

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 (12/20)

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 (12/20)

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 운 교

5. 산운교	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 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

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

제9장 파전제2교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

9.1	상	부	공
9.2	교	대	공
9.3	교	각	석
9.4	내	진	공
9.5	가	시	공
		해	
		설	

9.3.2 P2

1. 설계조건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; PSC BEAM + RPF
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 25.000 m
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 45.000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 13.500 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 (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.120$
 RPF (중점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.041$
- 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 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

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

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 = $B / 4$	평상시 = 1.5
지진시 = $Q_u / 2$	지진시 = $B / 3$	지진시 = 1.2

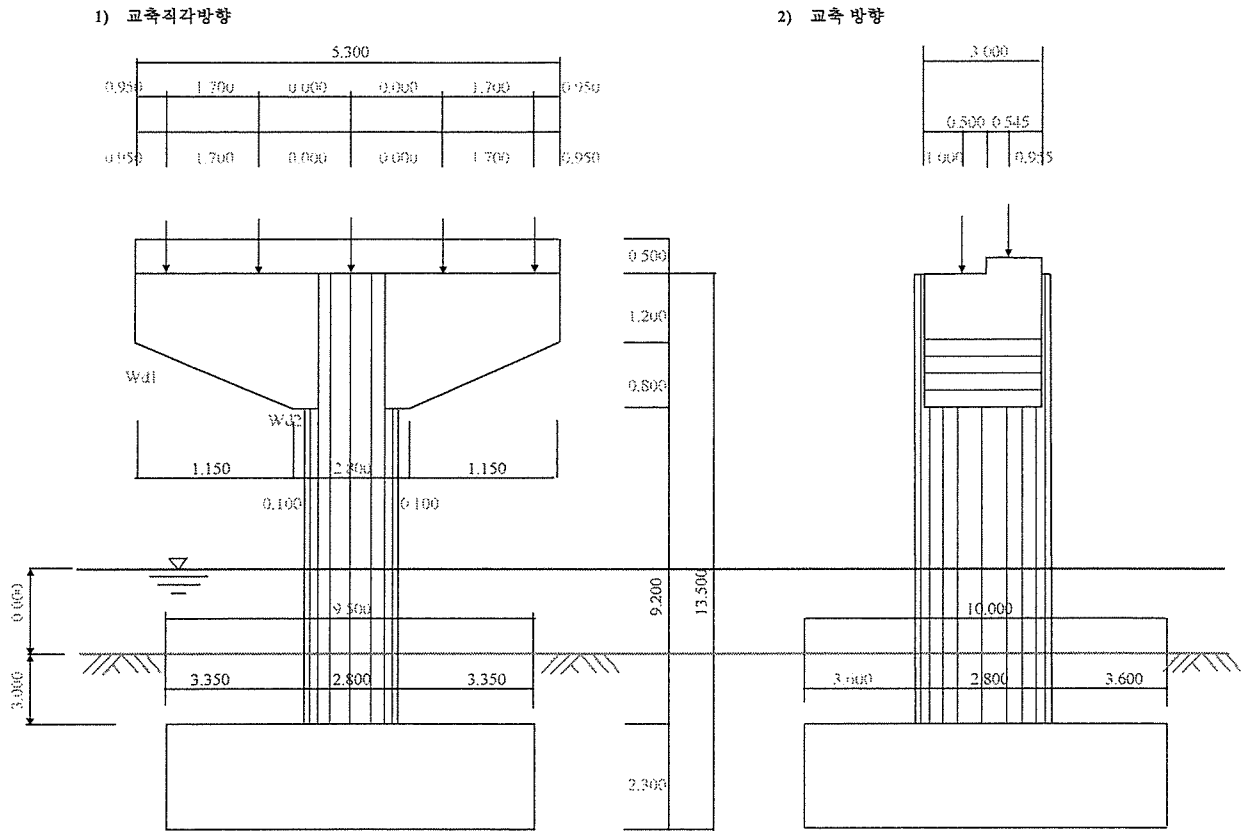
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

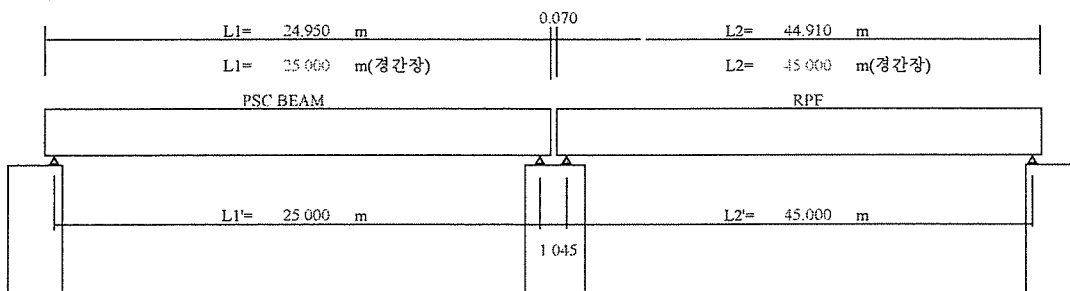
- ▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P2

1.1 교각 단면 제원

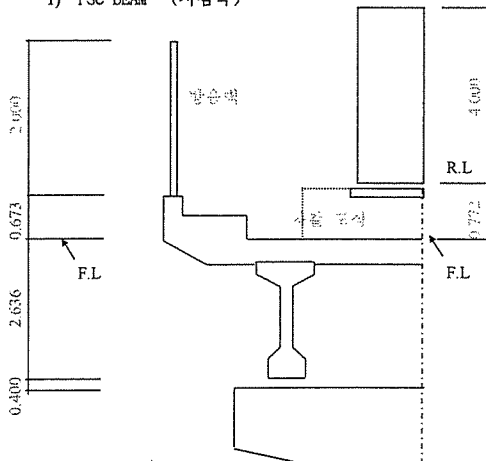


1.2 상부 제원



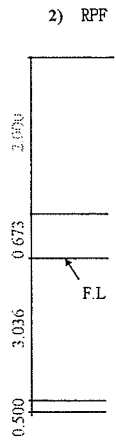
1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)

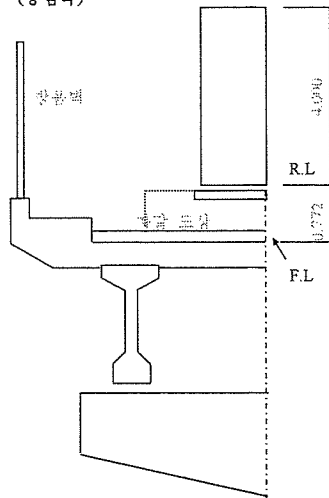


- ▶ 원심하중 = 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용) = 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.104 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용



(중점측)



- ▶ 원심하중 = 6.108 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용) = 4.308 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.3545 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.404 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 2.018 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	1914.00		1860.00		1834.00		5608.00
계		2860.00	0.00	2727.00	0.00	2776.00		8363.00

▣ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.200 \times 3.000 \times 24.500 = 88.200 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 2.000 \times 3.000 \times 24.500 = 147.000 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 2.800^2 \times 24.500$
 $\times 9.200 = 1387.905 \text{ kN}$

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

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

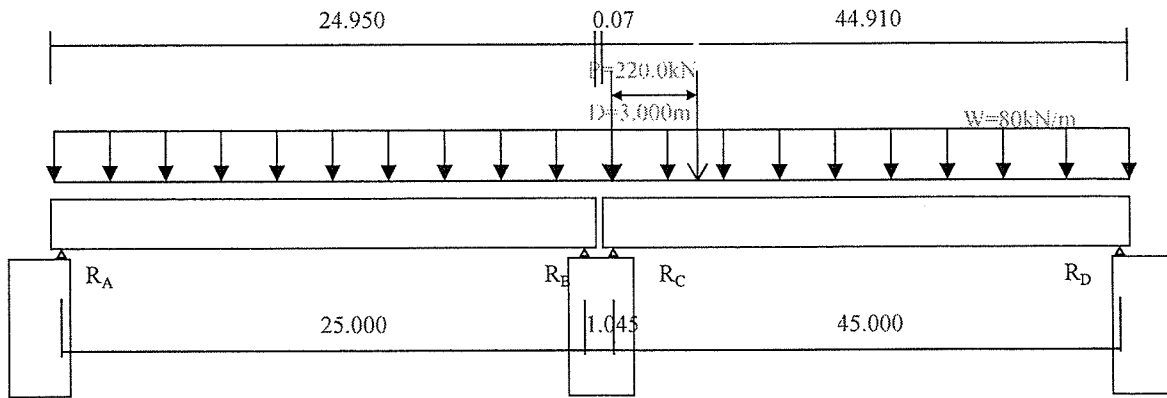
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- RPF(45m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.244	0.000	0.333	0.000	0.423		1.00
보도 하중 (단선)	0.717	0.000	0.238	0.000	0.000		0.96

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned}
 R_A &= 958.080 \text{ KN} & , & & R_C &= 2178.221 \text{ KN} \\
 R_B &= 1037.920 \text{ KN} & , & & R_D &= 1854.579 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\begin{aligned}
 \text{보도폭} &: b = 0.85 \text{ m} \\
 \text{균집하중} &: W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2 \\
 W_b &= 0.85 \times 5.00 \times 24.95 \times 1/2 = 53.019 \text{ KN} \\
 W_c &= 0.85 \times 5.00 \times 44.91 \times 1/2 = 95.434 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	241.35	0.00	519.84	0.00	329.70		1090.89
R_{LC}	599.91	0.00	748.06	0.00	921.39		2269.36
ΣR_L	841.26	0.00	1267.90	0.00	1251.08		3360.25

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	264.26	0.00	580.75	0.00	370.43		1215.44
R_{LC}	621.84	0.00	777.99	0.00	959.40		2359.23
ΣR_L	886.10	0.00	1358.74	0.00	1329.83		3574.67

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.

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 3.808 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 4.308 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 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	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	↓

- RPF

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

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) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 25.000 \quad , \quad 45.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.511}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.447}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.511 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.447 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

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

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

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

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

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.608 = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.108 = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

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

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

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

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

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

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

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

- 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 1090.89 kN , 지점c 2269.36 kN

$$P_{cb} = 1090.89 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 2269.36 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

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

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.608 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.108 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

▣ 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, 수평 및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	3.000	=	18.000	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.709	×	22.455	=	384.587	kN
	Mn3b	=	198.689	×	3.0545			=	606.896	kN·m
	Mn3c	=	384.587	×	3.355			=	1290.097	kN·m
	Σ Mn3							=	1896.993	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

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

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

$$R_{nc1} = 1290.10 \times 1.700 / 5.780 = 379.440 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 1290.10 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 1290.10 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 1290.10 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 1290.10 \times -1.700 / 5.780 = -379.440 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	2.000	×	3.000	=	9.000	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.800	×	0.6	=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.808	×	22.455	=	262.993	kN
	Mn3b	=	138.622	×	4.104			=	568.905	kN·m
	Mn3c	=	262.993	×	4.404			=	1158.221	kN·m
	Σ Mn3							=	1727.126	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{nb1} = 568.905 \times 1.700 / 5.780 = 167.325 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 568.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 568.905 \times -1.700 / 5.780 = -167.325 \text{ kN}$$

- RPF

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

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

$$R_{nc1} = 1158.221 \times 1.700 / 5.780 = 340.653 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 1158.221 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 1158.221 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 1158.221 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 1158.221 \times -1.700 / 5.780 = -340.653 \text{ kN}$$

6) 유수압 ($P = K \times V^2 \times A$)

$$K = 0.4 \text{ (원형)} : \text{교각의 형상에 따라 정해지는 계수}$$

$$V = Q / A = 1400.00 / 720 = 1.944 \text{ m/sec}$$

$$A = 0.000 \text{ m}^2 : \text{교각의 연직투영면적}$$

$$P = 0.4 \times 1.944^2 \times 0.000 = 0 \text{ kN}$$

$$H = 0.6 \times \text{수심} = 0.6 \times 0.000 = 0 \text{ m}$$

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(교좌)}	87.42		87.71		87.36	262.48	1.0교좌+0.3교축
	H _{EB(교축)}	368.46		303.03		366.93	1038.41	0.3교좌+1.0교축
종점측	H _{EC(교좌)}	277.94		280.49		276.41	834.84	1.0교좌+0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교좌+1.0교축

$$M_{eb(\text{교좌})} = 262.483 \times 1.718 = 450.946 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교좌})} = 834.845 \times 2.018 = 1684.717 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{Eb1} = 450.946 \times 1.700 / 5.780 = 132.631 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 450.946 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 450.946 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 450.946 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 450.946 \times (-1.700) / 5.780 = -132.631 \text{ kN}$$

- RPF

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

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

$$R_{EC1} = 1684.717 \times 1.700 / 5.780 = 495.505 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1684.717 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1684.717 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1684.717 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1684.717 \times (-1.700) / 5.780 = -495.505 \text{ kN}$$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비고
기둥하단	1,074.770	12,764.845	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교각장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(\text{교직})}$	214.71		215.42		214.56	644.70	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	904.98		744.28		901.24	2550.49	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(\text{교직})}$	682.67		688.91		678.91	2050.50	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 644.696 \times 1.718 = 1107.588 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 2050.496 \times 2.018 = 4137.901 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{Eb1} = 1107.588 \times 1.700 / 5.780 = 325.761 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1107.588 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1107.588 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1107.588 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1107.588 \times (-1.700) / 5.780 = -325.761 \text{ kN}$$

- RPF

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

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

$$R_{EC1} = 4137.901 \times 1.700 / 5.780 = 1217.030 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 4137.901 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 4137.901 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 4137.901 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 4137.901 \times (-1.700) / 5.780 = -1217.030 \text{ kN}$$

$$P_E = 644.70 + 2050.496 = 2695.192 \text{ kN}$$

$$M_c = 2695.192 \times 1.718 = 4630.340 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교적})}$	$M_{0E(\text{교적})}$	비 고
기둥하단	2,639.785	31352.25	1.0교적+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 구간		우측 구간	
고정하중	2755.000	kN	5608.000	kN
편 심	0.500	m	-0.545	m

$$M_d = 2755 \times 0.500 + 5608 \times -0.545 = -1678.860 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간		우측 구간	
활하중	단선재하시	1090.886	kN	2269.360	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.545	m

$$M_{L\text{단선}} = 1090.89 \times 0.500 + 2269.36 \times -0.545 = -691.358 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.545 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간		우측 구간	
활하중	단선재하시	1215.436	kN	2359.231	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.545	m

$$M_{L\text{단선}} = 1215.44 \times 0.500 + 2359.23 \times -0.545 = -678.063 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.545 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 3.000 \times 1.200 \times 5.300 = 19.080 \text{ kN} \\ &3.000 \times 0.800 \times 4.150 = 9.960 \text{ kN} \\ &(19.080 + 9.960) / 5.300 = 5.479 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥} \quad W_{n2} = 3.000 \times 2.800 \times 0.6 = 5.040 \text{ kN/m}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 1.500 \times 1.200 \times 5.300 = 9.540 \text{ kN} \\ &1.500 \times 0.800 \times 4.150 = 4.980 \text{ kN} \\ &(9.540 + 4.980) / 5.300 = 2.740 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥} \quad W_{t2} = 1.500 \times 2.800 \times 0.6 = 2.520 \text{ kN/m}$$

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 25.000 = 500.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 45.000 = 900.000 \text{ kN}$$

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 25.000 = 825.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 45.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

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

$$R_m = 2755.00 + 1037.920 = 3792.920 \text{ kN}$$

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

$$= 500.00 - 284.469 \text{ (제동하중)}$$

$$= 825.00 - 284.469 \text{ (시동하중)}$$

$$= 215.53 < T/2 = 250.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 540.53 > T/2 = 412.50 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 250.00 \text{ kN(제동하중), } 540.53 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 5608.00 + 2178.22 = 7786.221 \text{ kN}$$

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

$$= 1167.933 > T/2 = 450.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 1167.933 > T/2 = 500.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 450.000 \text{ kN(제동하중), } 500.000 \text{ kN(시동하중),}$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 540.531 + 500.000 = 1040.531 \text{ kN}$$

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

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 24.950 = 149.700 \text{ kN}$$

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

$$= 149.70 - 206.625$$

$$= -56.93 < T/2 = 74.85$$

$$\therefore T_f = 74.85 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 44.910 = 269.460 \text{ kN}$$

