3.170 + 4.752) \times 0.5 \times 1.190 \times 1.515 \times 0.6 = 4.283 \text{ tf-m}$
4. $(3.301 + 3.858) \times 0.5 \times 0.870 \times 2.516 \times 0.6 = 4.701 \text{ tf-m}$
5. $(3.858 + 3.909) \times 0.5 \times 0.080 \times 2.980 \times 0.6 = 0.555 \text{ tf-m}$
6. $(1.720 + 1.720) \times 0.5 \times 1.420 \times 3.730 \times 0.6 = 5.466 \text{ tf-m}$

Total moment (Ma) = 16.127 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. $(10.251 + 10.831) \times 0.5 \times 0.080 \times 2.980 \times 0.6 = 1.508 \text{ tf-m}$
2. $(92.711 + 105.210) \times 0.5 \times 1.420 \times 3.745 \times 0.6 = 315.752 \text{ tf-m}$

Total moment (Mp) = 317.260 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$\begin{aligned} S.F = M_p / M_a &= 317.260 / 16.127 \\ &= 19.672 > 1.20 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Next Page

II-2. 최종 굴착 전 단계 경우

1) 토압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주동 토압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

σ : 상재하중 (= 1.5 t/m²)

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _a		수압 (t/m ²)	토압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-4.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	3.054	3.054	3.054	h= 1.06 Rt= 1.80 3.054
2	-6.300	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.271	4.271	4.271	h= 1.80 Rt= 1.80 4.271
3	-6.650	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	4.507	4.507	4.507	h= 0.35 Rt= 1.80 4.507
4	-6.800	0.5	0.5	0.376	0.376	0.150	4.553	4.553	4.703	h= 0.15 Rt= 0.80 4.703
5	-7.180	0.5	1.9	0.376	0.347	0.530	4.667	2.640	5.197	h= 0.38 Rt= 0.80 3.170
6	-8.370	1.9	2.9	0.347	0.320	1.720	3.032	1.581	4.752	h= 1.19 Rt= 0.95 3.301
7	-9.320	2.9	25.0	0.320	0.295	1.720	1.885	0.000	3.605	h= 0.95 Rt= 1.00 1.720
8	-10.740	25.0	0.0	0.295	0.000	1.720	0.000	0.000	1.720	h= 1.42 Rt= 1.30 1.720

* 수동 토압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(t/m ²)		K _p		수압 (t/m ²)	토압(t/m ²)		계 (t/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)		(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-6.800	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	h= 0.38 Rt= 0.80 1.632
2	-7.180	0.5	1.9	2.663	2.882	0.380	2.441	7.327	2.821	h= 1.19 Rt= 0.95 7.707
3	-8.370	1.9	2.9	2.882	3.124	1.570	10.585	14.733	12.155	h= 0.95 Rt= 1.00 16.303
4	-9.320	2.9	25.0	3.124	3.392	2.520	17.701	100.177	20.221	h= 1.42 Rt= 1.30 102.697
5	-10.740	25.0	0.0	3.392	0.000	3.940	106.439	0.000	110.379	0.000

Next Page

2) 근 입 심 검 토 : $d = 3.94 \text{ m}$ 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m . 굴착면 하부 = 0.60 m
 - 수 동 측 = 0.60 m

* o 점 에서 의 휨 모 멘 트 제 산 (EL. -4.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(3.054 + 4.271) \times 0.5 \times 1.800 \times 0.950 \times 0.6 = 3.757 \text{ tf-m}$
2. $(4.271 + 4.507) \times 0.5 \times 0.350 \times 1.977 \times 0.6 = 1.822 \text{ tf-m}$
3. $(4.507 + 4.703) \times 0.5 \times 0.150 \times 2.226 \times 0.6 = 0.922 \text{ tf-m}$
4. $(4.703 + 5.197) \times 0.5 \times 0.380 \times 2.493 \times 0.6 = 2.814 \text{ tf-m}$
5. $(3.170 + 4.752) \times 0.5 \times 1.190 \times 3.315 \times 0.6 = 9.374 \text{ tf-m}$
6. $(3.301 + 3.605) \times 0.5 \times 0.950 \times 4.352 \times 0.6 = 8.565 \text{ tf-m}$
7. $(1.720 + 1.720) \times 0.5 \times 1.420 \times 5.530 \times 0.6 = 8.104 \text{ tf-m}$