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

$$= 841.200 > T/2 = 134.730$$

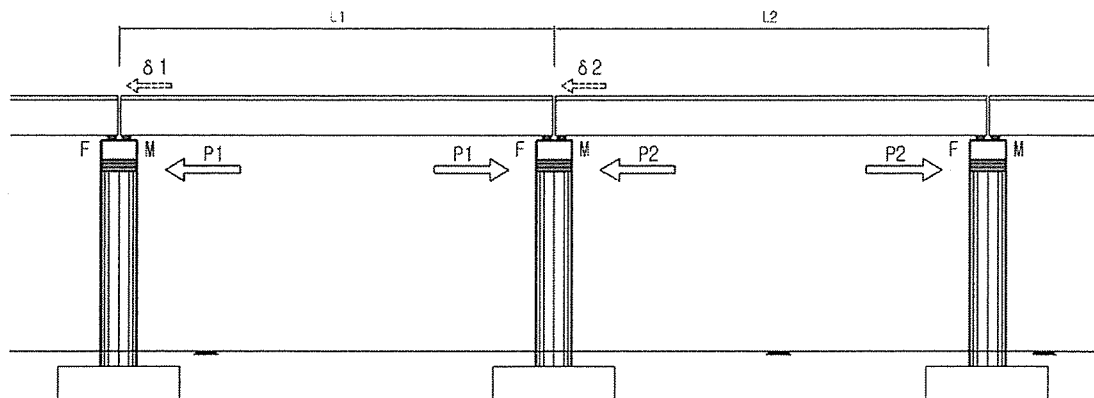
$$\therefore T_m = 134.73 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 74.850 + 134.730 = 209.580 \text{ kN}$$

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

$$T_{s1} = 2755.00 \times 0.150 = 413.250 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 5608.00 \times 0.150 = 841.200 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 3970.44 \times 0.150 = 595.565 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 7967.23 \times 0.150 = 1195.085 \text{ kN}$$

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)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 25.000 = 0.00375 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 45.000 = 0.00675 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 664.405 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m⁴

L : 11.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	413.250	664.405	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	595.565	1204.936	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1195.930 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m⁴

L : 11.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	841.200	1195.930	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1195.085	1695.930	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	841.200	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	695.085	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)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥하단	1062.98	11646.77	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

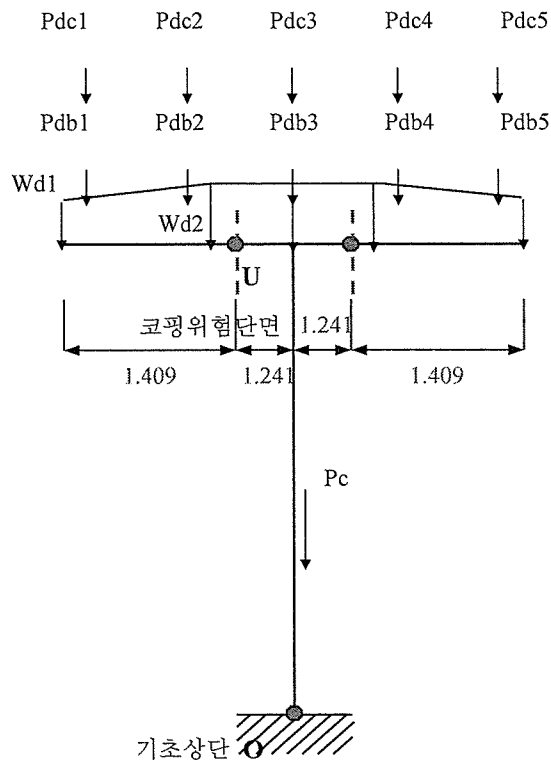
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥하단	2610.82	28606.10	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

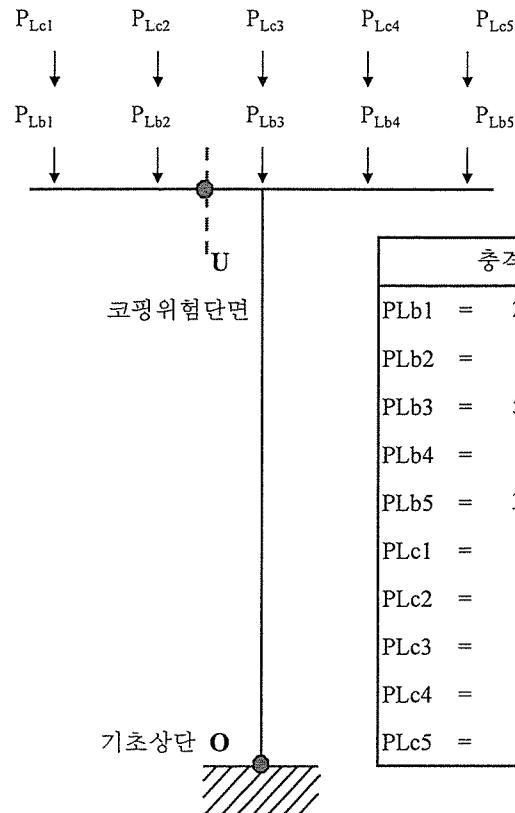
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	946.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	867.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	942.00	kN
Pdc1	=	1914.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	1860.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	1834.00	kN
Wd1	=	88.200	kN/m
Wd2	=	147.000	kN/m
Pc	=	1387.905	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	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	867.000	-1.241	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	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Pcd1	1914.000	0.459	1914.000	879.066	1.700	1914.000	3253.800
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	1860.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	1860.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	1834.000	0.459	1834.000	842.324	-1.700	1834.000	-3117.800
Wd1	117.60	0.643	135.24	86.90733884	0.000	270.48	0.000
Wd2	147.000	0.130	38.11449874	4.941207532	0.000	441.000	0.000
Pc	1387.905	-1.241	0.000	0	0.000	1387.905	0.000
합 계			3921.35	1405.396		10462.385	142.800

2-2) 활 하중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 241.345 kN	PLb1	= 264.262 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 519.843 kN	PLb3	= 580.748 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 329.697 kN	PLb5	= 370.425 kN
PLc1	= 599.91 kN	PLc1	= 621.84 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 748.06 kN	PLc3	= 777.99 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 921.39 kN	PLc5	= 959.40 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	241.345	0.459	241.345	110.846	1.700	241.345	410.287
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	519.843	-1.241	0.000	0.000	0.000	519.843	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	329.697	0.459	329.697	151.424	-1.700	329.697	-560.486
PLc1	599.912	0.459	599.912	275.529	1.700	599.912	1019.850
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	748.061	-1.241	0.000	0.000	0.000	748.061	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	921.387	0.459	921.387	423.177	-1.700	921.387	-1566.358
합 계			1251.085	574.601		3360.245	696.707

Moy= -691.358 kN·m

Ho= 0.000 kN

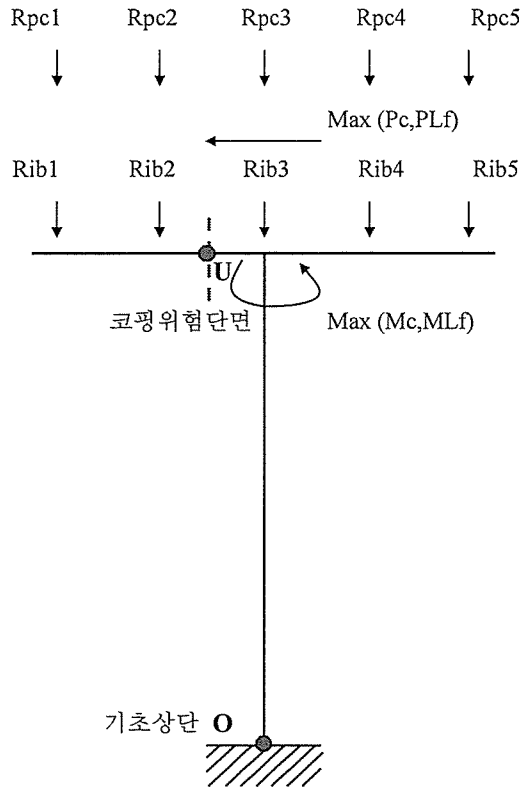
▶ 충격 고려시

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	264.262	0.459	264.262	121.371	1.700	264.262	449.246
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	580.748	-1.241	0.000	0.000	0.000	580.748	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	370.425	0.459	370.425	170.130	-1.700	370.425	-629.723
PLc1	621.840	0.459	621.840	285.600	1.700	621.840	1057.129
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	777.988	-1.241	0.000	0.000	0.000	777.988	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	959.403	0.459	959.403	440.637	-1.700	959.403	-1630.985
합 계			1329.828	610.767		3574.668	754.333

Moy= -678.063 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)

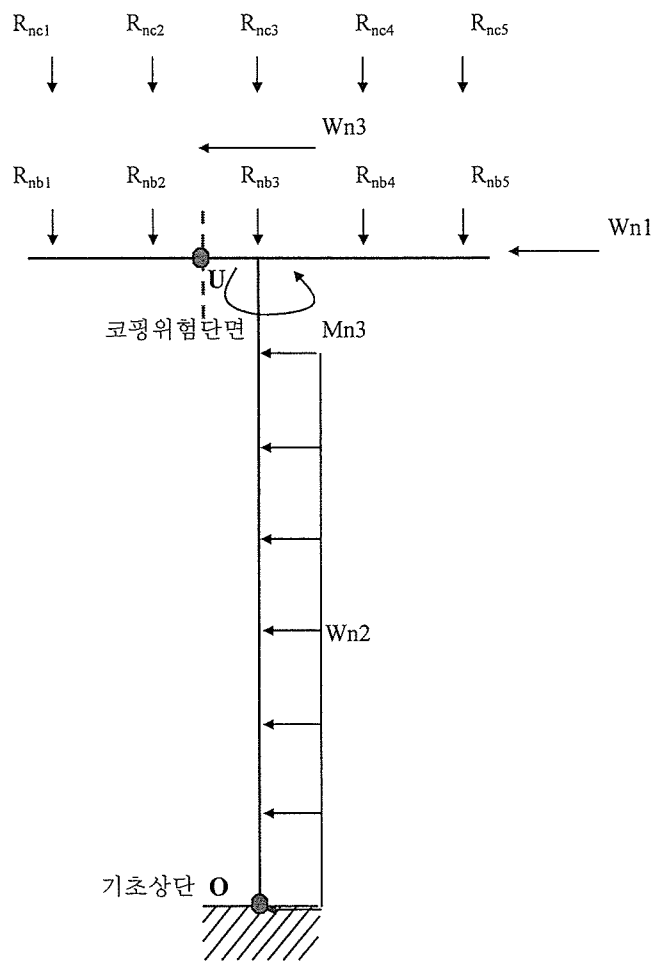
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

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	0.459	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	-1.241	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	0.459	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.459	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	-1.241	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	0.459	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	11.450	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

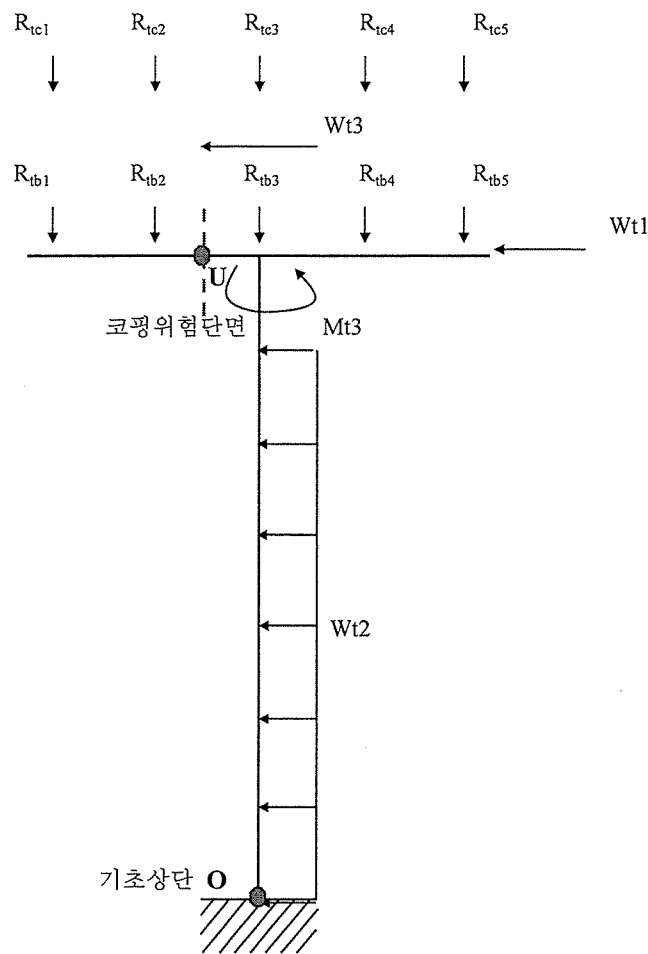


Wn1	=	18.000	kN
Wn2	=	5.040	kN/m
Wn3b	=	198.689	kN
Wn3c	=	384.587	kN
Mn3	=	1896.993	kN·m

Rnb1	=	178.499	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-178.499	kN
Rnc1	=	379.440	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-379.440	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	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.241	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	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
Rnc1	379.440	0.459	379.440	174.270	1.700	379.440	645.049
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.241	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	-379.440	0.459	-379.440	-174.270	-1.700	-379.440	645.049
Wn1	18.00	-	-	-	11.450	-	206.100
Wn2	46.37	-	-	-	4.600	-	213.293
Wn3	583.28	-	-	-	11.450	-	6678.510
합 계	647.644		557.939	256.252		0.000	8994.896

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

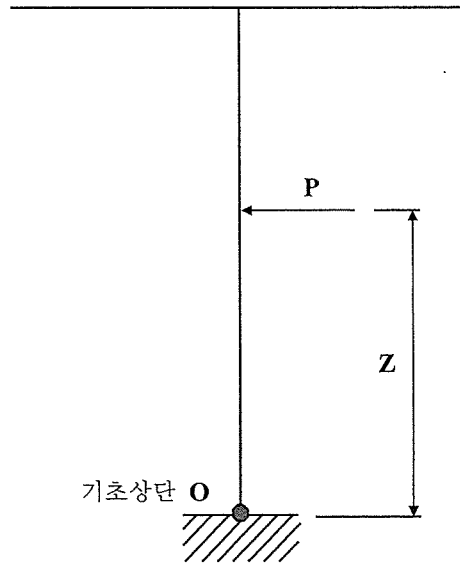


Wt1	=	9.000	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	138.622	kN
Wt3c	=	262.993	kN
Mt3	=	568.905	kN·m

Rtb1	=	167.325	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-167.325	kN
Rtc1	=	340.653	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-340.653	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)
Rtb1	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.241	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	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Rtc1	340.653	0.459	340.653	156.456	1.700	340.653	579.111
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.241	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	-340.653	0.459	-340.653	-156.456	-1.700	-340.653	579.111
Wt1	9.00	-	-	-	11.450	-	103.050
Wt2	23.18	-	-	-	4.600	-	106.646
Wn3	401.62	-	-	-	11.450	-	4598.492
합 계	433.799		507.978	233.305		0.000	6535.314

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	3.000	m

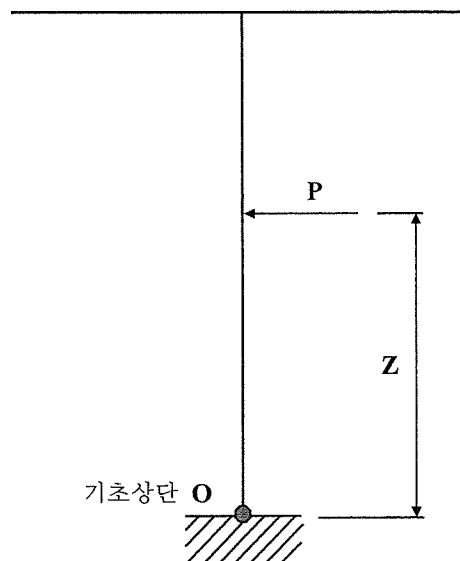
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 3.000 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	4.800	m

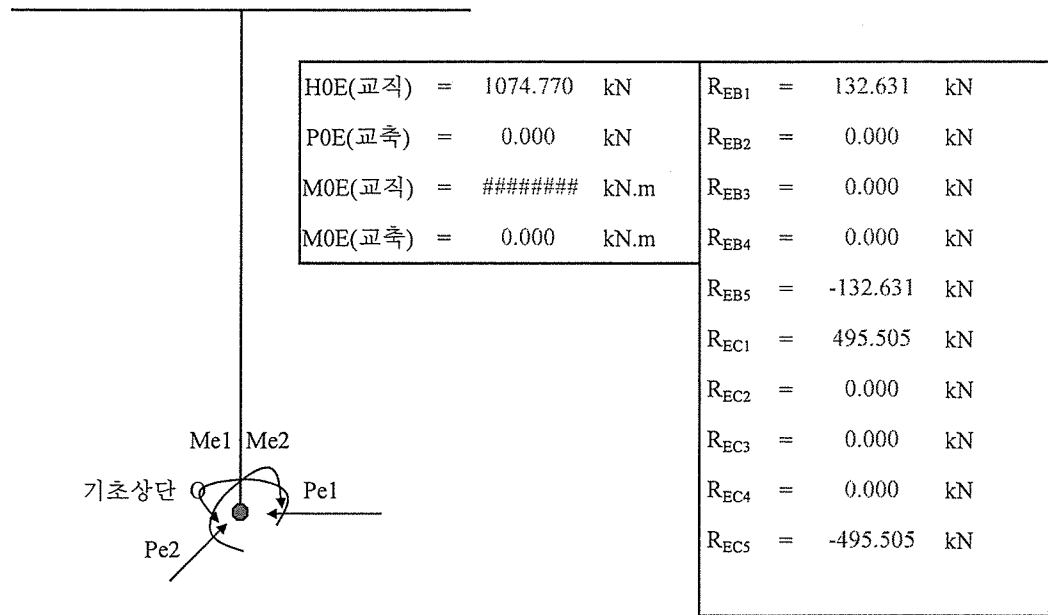
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1000.000 \times 4.800 = 4800.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

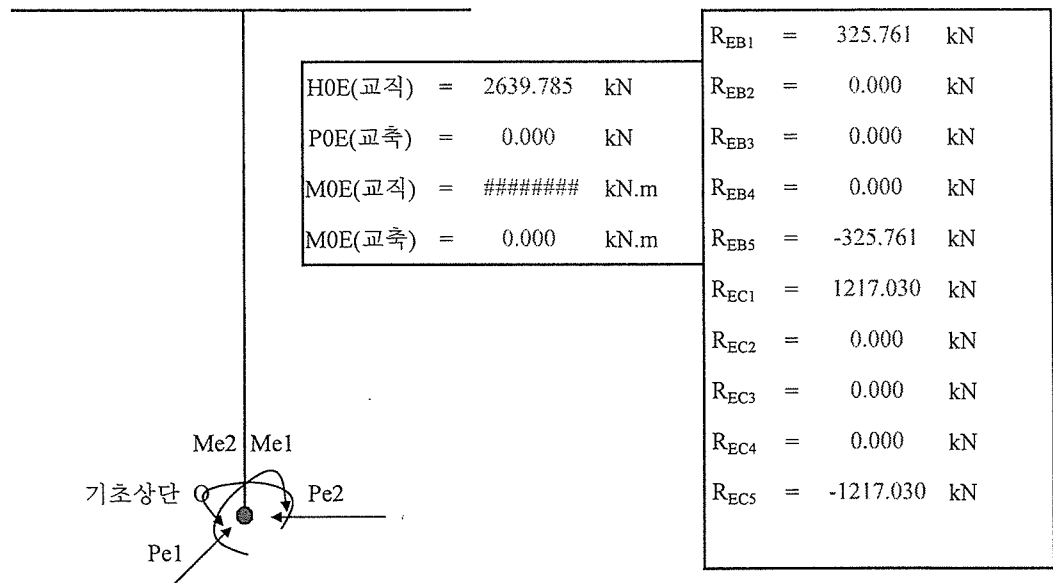
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	교평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	132.631	0.459	132.631	60.915	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-132.631	0.459	-132.631	-60.915	-	-	-
REC1	495.505	0.459	495.505	227.577	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-495.505	0.459	-495.505	-227.577	-	-	-
He1	1074.770	-	-	-	-	-	12764.845
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			628.136	288.492			

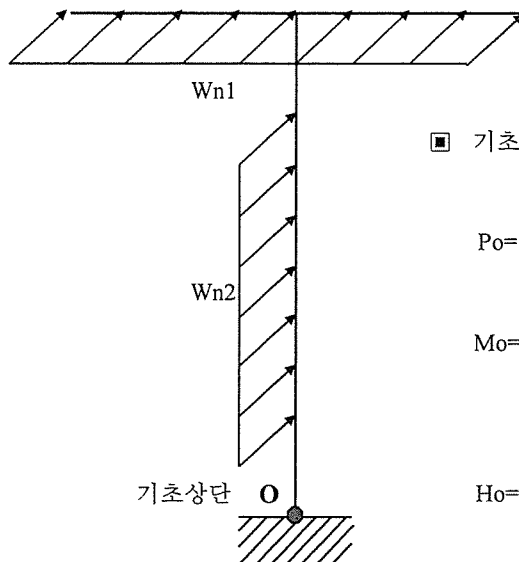
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	325.761	0.459	325.761	149.616	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-325.761	0.459	-325.761	-149.616	-	-	-
REC1	1217.030	0.459	1217.030	558.960	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-1217.030	0.459	-1217.030	-558.960	-	-	-
He1	2639.785	-	-	-	-	-	31352.251
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1542.791	708.577			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



W_{n1}	=	5.479	kN/m
W_{n2}	=	5.040	kN/m

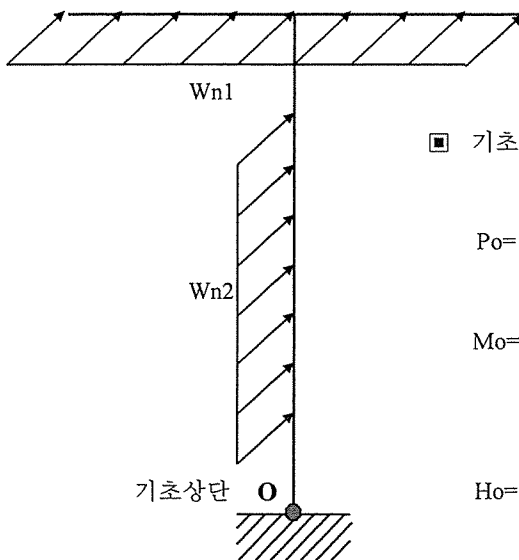
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 29.039 \times 10.200 + 46.368 \times 4.600 = 509.488 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 75.4067 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



W_{n1}	=	2.740	kN/m
W_{n2}	=	2.520	kN/m

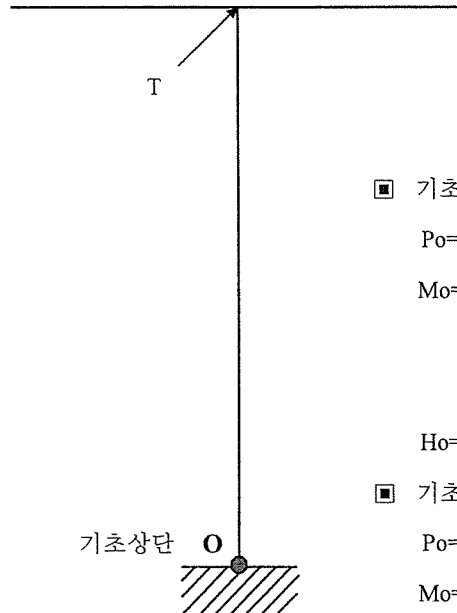
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 14.522 \times 10.200 + 23.184 \times 4.600 = 254.771 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 37.7060 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{\text{m복선}}$	=	0.000	kN
$T_{\text{단선}}$	=	540.531	kN
$T_{\text{m단선}}$	=	500.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 12.100 + \\ &\quad 0.000 \times 11.700 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

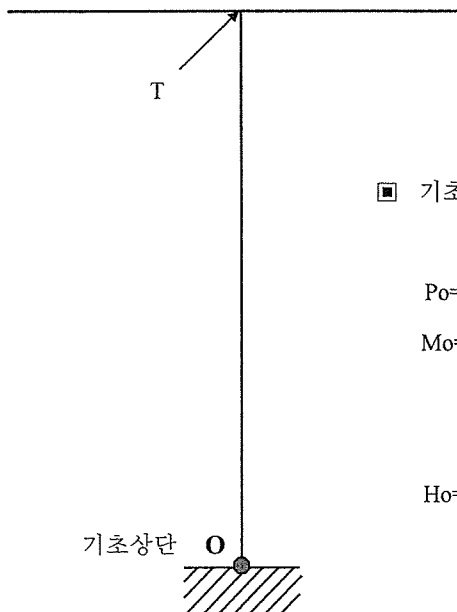
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 540.531 \times 12.100 + \\ &\quad 500.000 \times 11.700 \\ &= 12390.425 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1040.53 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.850	kN
T_m	=	134.730	kN

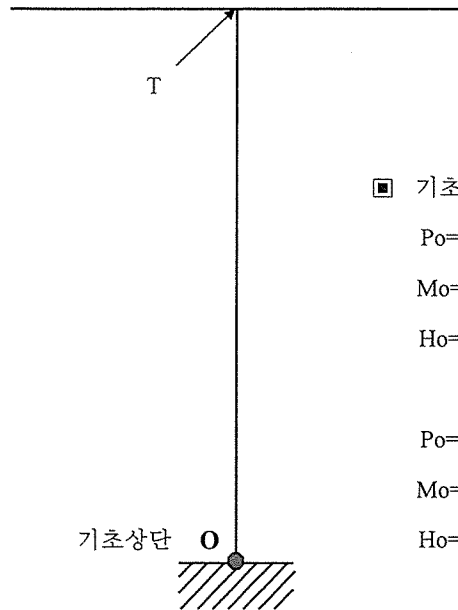
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 74.850 \times 12.100 + \\ &\quad 134.730 \times 11.700 \\ &= 2482.026 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 209.580 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	841.200	kN
시제동하중 작용시	=	695.085	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 841.200 \times 12.100 = 10178.520 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

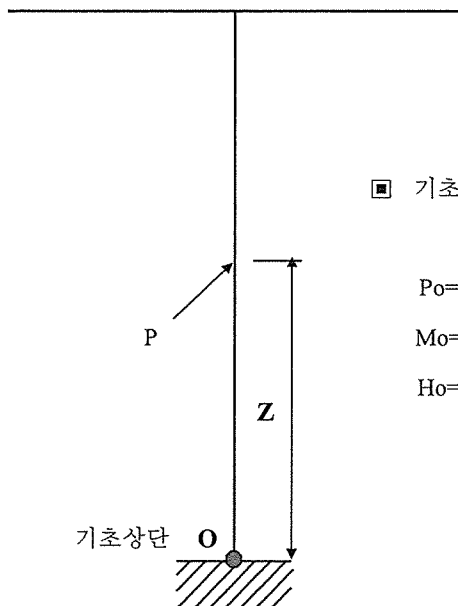
$$H_o = 841.200 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 695.085 \times 12.100 = 8410.525 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 695.085 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	4.800	M

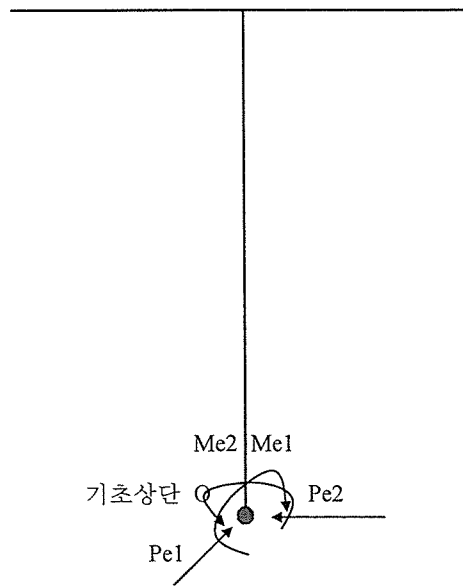
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 500.000 \times 4.800 = 2400.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

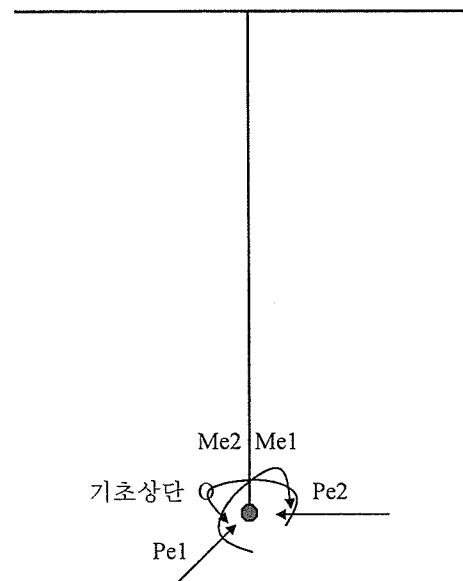
He1= 1062.977 kN·m

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= 2610.820 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	3,921	1,405	
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	1,251	575
		충격 고려시	1,330	611
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)	558	256	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)	508	233	
Load Case 6	유 수 압	-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중	-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)	628	288	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)	1,543	709	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고 정 하 중 + 자 중	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	-	-	-	3,921	1,405	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	5,251	2,016	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	4,479	1,662	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	4,429	1,639	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	5,759	2,249	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	3,921	1,405	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	5,251	2,016	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	4,479	1,662	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하 중 경 우	고 정 하 중 + 자 중	활하중 (충격고려)		정하중 원심하중		풍하중		유수 압	충 돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없을때	열차 가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	5,294	1,897	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	7,754	3,027	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	6,274	2,249	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	8,402	3,226	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	5,294	1,897	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	7,156	2,752	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	6,047	2,243	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	5,980	2,212	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	7,841	3,067	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	5,294	1,897	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	7,156	2,752	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	5,375	1,994	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		5,663	2,205	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	6,578	2,625	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)
교직 방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	10,462	143	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,360	697	691
			충격 고려시	-	-	3,575	754	678
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		648	-	-	8,995	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		434	-	-	6,535	-
교직 방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	4,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,075	-	-	12,765	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,640	-	-	31,352	-
교축 방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	75	-	-	509
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	38	-	-	255
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,041	-	-	12,390
	L.C 13	장대레일중하중		-	210	-	-	2,482
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	841	-	-	10,179
			시제동하중 작용	-	695	-	-	8,411
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,400
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,063	-	-	11,647
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,611	-	-	28,606

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)		행하중 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	10,462	-	143	-	-	
combo 2	14,037	-	897	-	678	
combo 3	10,462	-	143	841	10,179	
combo 4	14,037	-	897	841	10,857	
combo 5	10,462	648	9,138	917	10,688	
combo 6	10,462	434	6,678	942	11,147	
combo 7	14,037	434	7,432	1,983	24,216	
combo 8	10,462	1,000	4,943	500	2,400	
combo 9	14,037	1,000	5,697	500	3,078	
combo 10	10,462	1,648	13,938	575	2,909	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 경우	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							
	고정 하중	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	14,124	-	193	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	20,737	-	1,588	-	1,254	철설기 8.3.1
comb 13	16,740	-	228	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	22,459	-	1,435	-	1,085	철설기 8.3.2
comb 15	14,124	-	193	1,136	13,741	철설기 8.3.3
comb 16	19,129	-	1,249	1,136	14,690	철설기 8.3.3
comb 17	14,124	874	12,336	1,237	14,429	철설기 8.3.4
comb 18	14,124	586	9,015	1,283	15,173	철설기 8.3.5
comb 19	19,129	586	10,072	2,739	33,469	철설기 8.3.5
comb 20	14,124	1,350	6,673	675	3,240	철설기 8.3.7
comb 21	19,129	1,350	7,729	675	4,189	철설기 8.3.7
comb 22	12,555	1,977	16,725	690	3,491	철설기 8.3.8
comb 23	13,644	-	814	1,063	12,250	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	13,644	1,075	13,579	-	603	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	13,644	-	814	2,611	29,210	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	13,644	2,640	32,166	-	603	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향										교축방향							
	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 가없을 때	열차 가있을 때					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+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	8,370	-	114	-	-	철설기 8.3.1
comb 28	14,983	-	1,510	-	1,254	철설기 8.3.1
comb 29	8,370	-	114	-	-	철설기 8.3.2
comb 30	14,089	-	1,321	-	1,085	철설기 8.3.2
comb 31	8,370	-	114	1,136	13,741	철설기 8.3.3
comb 32	13,374	-	1,170	1,136	14,690	철설기 8.3.3
comb 33	8,370	874	12,257	1,237	14,429	철설기 8.3.4
comb 34	8,370	586	8,937	1,283	15,173	철설기 8.3.5
comb 35	13,374	586	9,993	2,739	33,469	철설기 8.3.5
comb 36	8,370	1,350	6,594	675	3,240	철설기 8.3.7
comb 37	13,374	1,350	7,650	675	4,189	철설기 8.3.7
comb 38	9,416	1,977	16,682	690	3,491	철설기 8.3.8
comb 39	13,644	-	814	1,063	12,250	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	13,644	1,075	13,579	-	603	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	13,644	-	814	2,611	29,210	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	13,644	2,640	32,166	-	603	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)		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 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	-	-	-	-	-	-	-