Total moment (Ma) = 35.357 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(1.632 + 2.821) \times 0.5 \times 0.380 \times 2.507 \times 0.6 = 1.273 \text{ tf-m}$
2. $(7.707 + 12.155) \times 0.5 \times 1.190 \times 3.319 \times 0.6 = 23.538 \text{ tf-m}$
3. $(16.303 + 20.221) \times 0.5 \times 0.950 \times 4.362 \times 0.6 = 45.405 \text{ tf-m}$
4. $(102.697 + 110.379) \times 0.5 \times 1.420 \times 5.539 \times 0.6 = 502.733 \text{ tf-m}$

Total moment (Mp) = 572.948 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

S.F = $M_p / M_a = 572.948 / 35.357$

= $16.204 > 1.20$ O.K.

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위, 전단력, 모멘트 및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위: t/m²/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.40	2 -3.20	3 -5.00	4 -6.80	5 -9.24	6 -9.24	
1	0.000	0.23	0.19	0.20	0.20	0.14	5.03	5.03
	-0.900	1.03	0.92	0.85	0.78	0.62	5.03	5.03
2	-0.900	1.03	0.92	0.85	0.78	0.62	5.03	5.03
	-1.400	1.68	1.47	1.31	1.15	1.01	5.03	5.03
3	-1.400	2.23	2.03	1.86	1.71	1.56	5.03	5.03
	-1.650	2.13	1.78	1.59	1.43	1.18	5.03	5.03
4	-1.650	2.07	1.81	1.81	1.81	1.81	4.60	4.60
	-2.175	1.55	2.18	2.18	2.18	2.18	4.60	4.60
5	-2.175	1.55	2.18	2.18	2.18	2.18	4.60	4.60
	-2.700	1.22	2.55	2.55	2.55	2.55	4.60	4.60
6	-2.700	1.22	2.55	2.55	2.55	2.55	4.60	4.60
	-3.200	1.07	2.90	2.90	2.90	2.90	4.60	4.60
7	-3.200	1.07	2.90	2.90	2.90	2.90	4.60	4.60
	-3.440	1.41	2.83	3.07	3.07	3.07	4.60	4.60
8	-3.440	1.35	2.10	2.34	2.34	2.34	4.43	4.43
	-3.970	1.36	1.94	2.70	2.70	2.70	4.43	4.43
9	-3.970	1.36	1.94	2.70	2.70	2.70	4.43	4.43
	-4.500	1.45	1.78	3.05	3.05	3.05	4.43	4.43
10	-4.500	1.45	1.78	3.05	3.05	3.05	4.43	4.43
	-5.000	1.56	1.62	3.39	3.39	3.39	4.43	4.43
11	-5.000	1.56	1.62	3.39	3.39	3.39	4.43	4.43
	-5.650	1.75	1.42	3.19	3.83	3.83	4.43	4.43
12	-5.650	1.75	1.42	3.19	3.83	3.83	4.43	4.43
	-6.300	1.94	1.22	2.99	4.27	4.27	4.43	4.43
13	-6.300	1.94	1.22	2.99	4.27	4.27	4.43	4.43
	-6.650	2.03	1.28	2.89	4.51	4.51	4.43	4.51
14	-6.650	2.03	1.28	2.89	4.51	4.51	4.43	4.51
	-6.800	2.22	1.48	3.02	4.61	4.61	4.43	4.61
15	-6.800	2.22	1.48	3.02	4.61	4.61	4.43	4.61
	-7.180	2.64	1.57	3.34	4.94	4.87	4.43	4.87
16	-7.180	2.51	1.44	1.42	2.92	2.82	4.40	4.40
	-7.775	0.00	0.25	1.92	3.42	3.23	4.40	4.40
17	-7.775	0.00	0.25	1.92	3.42	3.23	4.40	4.40
	-8.370	0.00	0.75	2.42	3.92	3.63	4.40	4.40
18	-8.370	0.00	0.00	0.00	0.93	2.13	4.16	4.16
	-9.240	0.00	0.00	0.00	1.07	2.69	0.31	2.69
19	-9.240	0.00	0.00	0.00	1.07	2.69	0.00	0.00
	-9.320	0.00	0.00	0.00	1.08	2.66	0.00	0.00
20	-9.320	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-10.030	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	-10.030	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-10.740	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		2.64	2.90	3.39	4.94	4.87	5.03	5.03