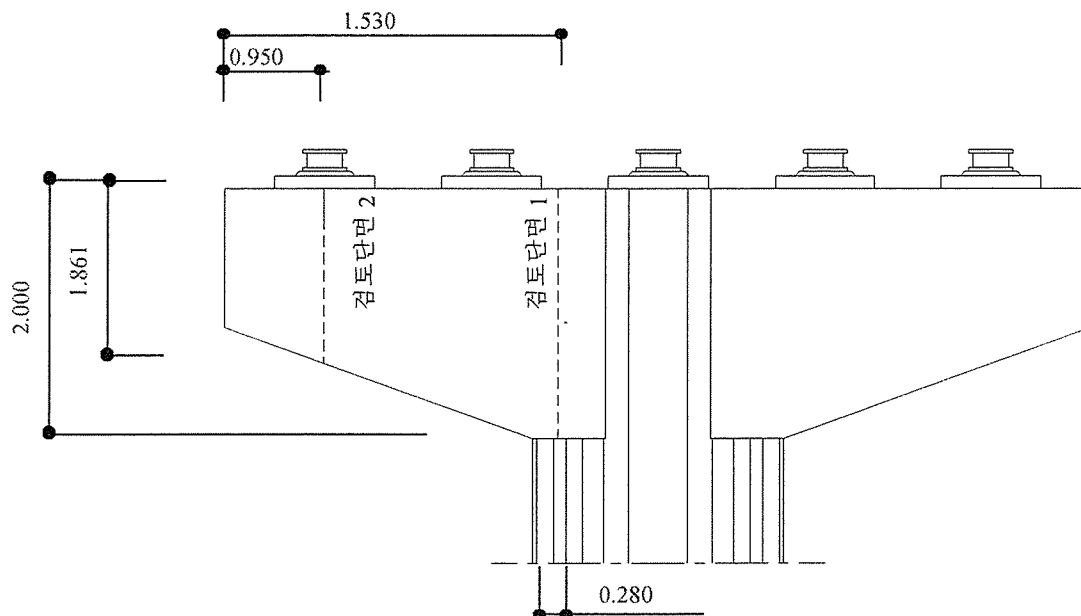
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	10,462	-	143	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	13,823	-	840	-	691	철설기 8.3.1
combo 45	10,462	-	143	841	10,179	철설기 8.3.3
combo 46	13,823	-	840	841	10,870	철설기 8.3.3
combo 47	10,462	648	9,138	917	10,688	철설기 8.3.4
combo 48	10,462	434	6,678	942	11,147	철설기 8.3.5
combo 49	13,823	434	7,375	1,983	24,229	철설기 8.3.5
combo 50	10,462	1,000	4,943	500	2,400	철설기 8.3.7
combo 51	13,823	1,000	5,640	500	3,091	철설기 8.3.7
combo 52	10,462	1,777	15,737	590	3,011	철설기 8.3.8
combo 53	13,823	-	840	1,063	12,338	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	13,823	1,075	13,604	-	691	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	13,823	-	840	2,611	29,297	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	13,823	2,640	32,192	-	691	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	2,249	
계수하중	최대모멘트	comb 14	3,226	
	최대전단력	comb 14	8,402	



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)
3,000	2,000	1,850	150	3,226	8,402	2,249

$L_n = 1160.00 \text{ mm}$ $L_n/D = 1160.00 / 1850.00 = 0.627 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	23	EA =	11,654 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	23	EA =	11,654 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	- mm ² ,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 23308.200 mm² [사용률 4.779 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 121.873 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03507 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 4877.250 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 222,134 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 19,425 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6,503 \text{ mm}^2$$

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

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 121.873 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 14177.949 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3225.860 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 4.395] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 3000.0 \times 1850.00 / 1000 = 4306.47 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 4306.47 < V_u = 8401.893 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 21532.343 \text{ kN} > 8401.893 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

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

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

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

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

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

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

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 3000 \times 200 = 1,500 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$\text{H 22 사용, } A_h = 6 \times 387.100 = 2322.600 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 3000 \times 200.00 = 900.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{H22 - 6 EA } S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 7047.192 \text{ kN}$$

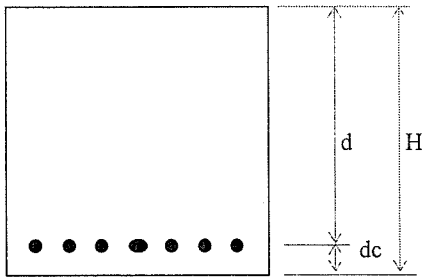
- 전단강도검토

$$V_u = 8401.893 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4306.47 + 7047.192 = 11353.661 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	3,000	mm ,
$d =$	1.850	mm,	$dc =$	150	mm ,
$M_o =$	2.249	kN· m,	$A_s =$	23,308	mm ²
$N =$	23		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 397 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 56 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) &= 58 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 1,084 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 3000 / 23 = 130.4 \text{ mm} < 1084 \text{ mm O.K!!}
 \end{aligned}$$

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)
3000.00	2000.00	1850.00	150.00	3225.860	8401.893	2249.468

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 8401.893 \text{ kN}$$

$$M_u = 3225.860 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 3225.860 / 8401.893 = 0.384 \text{ m}$$

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

$$a / d = 0.384 / 1.850 = 0.208 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 8401.893 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 8401.893 = 1680.379 \text{ kN}$$

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

$$= 3225.860 + 1680.379 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 3477.917 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3.000 \times 1.850 = 33,300 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3.000 \times 1.850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 31080.00 = 23310.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 23.310 \text{ kN} > V_u = 8.402 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

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

$$= \frac{8,401,893}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 20,005 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_p)의 설계

$$M_u = 3,478 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

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

$$= \frac{31}{0.005} = 5,924 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,680 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1,680 / (0.75 \times 400)$$

$$= 5601.263 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 5924 + 5601 = 11,526 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 20005 + 5601 = 18,938 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 3000 \times 1850 = 16,650 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 18,938 \text{ mm}^2$$

Use As (1단) :	H 25	- 23	EA	=	11654.100 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use As (2단) :	H 25	- 23	EA	=	11654.100 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use As (3단) :	H 0	- 0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 23308.200 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.231 \text{]}$$

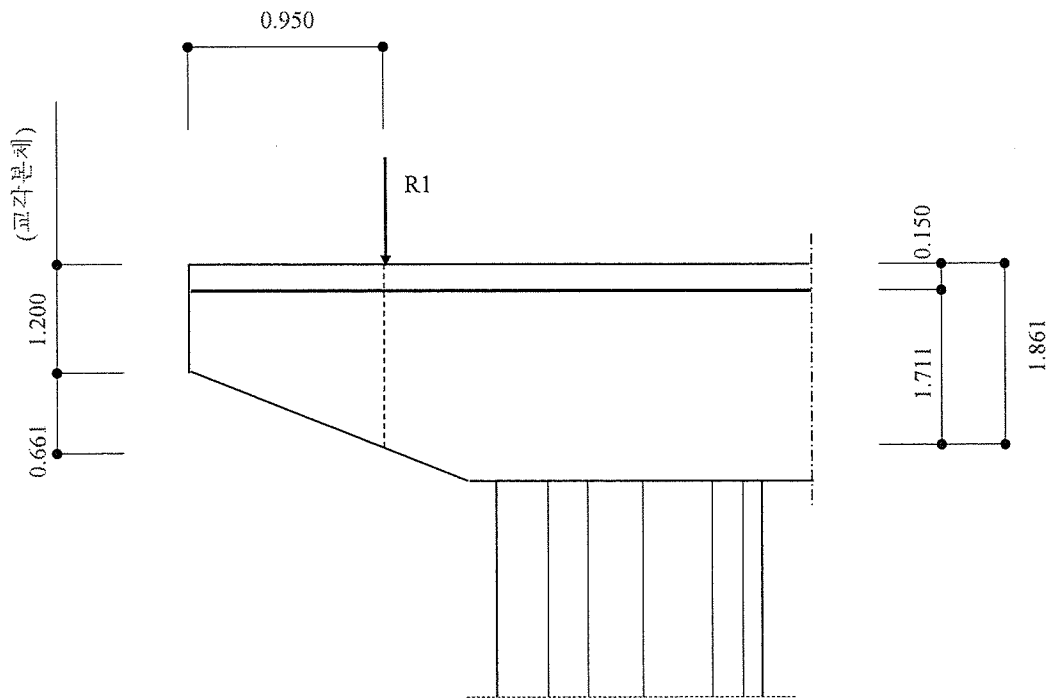
- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (18,938 - 5,601) = 6,668 \text{ mm}^2$$

Use	H 22	- 6	EA	×	6 단	=	13,936 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)
3000.00	1860.87	1710.87	150.00	137.505	2070.732	2249.468

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{O1} &= 1.200 \times 0.950 \times 3.000 \times 24.500 = 83.790 \text{ kN} \\
 W_{O2} &= \frac{1}{2} \times 0.661 \times 0.950 \times 3.000 \\
 &\quad \times 24.500 = 23.073 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 106.863 \text{ kN} \\
 \\
 M_{O1} &= 83.790 \times 0.475 = 39.800 \text{ kN.m} \\
 M_{O2} &= 23.073 \times 0.317 = 7.314 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 47.114 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 946.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 241.345 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 106.863 + 1.6 \times 946.000 + 1.6 \times 241.345 \\ &= 2070.732 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 47.114 \\ &= 75.383 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 75.383 / 2070.732 = 0.036 \text{ m} \\ d &= 1.861 - 0.150 = 1.711 \text{ m} \\ a / d &= 0.036 / 1.711 = 0.021 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2070.732 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2070.732 = 414.146 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 75.383 + 414.146 \times (1.861 - 1.711) \\ &= 137.505 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$\begin{aligned}
 V_{n\_max} &\leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d \\
 &\leq 0.2 \times 30 \times 3000.00 \times 1710.87 = 30795.652 \text{ kN} \\
 &\leq 5.6 \times 3000.00 \times 1710.87 = 28742.609 \text{ kN} \\
 \Phi V_{n\_max} &= 0.75 \times 28742.61 = 21556.957 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 21556.957 \text{ kN} > V_u = 2070.732 \text{ kN} \quad \therefore \text{OK!}$$

$$\begin{aligned}
 A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4) \\
 &= \frac{2070732.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)} \\
 &= 4930.314 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$\begin{aligned}
 M_u &= 137.505 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 a &= \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2) \\
 A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\
 &= \frac{1.314}{0.005} = 251.257 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$\begin{aligned}
 N_u &= 414.146 \text{ kN} \\
 A_n &= N_u / (\Phi \times f_y) = 414.146 / (0.75 \times 400) \\
 &= 1380.487 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_s &\geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d) \\
 &\geq 251.257 + 1380.487 = 1631.744 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 2/3 \times 4930.314 + 1380.487 = 4667.363 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 3000.000 \times 1710.870 = 15397.826 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\therefore A_s = 15397.826 \text{ mm}^2$$

Use As (1단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100 mm ²	,	d1 = 100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	23	EA	=	11654.100 mm ²	,	d2 = 200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 23308.200 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.514 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스톱, 띠철근(A_h)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15397.826 - 1380.487) \\
 &= 7008.670 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Use	H	22	-	6	EA	×	5	단	=	11613.000 mm ²

∴ O.K!!

7.기 등 설계

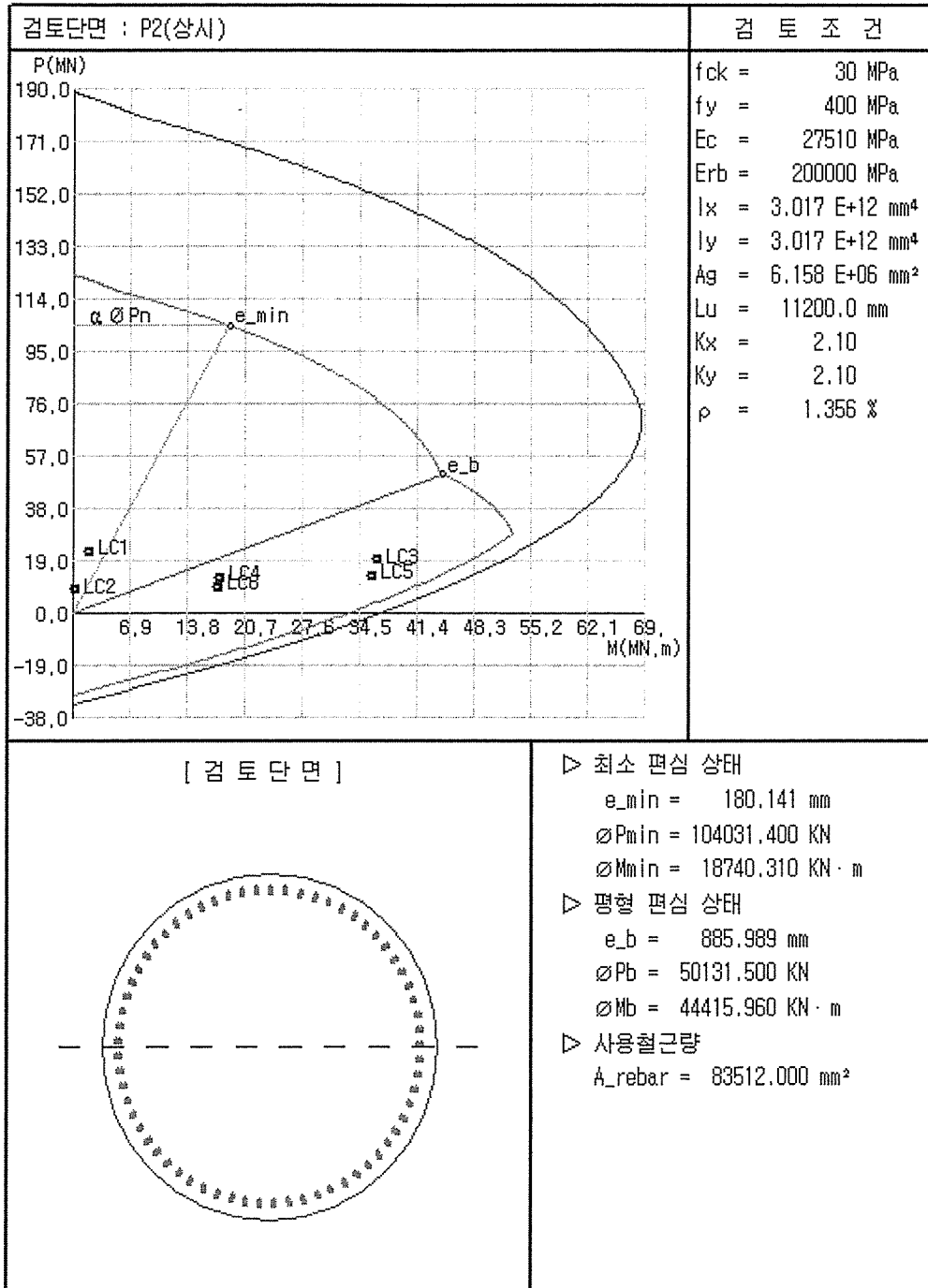
7.1 단면력 집계

구 분	하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
			교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	22,459	0	0	1,085	1,435	Load case 1
	최소축력	8,370	0	0	0	114	Load case 2
	교축방향	19,129	2,739	586	33,469	10,072	Load case 3
	교직방향	12,555	690	1,977	3,491	16,725	Load case 4
	교축방향	13,374	2,739	586	33,469	9,993	Load case 5
	교직방향	9,416	690	1,977	3,491	16,682	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	13,644	1,063	0	12,250	814	Load case 7
	교축직각방향	13,644	0	1,075	603	13,579	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	13,644	2,611	0	29,210	814	Load case 9
	교축직각방향	13,644	0	2,640	603	32,166	Load case 10

7.2 기동해석

1) 상 시

▶ P-M 상관도



▶ P2(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(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) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 11200.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

-. 2단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

-. 총 사용 철근량 : $A_{st} = 83512.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22459.285 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 1084.901 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 1084.901 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 1435.413 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 1435.413 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.6$

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

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.053$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.053$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 1142.668 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 1511.843 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 1895.088 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 52.917^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.12 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 84.38 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.297 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.876 + 12708.677 + -9656.618 = 76885.940 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.994 + 11600.164 + 9998.361 = 68093.520 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.64 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65209$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50136.25 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44402.84 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$
 $M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 28827.918 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.650$
축 력 감 소 계 수 : $\alpha = 0.850$
설 계 축 하 중 강 도 : $\alpha \phi P_n = 104031.354 \text{ KN} \geq P_u = 22459.285 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$
설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 18738.148 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1895.088 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 8369.908 \text{ KN}$

$$\begin{aligned}\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} &= 114.240 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.s} &= 114.240 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{X축 세장비} : \lambda_x &= 33.6 \\ \text{Y축 세장비} : \lambda_y &= 33.6\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} &= 1.000 \\ : \delta_{x.s} &= 1.019 \\ \text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} &= 1.000 \\ : \delta_{y.s} &= 1.019\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} &= 116.434 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} : \delta M_u &= 116.434 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} : \theta_{rot} &= 90.000^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{최 소 편 심} : e_{min} &= 180.35 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} : e &= 13.91 \text{ mm}\end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1593.300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}P_b &= C_c + C_s + T_t = 73869.281 + 12719.409 + -9682.797 = 76905.890 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 46508.098 + 11605.081 + 10021.250 = 68134.430 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{평 형 편 심} : e_b &= 885.95 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} : \epsilon_t &= 0.00203 \\ \text{강 도 감 소 계 수} : \phi &= 0.65261 \\ \text{평 형 축 하 중} : \phi P_b &= 50189.48 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b &= 44465.14 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

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

③ 단면강도 검토

$$\begin{aligned}\text{사용철근비} : P_{used} &= 1.356 \% \\ \text{계수축력 } P_u &< 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..} \\ \text{순인장변형률 } \epsilon_t &= -0.10000 < 0.004 \dots \therefore \text{취성파괴}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha P_n &= \alpha \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 160045.800 \text{ KN} \\ M_n &= \alpha P_n \times e_{min} = 28864.752 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\text{강도 감 소 계 수} : \phi = 0.650$$

축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 104031.354 \text{ KN} \geq P_u = 8369.908 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 18762.371 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 116.434 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 19128.755 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 33468.869 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 33468.869 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 10071.521 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 10071.521 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.6$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.045$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.045$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 34974.799 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 10524.686 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 36524.041 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 16.748^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.14 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1909.38 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.299 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73834.108 + 12688.347 + -9662.746 = 76859.710 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.904 + 11601.121 + 9999.004 = 68095.030 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.97 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65227$

평형 축하중 : $\phi P_b = 50133.32 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 44416.38 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 990.759 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1909.379 \text{ mm} \approx e = 1909.379 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 38851.864 + 9170.158 + -17384.070 = 30637.950 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 35479.533 + 9799.992 + 13219.934 = 58499.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0051$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.0051 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 27574.156 \text{ KN} \geq P_u = 19128.755 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 52649.512 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 36524.041 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 12554.862 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 3491.385 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 3491.385 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 16725.235 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 16725.235 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.6$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.029$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

$$: \delta y.s = 1.029$$

$$X\text{축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 3592.922 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y\text{축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 17211.637 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 17582.649 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 78.209^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 180.14 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1400.47 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.232 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.709 + 12686.120 + -9662.509 = 76857.320 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.010 + 11600.135 + 9999.399 = 68094.550 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 885.99 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00203$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65227$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 50131.43 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 44415.77 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1203.834 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1400.465 \text{ mm} \quad \therefore e = 1400.465 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.356 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.003666 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 50784.303 + 10457.068 + -14931.424 = 46309.950 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 41229.815 + 10637.593 + 12988.068 = 64855.480 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00367$$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00367 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면}$$

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

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.789$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 36530.228 \text{ KN} \geq P_u = 12554.862 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도} : \phi M_n = 51159.318 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17582.649 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(5) Load Case 5

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 13374.443 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 33468.869 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 33468.869 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 9992.981 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 9992.981 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 33.6$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 33.6$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.031$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.031$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 34507.725 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 10303.156 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 36013.027 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 16.624^\circ$$

$$\text{최소 편심 : } e_{min} = 180.14 \text{ mm}$$

$$\text{작용 편심 : } e = 2692.67 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.297 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.916 + 12688.783 + -9662.788 = 76859.910 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.891 + 11601.461 + 9999.020 = 68095.380 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형 편심 : } e_b = 885.97 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t = 0.00203$$

$$\text{강도 감소 계수 : } \phi = 0.65227$$

$$\text{평형 축하중 : } \phi P_b = 50133.51 \text{ KN}$$

$$\text{평형 모멘트 : } \phi M_b = 44416.65 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 832.048 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 2692.675 \text{ mm} \approx e = 2692.675 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006645 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 30424.712 + 8061.883 + -19181.935 = 19304.660 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 30107.551 + 8944.814 + 12928.809 = 51981.170 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00664$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00664 \rightarrow \text{인장지배단면}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 17374.194 \text{ KN} \geq P_u = 13374.443 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 46783.055 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 36013.027 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 9416.147 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 3491.385 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 3491.385 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 16682.395 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 16682.395 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.6$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

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

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

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

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 3566.988 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 17043.636 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 17412.895 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 78.179^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.14 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1849.26 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.225 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.549 + 12686.268 + -9662.628 = 76857.190 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.000 + 11600.175 + 9999.459 = 68094.630 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.99 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65227$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50131.50 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44415.97 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1009.844 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1849.259 \text{ mm} \approx e = 1849.259 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

$P_n = C_c + C_s + T_t = 39899.156 + 9271.155 + -17171.795 = 31998.520 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 36070.030 + 9874.792 + 13228.725 = 59173.550 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00495$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00495 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

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

강도 감 소 계 수 : $\phi = 0.896$

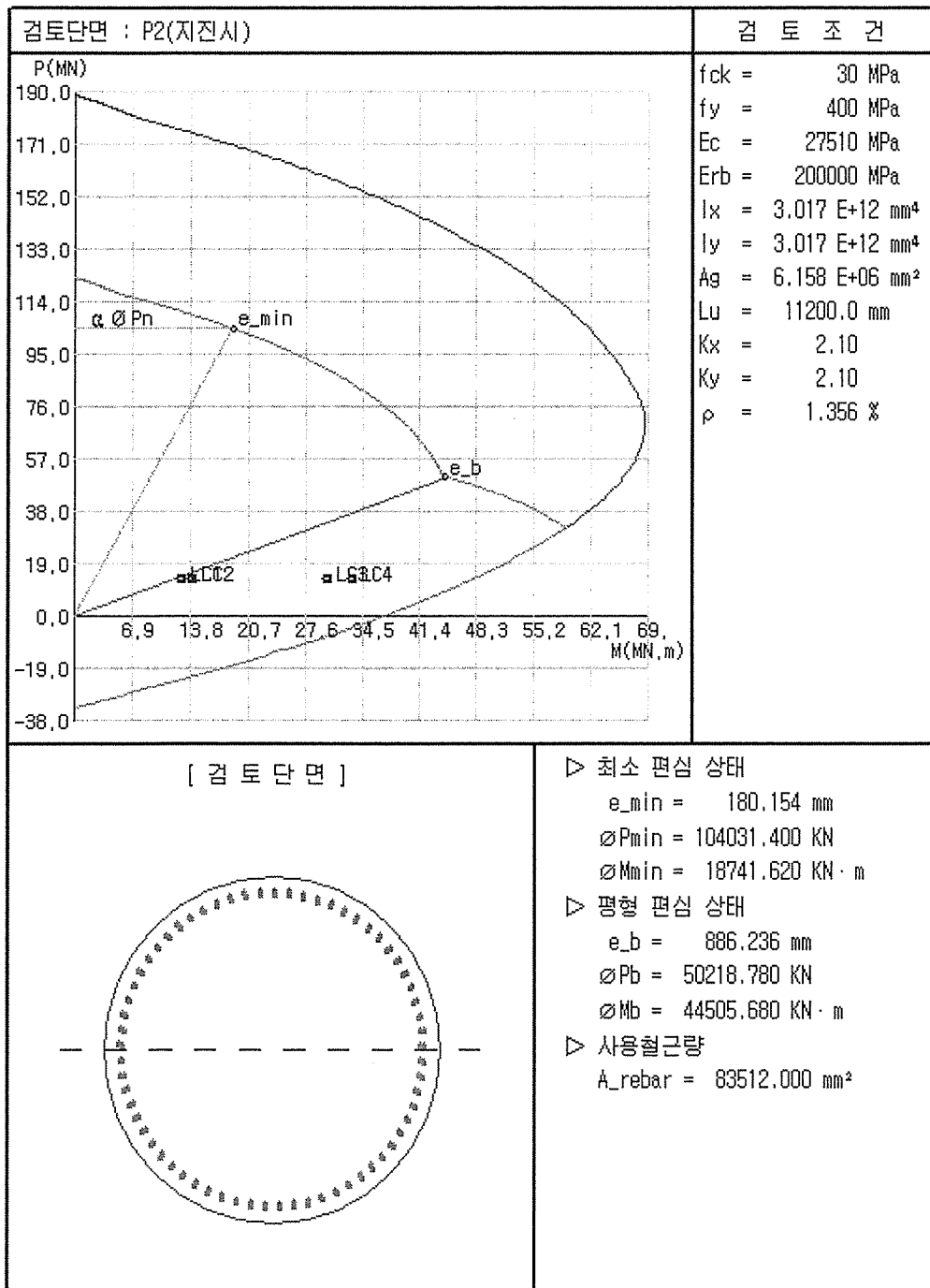
설계축하중강도 : $\phi P_n = 28655.612 \text{ KN} \geq P_u = 9416.147 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 힘 강 도 : $\phi M_n = 52991.650 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17412.895 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ P-M 상관도



▶ P2(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P2(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) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 11200.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

-. 2단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

-. 총 사용 철근량 : $A_{st} = 83512.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13643.839 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 12250.245 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 12250.245 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 814.157 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 814.157 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.6$

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

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.032$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.032$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 12638.387 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 839.953 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 12666.268 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 3.802^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.13 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 928.35 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.299 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.836 + 12711.335 + -9657.495 = 76887.680 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.753 + 11601.061 + 9998.237 = 68094.050 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.63 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65305$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50211.58 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44468.89 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1557.75 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 928.351 \text{ mm} \approx e = 928.351 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002151 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 71536.474 + 12486.997 + -10330.133 = 73693.340 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 46307.280 + 11536.243 + 10569.739 = 68413.270 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00215$
 $\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00215 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 $0.65 \sim 1.00$ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.668$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 49194.877 \text{ KN} \geq P_u = 13643.839 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 45670.099 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 12666.268 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용 하중

계수축하중 : $P_u = 13643.839 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 603.476 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 603.476 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 13579.002 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 13579.002 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.6$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

$\delta_{x.s} = 1.032$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

$\delta_{y.s} = 1.032$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 622.597 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 14009.243 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 14023.071 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 87.455^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 180.14 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 1027.80 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1595.847 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73834.791 + 12700.773 + -9663.938 = 76871.630 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.085 + 11601.600 + 10002.086 = 68098.770 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 885.88 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65321$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 50212.98 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 44482.50 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1468.632 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1027.795 \text{ mm} \approx e = 1027.795 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002463 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 66270.271 + 11983.815 + -11631.714 = 66622.380 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 45597.930 + 11364.601 + 11511.616 = 68474.150 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00246$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00246 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

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

강도 감소 계수 : $\phi = 0.704$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 46902.967 \text{ KN} \geq P_u = 13643.839 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 48206.640 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 14023.071 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13643.839 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 29209.575 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 29209.575 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 814.157 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 814.157 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.6$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
 : $\delta_{x.s} = 1.032$
 Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
 : $\delta_{y.s} = 1.032$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 30135.063 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 839.953 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 30146.767 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 1.597^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.13 \text{ mm}$
 작 용 편 심 : $e = 2209.55 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.298 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.640 + 12712.649 + -9658.316 = 76887.970 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.727 + 11601.269 + 9998.363 = 68094.360 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.63 \text{ mm}$
 최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$
 강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65307$
 평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50213.30 \text{ KN}$
 평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44470.45 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 914.52 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 2209.552 \text{ mm} \approx e = 2209.552 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$
 계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.005773 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 34746.585 + 8634.743 + -18246.264 = 25135.060 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 33002.162 + 9405.220 + 13129.838 = 55537.220 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00577$
 $0.005 \leq \epsilon_t = 0.00577 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$
 설계축하중강도 : $\phi P_n = 25135.063 \text{ KN} \geq P_u = 13643.839 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

$$\text{설 계 힘 강 도 : } \phi M_n = 55537.220 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30146.767 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 13643.839 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{계수모멘트(X) : } M_{ux} &= 603.476 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.s} &= 603.476 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} &= 32166.408 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.s} &= 32166.408 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 33.6$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 33.6$$

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

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

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

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} &= 622.597 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} &= 33185.577 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u &= 33191.417 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} &= 88.925^\circ \end{aligned}$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{\min} = 180.15 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 2432.70 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1594.780 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73835.235 + 12690.228 + -9674.444 = 76851.020 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.116 + 11602.520 + 10010.489 = 68108.130 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 886.24 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t = 0.00203$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.65346$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 50218.78 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 44505.68 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 870.163 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2432.704 \text{ mm} \approx e = 2432.704 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006218 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 32483.032 + 8360.556 + -18751.669 = 22091.920 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 31523.399 + 9186.393 + 13033.302 = 53743.090 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00622$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00622 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 22091.919 \text{ KN} \geq P_u = 13643.839 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 53743.093 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 33191.417 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 2801.321 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 140 \right) = 802.5 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{2800}{2} + 802.459 = 2202.46 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 2801.321 / 0.85 = 3295.672 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 2800.0 \times 2202.46 / 1000 = 5629.570 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 5629.570 \text{ KN} > V_n = 3295.672 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 2814.785 \text{ KN} < V_n = 3295.672 \text{ KN}$$

∴ 최소전단철근 필요

$$\begin{aligned} \text{전단철근 간격 } s &= 300.0 \text{ mm} \\ \text{Req. As} &\left[\begin{aligned} 0.35 b_w s / f_y &= 735.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) &= 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단철근 필요시}) \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H}{22} \times \frac{2}{ea} = \frac{774.200 \text{ mm}^2}{774.200 \text{ mm}^2} > 735.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\left. \begin{aligned} \text{부재최소단면치수의 } 1/4 &= 700.000 \\ \text{축방향 철근지름의 6배} &= 174.000 \end{aligned} \right\} \text{중 작은값이므로 } 174 \text{ mm} \text{ 를 초과하지 않아야 한다.}$$

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\left. \begin{aligned} \text{기둥의 최대단면치수} &= 2800.000 \\ \text{기둥 순높이의 } 1/6 &= 1533.333 \\ 45 \text{ cm 이상} &= 450.000 \end{aligned} \right\} \text{중 큰값이므로 } 2800 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

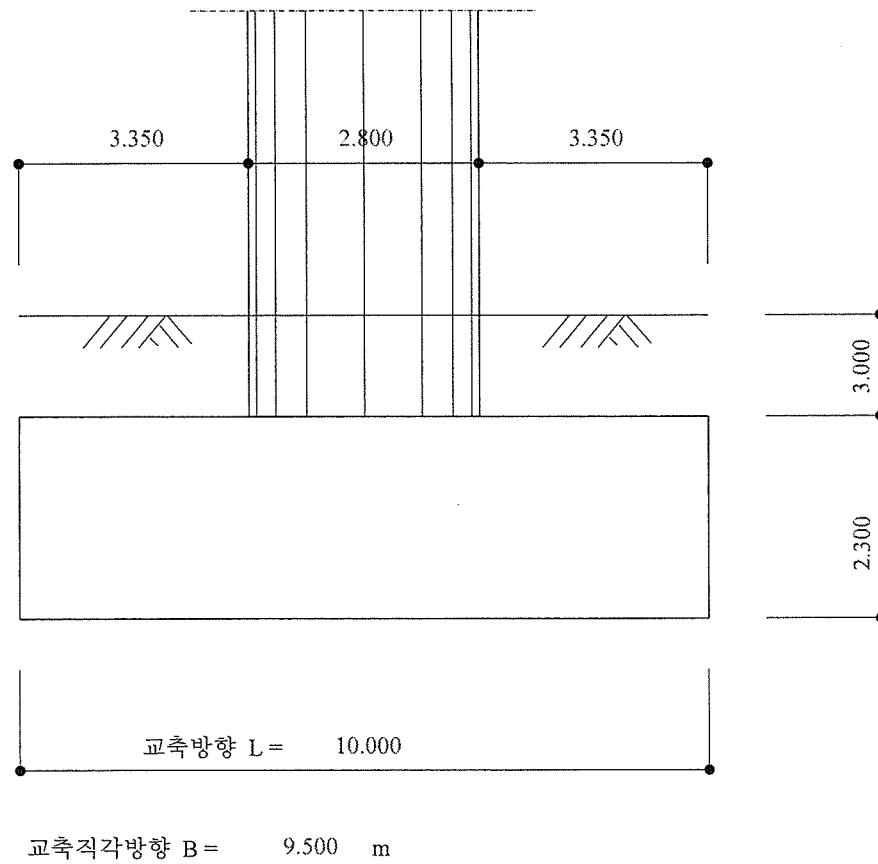
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\left. \begin{aligned} \text{기둥치수의 0.5배이상연장} &= 1400.000 \\ 38 \text{ cm 이상} &= 380.000 \end{aligned} \right\} \text{중 큰값이므로 } 1400 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$10.000 \times 2.300 \times 9.500 \times 24.500 = 5353.250 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 5353.250 \text{ kN}$$