Next Page

2) 각 접점의 변위 집계표(단위:mm/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.40	2 -3.20	3 -5.00	4 -6.80	5 -9.24	6 -9.24	
1	0.000	6.08	5.96	5.64	5.56	5.56	0.94	6.08
2	-0.900	4.96	5.43	5.51	5.60	5.72	0.83	5.72
3	-1.400	4.35	5.14	5.44	5.62	5.83	0.80	5.83
4	-1.650	4.05	4.99	5.40	5.63	5.87	0.79	5.87
5	-2.175	3.42	4.65	5.30	5.64	5.94	0.76	5.94
6	-2.700	2.82	4.28	5.18	5.63	6.00	0.75	6.00
7	-3.200	2.30	3.89	5.06	5.63	6.07	0.75	6.07
8	-3.440	2.06	3.69	4.98	5.62	6.09	0.75	6.09
9	-3.970	1.58	3.25	4.78	5.56	6.09	0.77	6.09
10	-4.500	1.17	2.79	4.50	5.45	6.05	0.80	6.05
11	-5.000	0.85	2.36	4.17	5.29	5.95	0.84	5.95
12	-5.650	0.51	1.84	3.64	4.94	5.70	0.92	5.70
13	-6.300	0.26	1.36	3.02	4.42	5.26	0.99	5.26
14	-6.650	0.15	1.12	2.67	4.06	4.94	1.04	4.94
15	-6.800	0.12	1.03	2.52	3.90	4.79	1.06	4.79
16	-7.180	0.04	0.80	2.12	3.44	4.36	1.10	4.36
17	-7.775	-0.05	0.49	1.52	2.66	3.57	1.11	3.57
18	-8.370	-0.10	0.23	0.95	1.84	2.68	1.03	2.68
19	-9.240	-0.14	-0.08	0.20	0.68	1.31	0.80	1.31
20	-9.320	-0.14	-0.11	0.13	0.58	1.18	0.77	1.18
21	-10.030	-0.16	-0.33	-0.44	-0.33	0.06	0.52	0.52
22	-10.740	-0.17	-0.54	-1.00	-1.23	-1.05	0.26	0.00
MAX.		6.08	5.96	5.64	5.64	6.09	1.11	6.09