나) 흙의 자중

$$10.000 \times 3.000 \times 9.500 \times 19.000 = 5415.000 \text{ kN}$$

$$- \pi \times 2.800 \times \frac{\pi}{4} \times 3.000 \times 19.000 = -350.979 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 5064.021 \text{ kN}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 5353.250 + 5064.021 = 10417.27 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	13822.631	7374.821	
적 용	combo 49	1000.000	13822.631	7374.821	
평상시 최대모멘트	combo 52	1777.173	10462.385	15736.675	
적 용	combo 52	1777.173	10462.385	15736.675	
지진시	combo 56	2639.785	13822.631	32191.758	1.0

나) 교축방향

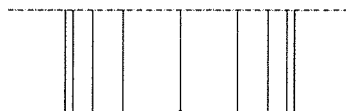
(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1982.902	13822.631	24229.105	
적 용	combo 49	1982.902	13822.631	24229.105	
평상시 최대모멘트	combo 49	1982.902	13822.631	24229.105	
적 용	combo 49	1982.902	13822.631	24229.105	
지진시	combo 55	2610.820	13822.631	29297.457	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

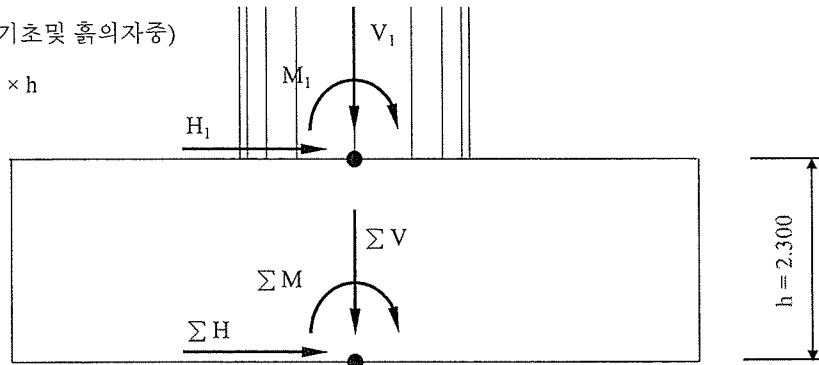
$$\sum H = H_1 \text{ (평상시)}$$

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



$$\Sigma V = V_1 + V_2 \text{ (기초 및 흙의 자중)}$$

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비고
평상시 최대축력	1000.000	24239.902	9674.821	0.399	
평상시 최대모멘트	1777.173	20879.656	19824.173	0.949	
지진시	2639.785	24239.902	38263.264	1.579	

나) 교축방향

(사용하중)

구분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비고
평상시 최대축력	1982.902	24239.902	28789.780	1.188	
평상시 최대모멘트	1982.902	24239.902	28789.780	1.188	
지진시	2610.820	24239.902	35302.343	1.456	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

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

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

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

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

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 5.300 = 100.700 \text{ kN/m}^2$$

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

$$C = 0$$

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

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 9.500 - 2 \times 0.949 = 7.601 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 10.000 - 2 \times 1.188 = 7.625 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 7.601 \times 7.625 = 57.958 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 57.958 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 7.601 \times 81.30 + 100.700 \times 100.4] = 861,574 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 861,574 / 3 = 287,191 \text{ kN}$$

$$Q_a = 287,191 \text{ kN} > V_{\max} = 24,240 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\begin{aligned} \text{유효재하폭 } B' &= B - 2e_b = 9.500 - 2 \times 1.579 = 6.343 \text{ m} \\ L' &= L - 2e_l = 10.000 - 2 \times 1.456 = 7.087 \text{ m} \\ \text{유효재하면적 } A' &= B' \times L' = 6.343 \times 7.087 = 44.953 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 44.953 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 6.343 \times 81.30 + 100.700 \times 100.4] = 632,870 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 632,870 / 2 = 316,435 \text{ kN}$$

$$Q_a = 316,435 \text{ kN} > V_{\max} = 24,240 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

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)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 24239.902 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.399) / 9.500 \} \\ q_{\max} &= 319.477 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 190.837 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 20879.656 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.949) / 9.500 \} \\ q_{\max} &= 351.581 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 87.991 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.579 < B/6 = 1.583$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 24239.902 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.579) / 9.500 \} \\ &= 509.539, \quad 0.775 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 48479.805 / (10.000 \times 10.264) = 472.309 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 509.539 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.775 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 24239.902 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.188) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 436.987 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 73.327 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 24239.902 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.188) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 436.987 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 73.327 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.456 < L/6 = 1.667$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 24239.902 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.456) / 10.000 \} \\ &= 478.119, \quad 32.195 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 48479.805 / (9.500 \times 9.881) = 516.466 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 478.119 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 32.195 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$e_{\max} = 0.949 \text{ m}$$

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

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 1.579 \text{ m}$$

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

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{\max} = 1.188 \text{ m}$$

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

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 1.456 \text{ m}$$

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

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)

$$H_u = 20879.656 \times 0.538 = 11233.255 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 11233.3 / 1777.173 = 6.321 > 1.5 \quad \text{-O.K.-}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 24239.902 \times 0.538 = 13041.067 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13041.1 / 2639.79 = 4.940 > 1.2 \quad \text{-O.K.-}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 24239.90 \times 0.538 = 13041.067 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13041.1 / 1982.90 = 6.577 > 1.5 \quad \text{-O.K.-}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 24239.90 \times 0.538 = 13041.067 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13041.1 / 2610.82 = 4.995 > 1.2 \quad \text{-O.K.-}$$

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	22459.285	1435.413	
적 용	comb 14	0	22459.285	1435.413	
평상시 최대모멘트	comb 22	1977.173	12554.862	16725.235	
적 용	comb 22	1977.173	12554.862	16725.235	
지진시	comb 26	2639.785	13643.839	32166.408	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	22459.285	1084.901	
적 용	comb 14	0.000	22459.285	1084.901	
평상시 최대모멘트	comb 19	2739.423	19128.755	33468.869	
적 용	comb 19	2739.423	19128.755	33468.869	
지진시	comb 25	2610.820	13643.839	29209.575	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10417.271 \times 1.6 = 16667.634 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10417.271 \times 1.35 = 14063.316 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 10417.271 \times 1.0 = 10417.271 \text{ kN}$$

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

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	39126.919	1435.413	0.037	
평상시 최대모멘트	1977.173	26618.178	21272.733	0.799	
지진시	3464.186	24061.110	40134.035	1.668	

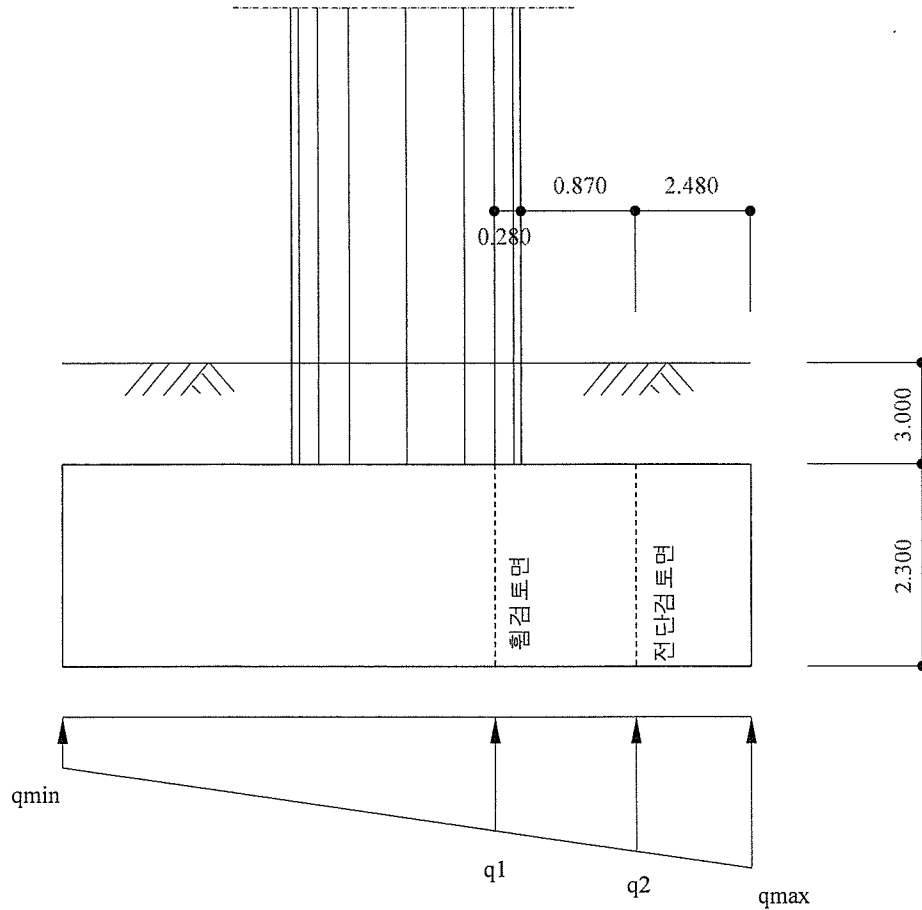
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	39126.919	1084.901	0.028	
평상시 최대모멘트	2739.423	33192.071	39769.542	1.198	
지진시	3435.221	24061.110	37110.582	1.542	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{10.000 \times 9.500} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.399) / 9.500 \}$$

$$q_{\max} = 319.477 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 270.323 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 190.837 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 285.895 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{10.000 \times 9.500} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.949) / 9.500 \}$$

$$q_{\max} = 351.581 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 250.862 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 87.991 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 282.770 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

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

$$= 24239.902 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.579) / 9.500 \}$$

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

$$= 48479.805 / (10.000 \times 9.514) = 509.540 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 509.539 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 315.137 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.775 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 376.725 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$M_d = 3.630^2 / 6 \times (2 \times 319.477 + 270.323) -$$

$$2.300 \times 3.630^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1625.649 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.480 / 2 \times (319.477 + 285.895) - 2.300 \times 2.480 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 610.913 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = 3.630^2 / 6 \times (2 \times 351.581 + 250.862) -$$

$$2.300 \times 3.630^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1723.920 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.480 / 2 \times (351.581 + 282.770) - 2.300 \times 2.480 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 646.847 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$M_d = 3.630^2 / 6 \times (2 \times 509.539 + 315.137) -$$

$$2.300 \times 3.630^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

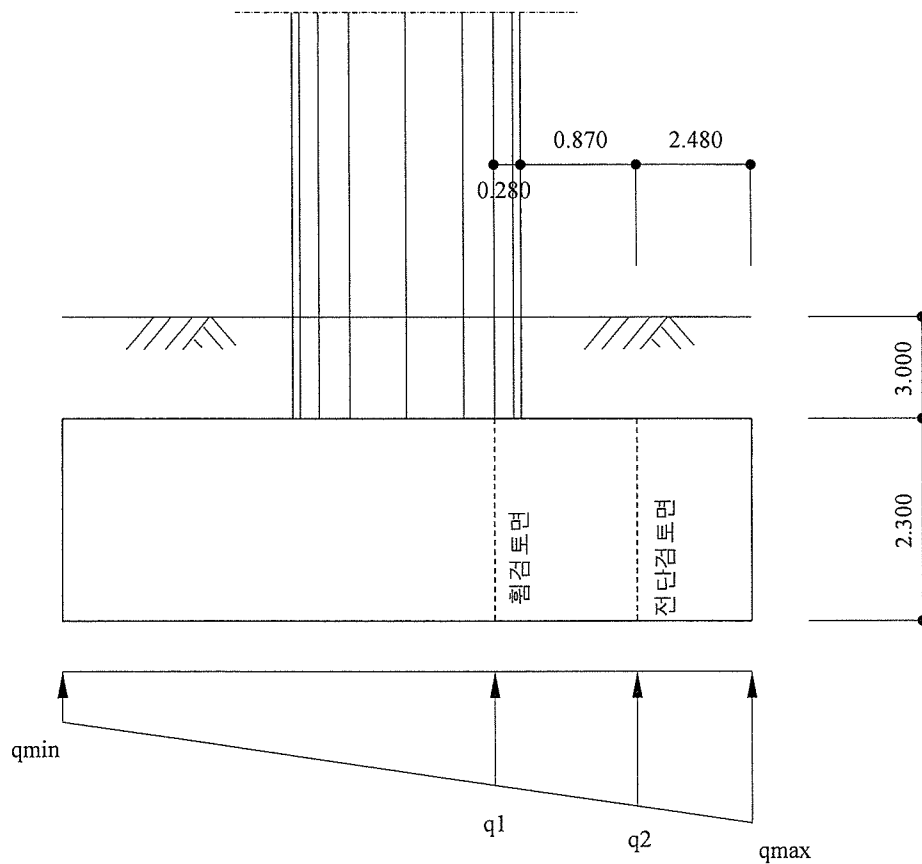
$$= 2558.877 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.480 / 2 \times (509.539 + 376.725) - 2.300 \times 2.480 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 959.218 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{39126.919}{(10.000 \times 9.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.037}{9.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 421.405 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 414.112 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 402.319 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 416.423 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{26618.178}{(10.000 \times 9.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.799}{9.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 421.617 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 313.538 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 138.766 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 347.778 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄷ. 지진시

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

$$= \frac{24061.110}{(10.000 \times 9.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.668) / 9.500 \}$$

$$q_{\max} = \frac{2 \sum V / Lx (e > B/6 \text{ 일 경우})}{(10.000 \times 9.246)} = 520.466 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 520.466 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 316.130 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 380.864 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.630^2}{6} \times (2 \times 421.405 + 414.112) - \frac{1.60 \times 2.300 \times 3.630^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 2166.376 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.480}{2} \times (421.405 + 416.423) - \frac{1.60 \times 2.300 \times 2.480}{24.5}$$

$$= 815.310 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.630^2}{6} \times (2 \times 421.617 + 313.538) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 3.630^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 2039.244 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.480}{2} \times (421.617 + 347.778) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 2.480}{24.5}$$

$$= 765.389 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

$$M_d = \frac{3.630^2}{6} \times (2 \times 520.466 + 316.130) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 3.630^2}{2 \times 24.5}$$

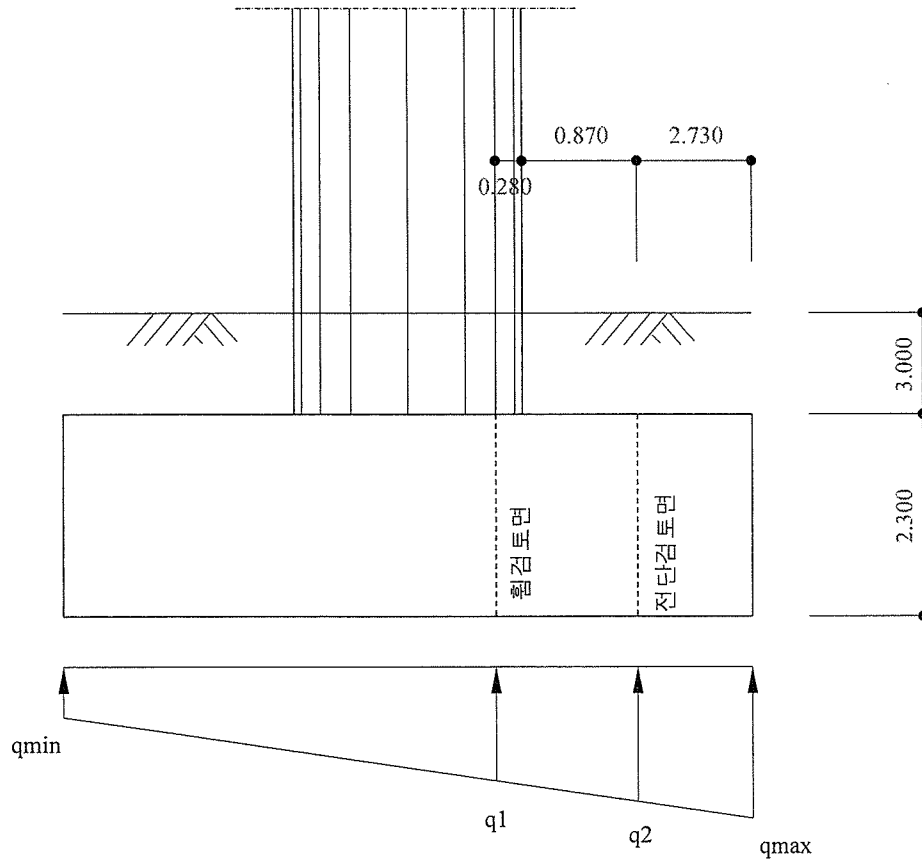
$$= 2609.052 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.480}{2} \times (520.466 + 380.864) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 2.480}{24.5}$$

$$= 977.902 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{24239.902}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.188) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 436.987 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 295.887 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 73.327 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 337.708 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{24239.902}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.188) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 436.987 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 295.887 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 73.327 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 337.708 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