Next Page

3) 각 절점의 전단력 집계표(단위:tf/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1	2	3	4	5	6	
		-1.40	-3.20	-5.00	-6.80	-9.24	-9.24	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.900	0.57	0.50	0.47	0.44	0.34	4.52	4.52
2	-0.900	-0.57	4.59	0.31	0.53	1.05	4.48	4.59
	-1.400	1.24	-4.00	0.23	-0.05	-0.65	-1.97	-4.00
3	-1.400	-1.20	3.99	-0.23	0.05	0.65	1.97	3.99
	-1.650	1.69	-3.52	0.66	0.34	-0.30	-0.71	-3.52
4	-1.650	-1.57	3.52	-0.66	-0.34	0.30	0.71	3.52
	-2.175	2.23	-2.47	1.71	1.39	0.74	1.71	-2.47
5	-2.175	-1.81	2.47	-1.71	-1.39	-0.74	-1.71	2.47
	-2.700	2.04	-1.23	2.95	2.63	1.98	4.12	4.12
6	-2.700	-1.47	1.23	6.84	2.24	2.03	3.95	6.84
	-3.200	1.50	0.13	-5.48	-0.88	-0.67	-1.65	-5.48
7	-3.200	-1.04	-0.11	5.48	0.88	0.67	1.65	5.48
	-3.440	1.04	0.77	-4.76	-0.16	0.05	-0.54	-4.76
8	-3.440	-0.68	-0.73	4.76	0.16	-0.05	0.54	4.76
	-3.970	0.68	1.59	-3.43	1.17	1.38	1.80	-3.43
9	-3.970	-0.21	-1.43	3.43	-1.17	-1.38	-1.80	3.43
	-4.500	0.21	2.03	-1.90	2.69	2.91	4.15	4.15
10	-4.500	0.20	-1.77	1.90	7.56	3.55	4.47	7.56
	-5.000	-0.20	2.15	-0.29	-5.95	-1.94	-2.26	-5.95
11	-5.000	0.58	-1.77	0.39	5.95	1.94	2.26	5.95
	-5.650	-0.58	2.08	1.41	-3.60	0.41	0.62	-3.60
12	-5.650	0.89	-1.58	-1.19	3.60	-0.41	-0.62	3.60
	-6.300	-0.89	1.76	2.63	-0.97	3.05	3.50	3.50
13	-6.300	1.02	-1.35	-2.32	0.97	6.02	7.24	7.24
	-6.650	-1.02	1.45	2.94	0.57	-4.49	-5.69	-5.69
14	-6.650	1.07	-1.25	-2.75	-0.57	4.49	5.69	5.69
	-6.800	-1.07	1.32	3.00	1.26	-3.80	-5.02	-5.02
15	-6.800	1.11	-1.12	-2.81	-1.23	3.80	5.02	5.02
	-7.180	-1.11	1.30	3.38	2.80	-2.00	-3.34	3.38
16	-7.180	1.14	-0.75	-2.48	-2.63	2.00	3.34	3.34
	-7.775	-1.14	0.78	2.48	3.68	-0.20	-0.72	3.68
17	-7.775	1.08	-0.22	-1.73	-3.21	0.20	0.72	-3.21
	-8.370	-1.08	0.22	1.73	3.35	1.84	1.90	3.35
18	-8.370	0.88	0.44	-0.28	-1.53	-1.84	-1.90	-1.90
	-9.240	-0.88	-0.44	0.28	1.53	3.94	3.84	3.94
19	-9.240	0.65	0.54	0.16	-0.75	-1.83	-2.57	-2.57
	-9.320	-0.65	-0.54	-0.16	0.75	1.83	2.57	2.57
20	-9.320	0.46	0.58	0.48	-0.15	-1.03	-1.54	-1.54
	-10.030	-0.46	-0.58	-0.48	0.15	1.03	1.54	1.54
21	-10.030	0.08	0.17	0.21	0.11	-0.08	-0.29	-0.29
	-10.740	-0.08	-0.17	-0.21	-0.11	0.08	0.33	0.33
MAX.		2.23	4.59	6.84	7.56	6.02	7.24	7.56

Next Page

4) 각 접점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.40	2 -3.20	3 -5.00	4 -6.80	5 -9.24	6 -9.24	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.900	0.20	0.17	0.17	0.16	0.12	2.04	2.04
3	-1.400	0.64	-1.98	0.14	0.00	-0.31	0.42	-1.98
4	-1.650	1.00	-2.92	0.25	0.04	-0.43	0.09	-2.92
5	-2.175	2.02	-4.50	0.86	0.49	-0.32	0.35	-4.50
6	-2.700	3.05	-5.48	2.07	1.54	0.38	1.88	-5.48
7	-3.200	3.79	-5.77	-1.01	0.75	-0.30	0.48	-5.77
8	-3.440	4.04	-5.66	-2.24	0.62	-0.37	0.22	-5.66
9	-3.970	4.40	-5.03	-4.42	0.88	0.00	0.55	-5.03
10	-4.500	4.51	-4.10	-5.84	1.90	1.12	2.13	-5.84
11	-5.000	4.41	-3.12	-6.40	-1.49	-0.25	0.45	-6.40
12	-5.650	4.04	-1.86	-6.05	-4.61	-0.76	-0.08	-6.05
13	-6.300	3.46	-0.77	-4.78	-6.11	0.34	1.26	-6.11
14	-6.650	3.10	-0.28	-3.86	-6.18	-1.50	-1.01	-6.18
15	-6.800	2.94	-0.09	-3.43	-6.04	-2.12	-1.81	-6.04
16	-7.180	2.52	0.37	-2.25	-5.27	-3.22	-3.40	-5.27
17	-7.775	1.84	0.83	-0.77	-3.38	-3.89	-4.61	-4.61
18	-8.370	1.20	0.97	0.26	-1.42	-3.42	-4.26	-4.26
19	-9.240	0.44	0.58	0.50	-0.09	-0.94	-1.52	-1.52
20	-9.320	0.38	0.54	0.49	-0.03	-0.79	-1.31	-1.31
21	-10.030	0.06	0.12	0.15	0.08	-0.06	-0.22	-0.22
22	-10.740	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		-4.51	-5.77	-6.40	6.18	3.89	4.61	-6.40