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

$$= \frac{24239.902}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.456) / 10.000 \}$$

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

$$= \frac{48479.805}{(9.500 \times 10.631)} = 480.030 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 478.119 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 305.100 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 32.195 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 356.382 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.880^2}{6} \times (2 \times 436.987 + 295.887) -$$

$$\frac{2.300 \times 3.880^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2511.101 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.730}{2} \times (436.987 + 337.708) - \frac{2.300 \times 2.730}{24.5 \times 1.000} \times$$

$$= 903.623 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.880^2}{6} \times (2 \times 436.987 + 295.887) -$$

$$\frac{2.300 \times 3.880^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2511.101 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.730}{2} \times (436.987 + 337.708) - \frac{2.300 \times 2.730}{24.5 \times 1.000} \times$$

$$= 903.623 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$M_d = \frac{3.880^2}{6} \times (2 \times 478.119 + 305.100) -$$

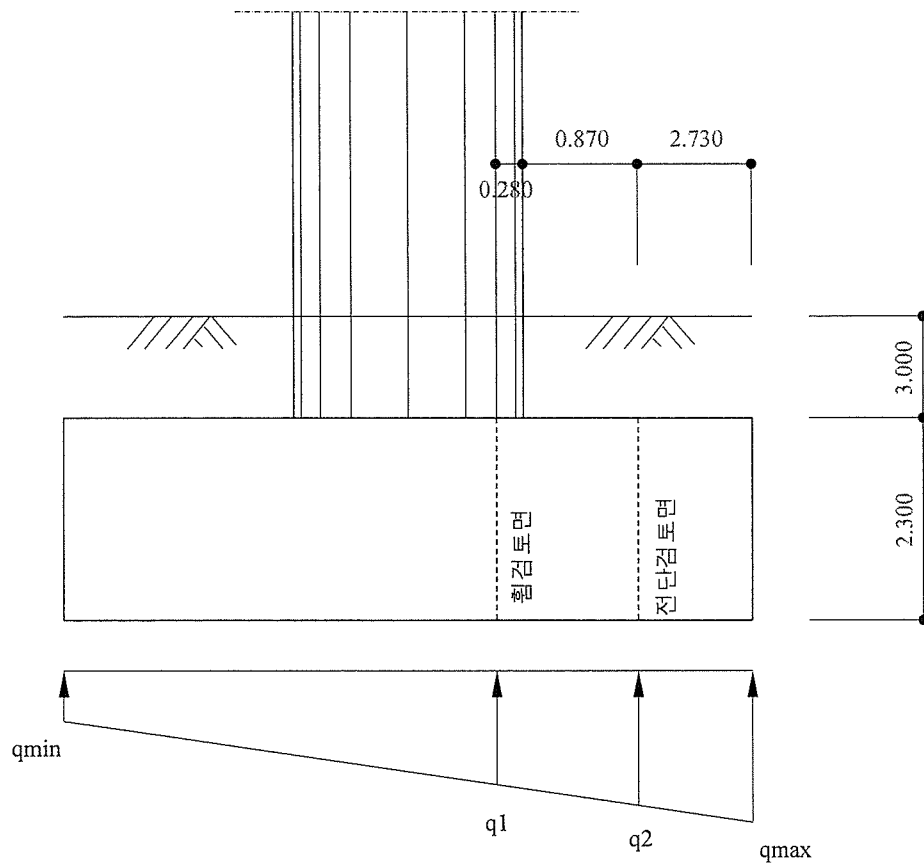
$$\frac{2.300 \times 3.880^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2740.625 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.730}{2} \times (478.119 + 356.382) - \frac{2.300 \times 2.730}{24.5 \times 1.000} \times$$

$$= 985.258 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 39126.919 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.028) / 10.000 \}}$$

$$q_{max} = 418.714 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 413.397 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 405.010 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 414.973 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 33192.071 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.198) / 10.000 \}}$$

$$q_{max} = 600.566 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 405.654 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 98.214 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 463.424 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

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

$$= \frac{24061.110}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.542) / 10.000 \}$$

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

$$= \frac{48122.221}{(9.500 \times 10.373)} = 488.337 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 487.657 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 305.777 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 18.892 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 359.685 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.880^2}{6} \times (2 \times 418.714 + 413.397) - \frac{1.6 \times 2.300 \times 3.880^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 2459.753 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.730}{2} \times (418.714 + 414.973) - \frac{1.6 \times 2.300 \times 2.730}{24.5}$$

$$= 891.847 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.880^2}{6} \times (2 \times 600.566 + 405.654) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 3.880^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 3458.921 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.730}{2} \times (600.566 + 463.424) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 2.730}{24.5}$$

$$= 1244.669 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

$$M_d = \frac{3.880^2}{6} \times (2 \times 487.657 + 305.777) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 3.880^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 2790.186 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.730}{2} \times (487.657 + 359.685) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 2.730}{24.5}$$

$$= 1002.786 \text{ kN}$$

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)	1723.920	2511.101
계수하중	전 단 력(KN)	977.902	1244.669
	모 멘 트(KN·m)	2609.052	3458.921

* 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)	1769.286	2511.101
계수하중	전 단 력(KN)	977.902	1244.669
	모 멘 트(KN·m)	2677.711	3458.921

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	2677.711	977.902	1769.286

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

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 6193.600 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.767]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05250 > 0.004 \quad \text{O.K.}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3504.374 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX } A_s = 86052.01 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 4672.50 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} > \text{ 철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 4683.720 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2677.711 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.749] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

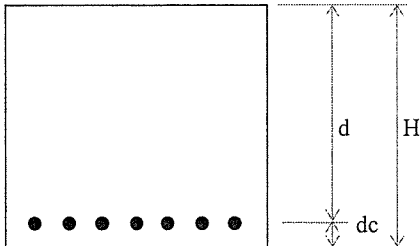
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 977.902 \text{ kN}$$

∴ 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,
$M_o =$	1769.286	kN·m,	$A_s =$	6193.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 390.588 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 141.431 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 145.451 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 318.921 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 319 \text{ mm O.K!!}$$

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	3458.921	1244.669	2511.101

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

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 8107.200 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.784 \quad]$$

$$a = As \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03940 > 0.004 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$\because \epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req As} = 4544.220 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX As} = 86052.01 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN As} = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req As} \quad \Rightarrow \quad \text{MIN As} = 6058.96 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \quad \text{-----} \rightarrow \text{철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = As \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times As \times f_y \times (d - a / 2) = 6086.284 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > Mu \quad (= 3458.921 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.760 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

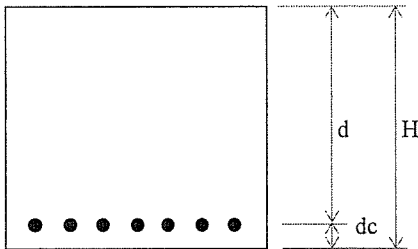
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 1244.669 \text{ kN}$$

∴ 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,
$M_o =$	2511.101	kN·m,	$A_s =$	8107.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 440.489 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 154.623 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 150.101 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 305.897 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 306 \text{ mm O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

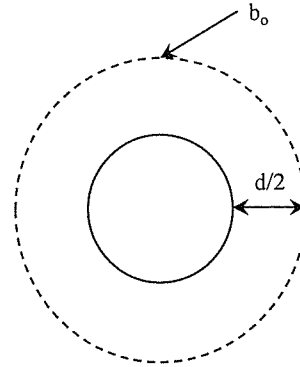
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 22459.285 kN

■ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.400 + 1.075) \\ &= 15.551 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.053$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.9) \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 88512.415 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.765) \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 114913.532 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 61043.045 \text{ kN} \end{aligned}$$

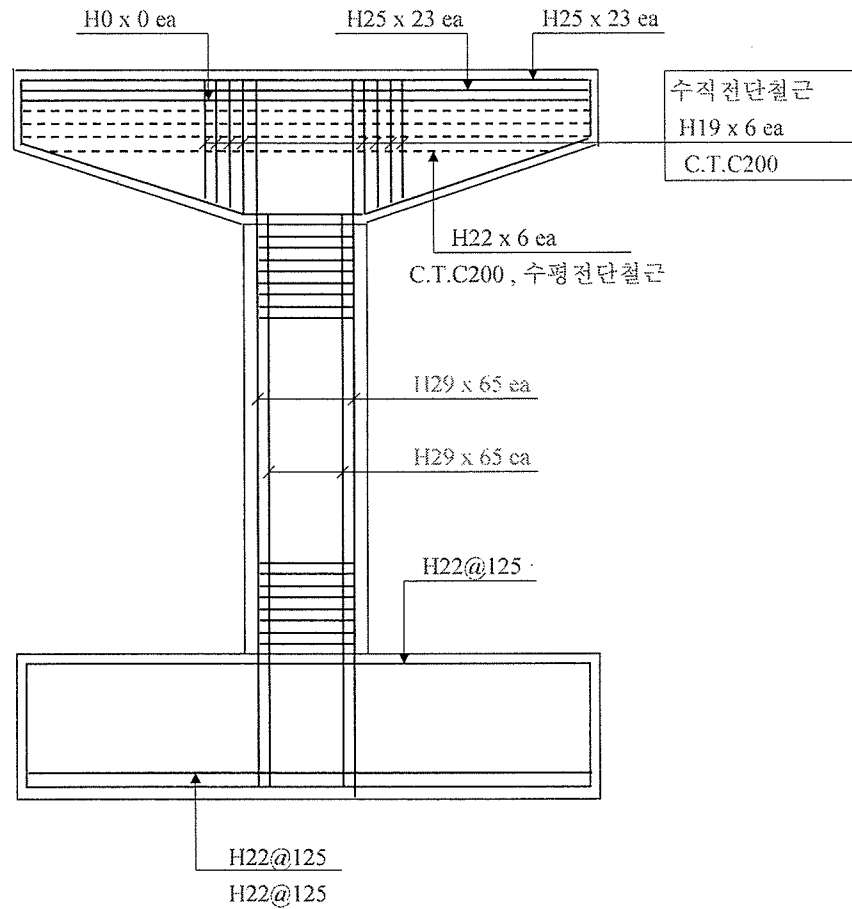
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 61043.045 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 61043.045 \\ &= 51886.588 \text{ kN} \geq V_u = 22459.285 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

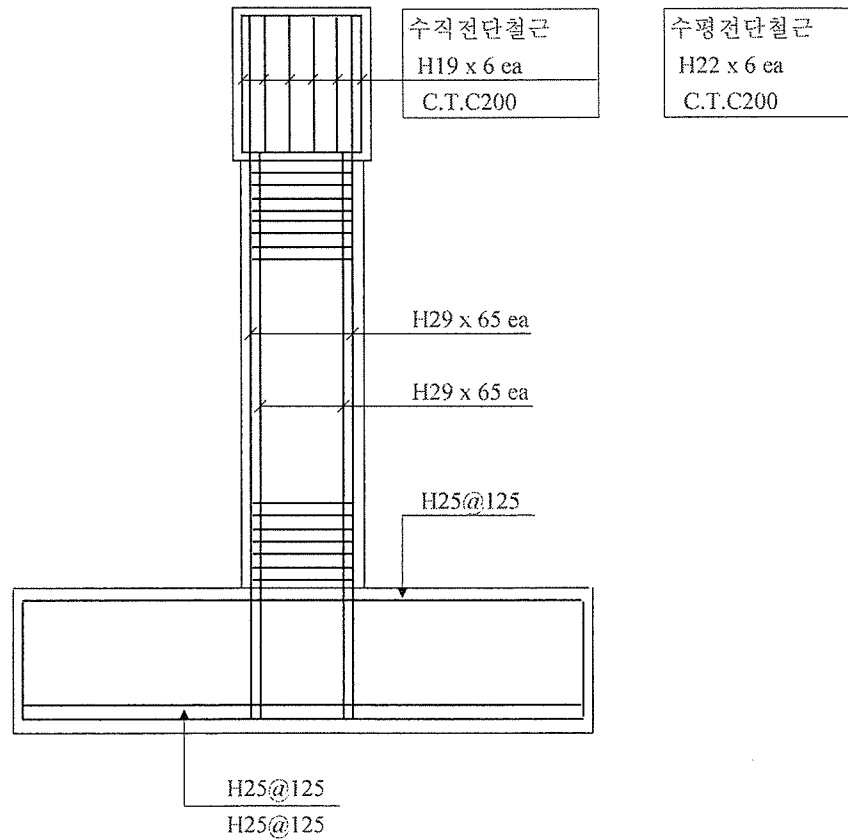
11. 주철근 조립도

P2

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.00 \text{ kN}$$

- 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

$$H_{EQ} = 215.422 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 325.761 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2755.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 867.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 540.53 / 3 \text{ shoe} = 180.177 \text{ kN}$$

- 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

$$H_{EQ} = 904.979 \text{ kN}$$

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) + 장대레일중하중

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 + 장대레일중하중

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 + 장대레일중하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	180.18	+	24.95			=	205.127	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	205.13	/	1.15			=	178.371	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	+	325.76	=	2058.522	kN
교축방향하중						=	904.979	kN
교축직각방향하중						=	215.422	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2058.52	/	1.60			=	1286.576	kN
할증적용 교축하중	904.98	/	1.60			=	565.612	kN
할증적용 교직하중	215.42	/	1.60			=	134.639	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM-용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1900.086	46.207	215.422
교축방향		205.127	904.979

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 365 × 519 mm
- 높이 : 183 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 817.500 > 250.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 302.939$$

② 연단 거리에 대한 검토

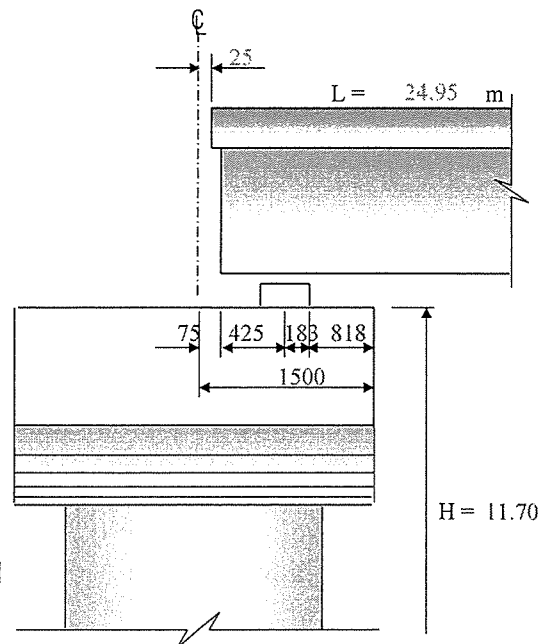
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 365 / 2 = 182.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 182.5 + 325 = 932.5 \text{ mm}$$