Next Page

Page No : 13

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:tf/M)

점점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1	2	3	4	5	6	
		-1.40	-3.20	-5.00	-6.80	-9.24	-9.24	
2	-0.900	0.00	-5.09	-0.78	-0.97	-1.39	-9.00	-9.00
6	-2.700	0.00	0.00	-9.79	-4.87	-4.01	-8.07	-9.79
10	-4.500	0.00	0.00	0.00	-10.25	-6.45	-8.62	-10.25
13	-6.300	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.07	-10.74	-10.74
MAX.		0.00	-5.09	-9.79	-10.25	-9.07	-10.74	-10.74

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.

여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

- 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
- 처짐의 체적 Vs를 구한다. (평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
- 지반침하 영향거리(균열거리) D를 계산한다.
- 벽면에서의 지표면 침하 Sw를 계산한다.
- D로부터 벽까지 Si의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
- 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절점 번호	Elevation (m)	변위량 (cm)	절점 번호	Elevation (m)	변위량 (cm)
1	0.000	0.60756	2	-0.900	0.57249
3	-1.400	0.58254	4	-1.650	0.58703
5	-2.175	0.59447	6	-2.700	0.60038
7	-3.200	0.60652	8	-3.440	0.60866
9	-3.970	0.60946	10	-4.500	0.60464
11	-5.000	0.59543	12	-5.650	0.57030
13	-6.300	0.52593	14	-6.650	0.49439
15	-6.800	0.47918	16	-7.180	0.43612
17	-7.775	0.35724	18	-8.370	0.26846
19	-9.240	0.13111	20	-9.320	0.11840
21	-10.030	0.05198			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

$$Vs = 0.04827 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 굴착 폭 (B) 및 굴착 심도 (Hw)

$$B = 14.0 \text{ m} \quad Hw = 9.2 \text{ m}$$

Next Page

4) 굴착 거리 (Ht)

$$\begin{aligned} \text{평균 내부마찰각 } \phi &= 27.08 \text{ 도} \\ H_b &= 0.5 \times B \times \tan (45 + \phi/2) \\ &= 0.5 \times 14.0 \times \tan (45 + 27.08/2) = 11.44 \text{ m} \\ H_t &= H_b + H_w = 11.44 \text{ m} + 9.24 \text{ m} = 20.68 \text{ m} \end{aligned}$$

5) 침하영향 거리 (D)

$$\begin{aligned} D &= H_t \times \tan (45 - \phi/2) \\ &= 20.68 \text{ m} \times \tan (45 - 27.08/2) = 12.65 \text{ m} \end{aligned}$$

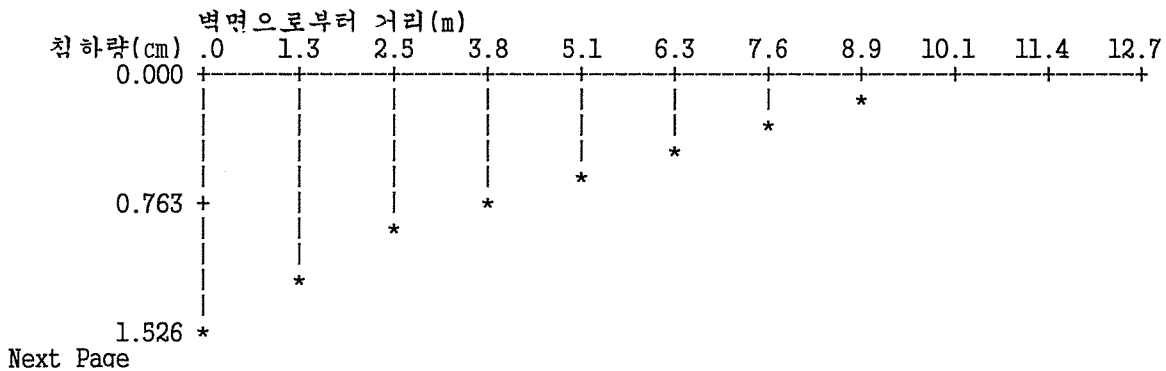
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

$$\begin{aligned} S_w &= 4 \times V_s / D = 4 \times 0.04827 / 12.65 \\ &= 0.015261 \text{ m} = 1.526 \text{ cm} \end{aligned}$$

7) 거리별 침하량 (Si) 및 접점간 침하구배

$$S_i = S_w \times ((D - X_i)/D)^2 = 1.526 \times ((12.65 - X_i)/12.65)^2$$

접점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(cm)	접점간 부등침하 부등침하량	접점 NO.	거 리 Xi(m)	침 하 량 Si(cm)	접점간 부등침하 부등침하량
1	0.000	1.52608	0.000 1/ 0	2	1.265	1.23612	0.290 1/ 436
3	2.531	0.97669	0.259 1/ 488	4	3.796	0.74778	0.229 1/ 553
5	5.061	0.54939	0.198 1/ 638	6	6.327	0.38152	0.168 1/ 754
7	7.592	0.24417	0.137 1/ 921	8	8.857	0.13735	0.107 1/1184
9	10.122	0.06104	0.076 1/1658	10	11.388	0.01526	0.046 1/2764
11	12.653	0.00000	0.015 1/8291				



Page No : 16

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:ton/m/M)

버팀대 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)						MAX.
		1 -1.40	2 -3.20	3 -5.00	4 -6.80	5 -9.24	6 -9.24	
1	-0.900	0.00	5.09	0.78	0.97	1.39	9.00	9.00
2	-2.700	0.00	0.00	9.79	4.87	4.01	8.07	9.79
3	-4.500	0.00	0.00	0.00	10.25	6.45	8.62	10.25
4	-6.300	0.00	0.00	0.00	0.00	9.07	10.74	10.74
MAX.		0.00	5.09	9.79	10.25	9.07	10.74	10.74

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단째의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축력(T) = 반력(F) x 버팀보 설치각경 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 9.003 \times 1.800 / \cos(45.0) = 22.918 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 9.785 \times 1.800 / \cos(45.0) = 24.909 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 10.255 \times 1.800 / \cos(45.0) = 26.104 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 4] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 10.737 \times 1.800 / \cos(45.0) = 27.332 \text{ (ton)}$$

○ Strut 의 최대축력

NO. 4 : Tmax = 27.332 ton/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 4
 $T_{max} = 27.332 \text{ (ton)}$
 . 온도차에 의한 축력 = 12.000 (ton)
 . Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
 . 타 성 계 수 (E) = $0.210 \times 10^7 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²)
 . 단 면 계 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 10.800 (cm)
 . 단면2차 반경 약축방향(Rv) = 6.290 (cm)
 . Strut 의 자 중 (Wd) = 0.500 (ton)

(1) f(c). f(b) 계 사

설계축력 (T) = 39.332 (ton)

설계휨모멘트 = $WdxLxL/8 = 0.500 \times 7.030 \times 2/8.0 = 3.089 \text{ (t.m)}$ $f(c) = N \times 1000 / A = 39.332 \times 1000 / 92.180 = 426.689 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ $f(b) = M \times 100000 / Zx = 3.089 \times 100000 / 867.000 = 356.264 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

(2) L1/Rx. L2/Rv. L2/B 계 사

 $L1/Rx = 703.000 / 10.800 = 65.093$. $L2/Rv = 527.000 / 6.290 = 83.784$ $L2/B = 527.000 / 25.000 = 21.080$

(3) 강 축 방 향 검 토 (Rx)

0. f(cax). f(ca0). f(eax) 계 사

 $f(ca0) = 1.5 \times 1400.0 \times 1.00 = 2100.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ $20 < L/R < 93$: $f(Cax) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$ $= (2.100 - 13 (65.09 - 20)) \times 1.00 = 1513.796 \text{ kg/cm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 :

 $f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (65.093 \times 65.093) = 4248.243 \text{ kg/cm}^2$

0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{426.69}{1513.80} + \frac{356.26}{2100.00(1.0 - 426.69/4248.24)}$$

$$= 0.28 + 0.19 = 0.47$$

따 라 서 . $F = 0.470 < 1.0$ 0.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Rv)

0. f(cav). f(bax). f(eax) 계 사

 $L/B > 4.5$: $f(bax) = (2100 - 36 \times (L/B - 4.5)) \times 1.00 = 1503.1 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ $20 < L/R < 93$: $f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) \times 1.00$ $= (2.100 - 13 (83.78 - 20)) \times 1.00 = 1270.811 \text{ kg/cm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 :

 $f(eax) = 1.00 \times 18.000.000 / (83.784 \times 83.784) = 2564.204 \text{ kg/cm}^2$

0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{426.69}{1270.81} + \frac{356.26}{1503.12(1.0 - 426.69/2564.20)}$$

$$= 0.34 + 0.28 = 0.62$$

따 라 서 . $F = 0.620 < 1.0$ 0.K

Next Page

Page No : 19

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 각 재 Type	설계축력 (Ton/개소)	f(c) (kg/cm ²)	f(b) (kg/cm ²)	안 전 을 강축 약축	C H E C K 강축 약축
1	-0.900	H-250X250X9X14@1	22.918	378.806	356.264	0.44 0.58	0.K 0.K
2	-2.700	H-250X250X9X14@1	24.909	400.399	356.264	0.45 0.60	0.K 0.K
3	-4.500	H-250X250X9X14@1	26.104	413.364	356.264	0.46 0.61	0.K 0.K
4	-6.300	H-250X250X9X14@1	27.332	426.689	356.264	0.47 0.62	0.K 0.K

Next Page

VI. 얽지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 얽지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
 * 탄성계수 (E) = 21000E+07 (kgf/cm²)
 * 단면적 (A) = 173.200 (cm²)
 * 단면 2차 모멘트 (IX) = 32400.0 (cm⁴)
 * 단면적 제수 (Zx) = 1800.00 (cm)
 * 단면 2차 반경 각축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 * 단면 2차 반경 약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
 * 얽지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
 * 얽지말뚝의 설치 간격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계산

최대 휨 모멘트 = 6.396 x 0.600 = 3.837 (tf-m) [at Nodal point No.11 : Step 3]

f(c) = N x 1000 / A = 0.000 x 1000 / 173.200 = 0.000 (kgf/cm²)f(b) = M x 100000 / Zx = 3.837 x 100000 / 1800.000 = 213.187 (kgf/cm²)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계산

L/B = 302.000 / 60.000 = 5.033 . L/Rx = 302.000 / 7.560 = 39.947

소요 단면 제수 Zx = Max. M / f(BA)
 = 3.837 x 1.0E+5 / 2700.0
 = 142.124 (cm)

강널말뚝각의 이음강섬은 실험의 결과 전체강섬의 60%이므로 소요단면제수

(Z)값은 60% 할증하여야 한다. 따라서.

소요 단면 제수 Zx = 142.1 / 0.6 = 236.9

따라서 . 236.874 < 1800.000 O.K

2) 전단력 검토

최대 전단력 = 7.561 x 0.600 = 4.536 (tf)

전단강도 = Smax / Aw
 = 4.536 x 1000 / 173.200
 = 26.192 (kgf/cm²)

따라서 . 26.192 < 1500.000 O.K

Next Page

VII. 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대응력 작용지점의 WALE CHECK . 떠장의 종류 : 연 속 보
 . 최대응력 버팀보 NO. = 4 . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
 . 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
 . 단 면 적 (A) = 92.180 (cm²) . 단 면 제 수 (Zx) = 867.000 (cm³)
 . 단 면 2 차 반 경 Rx = 10.800 (cm) . Rv = 6.290 (cm)

(1) 작 용 하 주 (Pmax) 및 응 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
 버팀보에 작용하는 최대응력 = 27.332 tf/ea
 작용하중 = T x COS(θ) / L = 27.332 x COS(45.00) / 1.800 = 10.737 tf/m
 응력계산 = P x L1 - P x Tan(θ) x L2
 = 10.737 x 2.700 - 10.737 x 0.000 x 0.000 = 28.990 (tf)

(2) 축방향력 및 휨 모멘트 검 토

(가) f(c), f(b) 계 산
 최대 휨 모멘트 = 10.737 x 1.800 x 1.800 / 10.000 = 3.479 tf-m
 f(c) = N x 1000 / A = 28.990 x 1000 / 92.180 = 314.495 (kgf/cm²)
 f(b) = M x 100000 / Zx = 3.479 x 100000 / 867.000 = 401.248 (kgf/cm²)

(나) L1/Rx, L2/Rv, L2/B 계 산
 L1/Rx = 180.000 / 10.800 = 16.667 . L2/Rv = 180.000 / 6.290 = 28.617
 L2/B = 180.000 / 25.000 = 7.200

(다) 강 축 방 향 검 토 (수 평 방 향 . Rx)
 0. f(cax), f(ca0), f(eax) 계 산
 L/B > 4.5 ;
 f(ca0) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2002.8 (kgf/cm²)
 L/R < 20 ;
 f(Cax) = 2.100 x 1.00 = 2100.00 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (16.667 x 16.667) = 64800.000 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{314.50}{2100.00} + \frac{401.25}{2002.80(1.0 - 314.50/64800.00)}$$

$$= 0.15 + 0.20 = 0.35$$
 따 라 서 . F = 0.351 < 1.0 O.K

(라) 약 축 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)
 0. f(cav), f(bax), f(eax) 계 산
 L/B > 4.5 ;
 f(bax) = (2.100 - 36 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 2002.8 (kgf/cm²)
 20 < L/R < 93 ;
 f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
 = (2.100 - 13 (28.62 - 20)) x 1.00 = 1987.981 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (28.617 x 28.617) = 21980.057 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{314.50}{1987.98} + \frac{401.25}{2002.80(1.0 - 314.50/21980.06)}$$

$$= 0.16 + 0.20 = 0.36$$
 따 라 서 . F = 0.361 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

$$\text{최대 전단력} = 10.737 \times 1.800 \times (6.00 / 10.00) = 11.596 \text{ (tf)}$$

$$A_w = T_1 \times (H - T_2 \times 2) \times 0.01$$

$$= 9.0 \times 222.0 \times 0.01 = 19.980 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{전 단 강 도} = \text{Max. } S / A_w = 11.596 \times 1000 / 19.980 = 580.384 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\text{따 라 서 } 580.384 \text{ kgf/cm}^2 < 1200.000 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

2) 각 단 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (Tf/m)	단 면 력 M(tf-m) N(t)	전단강도 S(t) (kgf/cm ²)	휨안전율 강축 약축
1	-0.90	H-250X250X9X14@1	9.00	2.92 24.31	9.72 486.66	0.29 0.30
2	-2.70	H-250X250X9X14@1	9.79	3.17 26.42	10.57 528.92	0.32 0.33
3	-4.50	H-250X250X9X14@1	10.25	3.32 27.69	11.07 554.30	0.34 0.35
4	-6.30	H-250X250X9X14@1	10.74	3.48 28.99	11.60 580.38	0.35 0.36

THE END