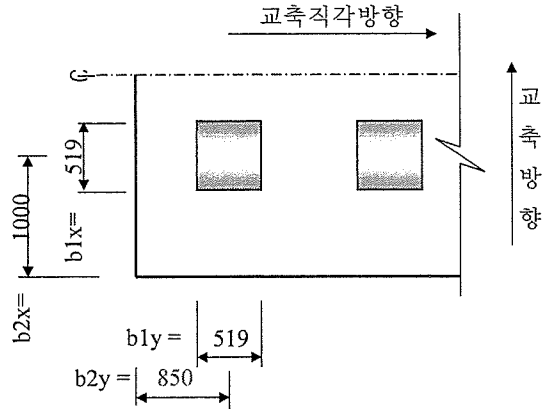
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 932.5 \text{ mm} < 1425.00 \quad - \text{O.K.} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1286.58 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	178.37 kN	- 교 축 방 향 :	565.61 kN
- 교축직각방향 :	36.97 kN	- 교축직각방향 :	134.64 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b1x = 2595.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2000) \times 1732761 / 180 = 1782.10 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1}(\text{지진}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2000) \times 1286576 / 180 = 1323.21 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1732761 / 180 = 1671.89 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1286576 / 180 = 1241.38 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2}(\text{상시}) = 178371 / 180 = 990.95 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2}(\text{지진}) = 565612 / 180 = 3142.29 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2}(\text{상시}) = 36966 / 180 = 205.37 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2}(\text{지진}) = 134639 / 180 = 747.99 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b1y + b2x = 1519.0 \text{ mm}$$

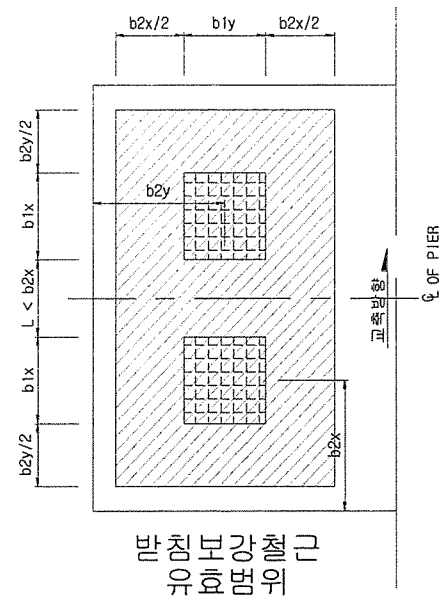
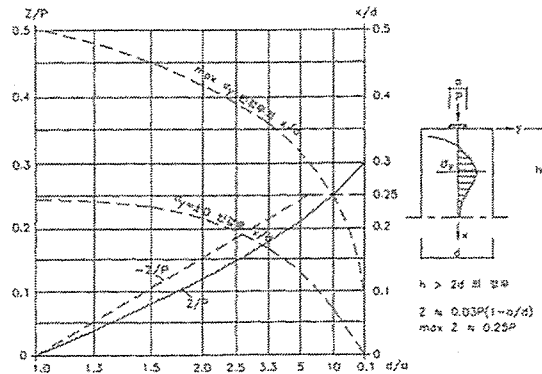
(인근슈와 코팅의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 759.5 + 500.0 = 1259.5 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b1x + b2y = 1369.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}$$



<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	1369.0	/	519.0	= 2.638	0.43	589
교 축 방 향	1519.0	/	519.0	= 2.927	0.42	638

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(상시)} = 1782.10 + 990.95 = 2773.05 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sx(지진)} = 1323.21 + 3142.29 = 4465.50 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asx = 1119 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2$$

- O.K -

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(상시)} = 1671.89 + 205.37 = 1877.25 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sy(지진)} = 1241.38 + 747.99 = 1989.37 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asy = 1116 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2$$

- O.K -

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{565612}{180} = 3142.29 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1122 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 4258 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{134639}{180} = 747.99 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 12 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2383 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

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

$$\begin{aligned} A_r &= \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) \\ &= \sqrt{2} \times 1000 \times (2 \times 1000 + 2 \times 50 + 519) = 3703825 \text{ mm}^2 \\ V &= \frac{565612}{3703825} = 0.153 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -} \end{aligned}$$

- 교축직각방향

$$\begin{aligned} A_r &= \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) \\ &= \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 519) = 2787627 \text{ mm}^2 \\ V &= \frac{36966}{2787627} = 0.013 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -} \end{aligned}$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 5608.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1834.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 959.40 \text{ kN}$$

- 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)

$$H_w = 1.500 \times 7.808 \times 44.910 / 2 / 3 \text{ shoe} = 87.664 \text{ kN}$$

$$P_w = 340.653 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 688.914 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 1217.030 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 5608.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1834.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 959.40 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 500.000 / 3 \text{ shoe} = 166.667 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 134.73 / 3 \text{ shoe} = 44.910 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 841.20 / 3 \text{ shoe} = 280.40 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1834.00 \quad + \quad 959.40 \quad = \quad 2793.403 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 280.400 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 2793.40 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 2793.403 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 280.40 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 280.400 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1834.00	+	959.40	+	0.00	=	2793.403	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2793.40	/	1.00			=	2793.403	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일중하중

연직하중	1834.00	+	959.40			=	2793.403	kN
교축방향하중						=	44.910	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2793.40	/	1.00			=	2793.403	kN
할증적용 교축하중	44.91	/	1.00			=	44.910	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정 하중 + 장대레일중하중

연직하중						=	1834.000	kN
교축방향하중						=	44.910	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1834.00	/	1.00			=	1834.000	kN
할증적용 교축하중	44.91	/	1.00			=	44.910	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일중하중

연직하중	1834.00	+	959.40			=	2793.403	kN
교축방향하중	166.67	+	44.91			=	211.577	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	2793.40	/	1.15			=	2429.046	kN
할증적용 교축하중	211.58	/	1.15			=	183.980	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정 하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1834.00	+	959.40	+	0.00			
			+	0.00	+	340.65	=	3134.056 kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	87.66	=	87.664	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3134.06	/	1.25			=	2507.245	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	87.66	/	1.25			=	70.131	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1834.00	+	959.40	+	1217.03	=	4010.433	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	688.914	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	4010.43	/	1.60			=	2506.520	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	688.91	/	1.60			=	430.571	kN

2) 받침용량 산정 (RPF용 SHOE 3500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3134.056	87.664	688.914
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 535 × 609 mm
- 높이 : 202 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 400 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 687.500 > 400.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 336.272$$

② 연단 거리에 대한 검토

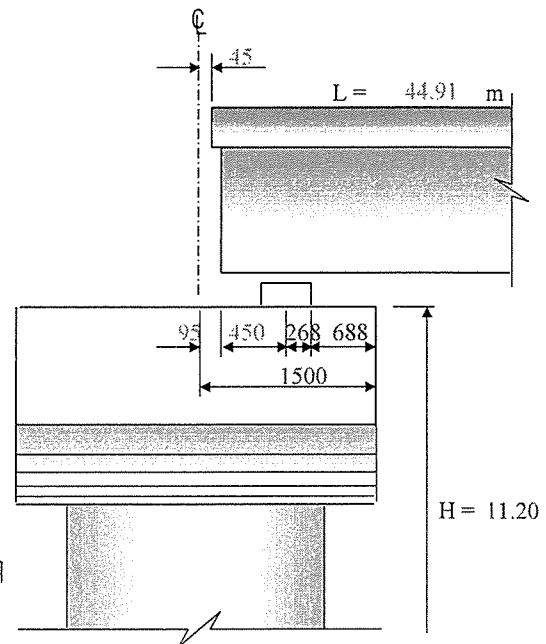
$$S_1 = 450 \text{ mm}$$

$$S_2 = 535 / 2 = 267.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 425 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 450 + 267.5 + 425 = 1142.5 \text{ mm}$$

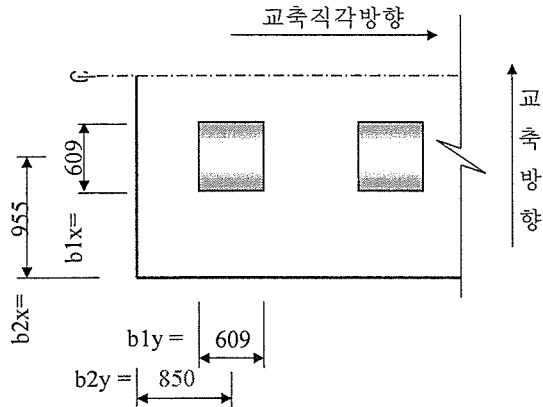
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 1142.5 \text{ mm} < 1405.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2793.40 kN	- 연직하중 지진시 :	2506.52 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교축 방 향 :	280.40 kN	- 교축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	70.13 kN	- 교축직각방향 :	430.57 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 955 = 1910.0 < 5 \times b1x = 3045.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 3045.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 609 / 1910) \times 2793403 / 180 = 2642.68 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 609 / 1910) \times 2506520 / 180 = 2371.28 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 609 / 1700) \times 2793403 / 180 = 2489.87 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 609 / 1700) \times 2506520 / 180 = 2234.16 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 280400 / 180 = 1557.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

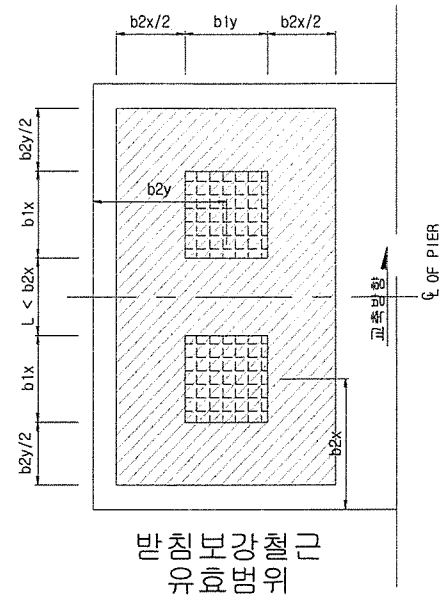
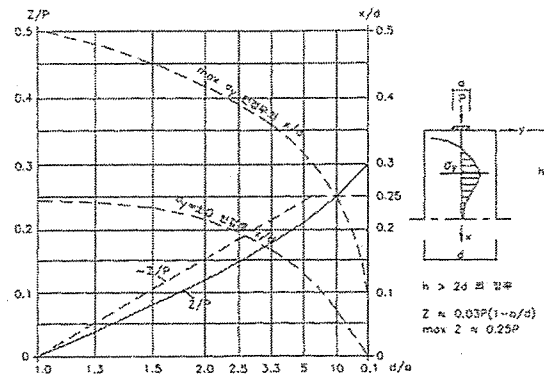
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 70131 / 180 = 389.62 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 430571 / 180 = 2392.06 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1564.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코팅의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 782.0 + 545.0 = 1327.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1459.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	$1459.0 / 609.0 = 2.396$	0.41	598.19
교 축 방 향	$1564.0 / 609.0 = 2.568$	0.42	656.88

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 B_y 범위에 배치)

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2}$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 2642.68 + 1557.78 = 4200.46 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 2371.28 + 0.00 = 2371.28 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1119 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 6303 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 B_x 범위에 배치)

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 2489.87 + 389.62 = 2879.49 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 2234.16 + 2392.06 = 4626.22 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1119 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 6303 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{280400}{180} = 1557.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 119 \text{ } \phi 12 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 3438 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{430571}{180} = 2392.06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 119 \text{ } \phi 12 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 3438 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 955 \times (2 \times 955 + 2 \times 50 + 609) = 3537153 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{280400}{3537153} = 0.079 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 609) = 2895814 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{430571}{2895814} = 0.149 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

9.4 내진해석

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC BEAM + RPF

1.2 해석 대상 교량 총연장 : $25.00 + 45.00 + 25.00 = 95.000 \text{ m}$

1.3 교 폭 : 5.600 m

1.4 교각형식 : T형교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초

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 PSC BEAM + RPF로 이루어져 있으며 교폭은 5.600 m이다. 상부구조의 일반도는 아래와 같다.

* 도 면 참 조

2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어 있으며 받침의 수평전단력을 알기위해 선형 요소를 이용하여 ESB 받침을 모델링하였다.

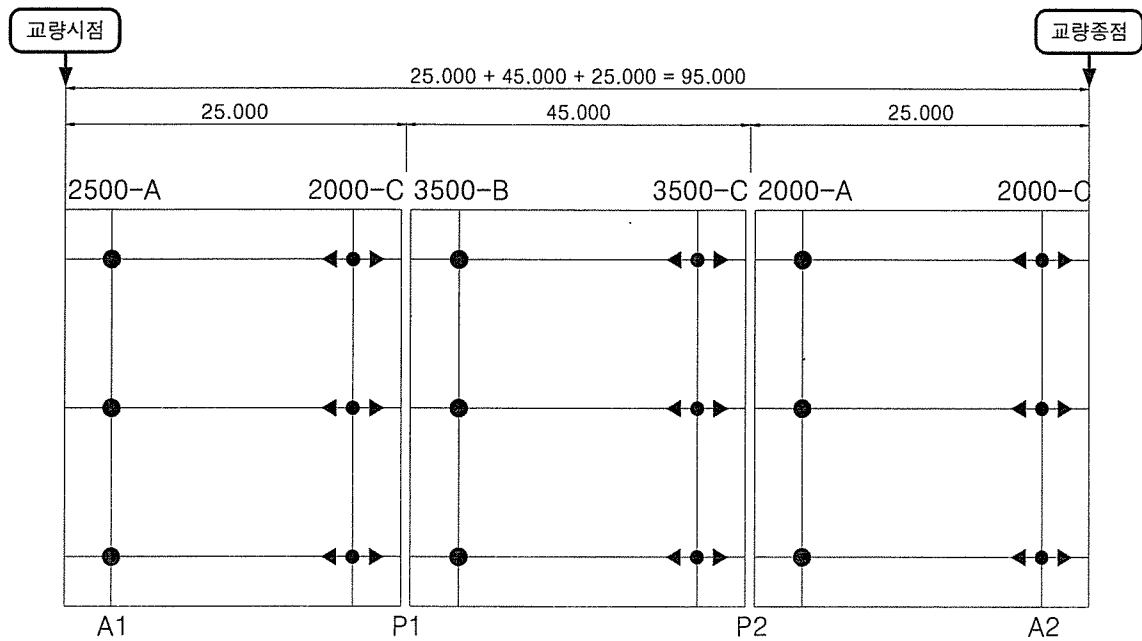
* 도 면 참 조

2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

: MIDAS CIVIL의 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2) 받침 배치

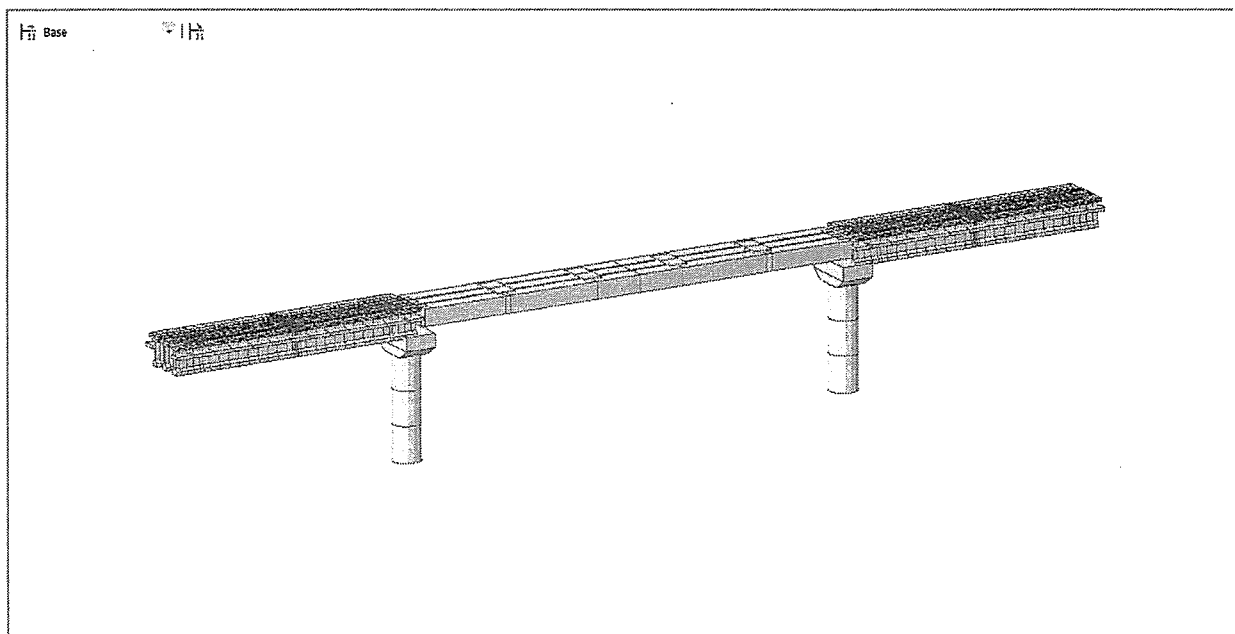


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 PSC BEAM + RPF는 그 특성을 가지는 뼈대구조로 모델링하였다. 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

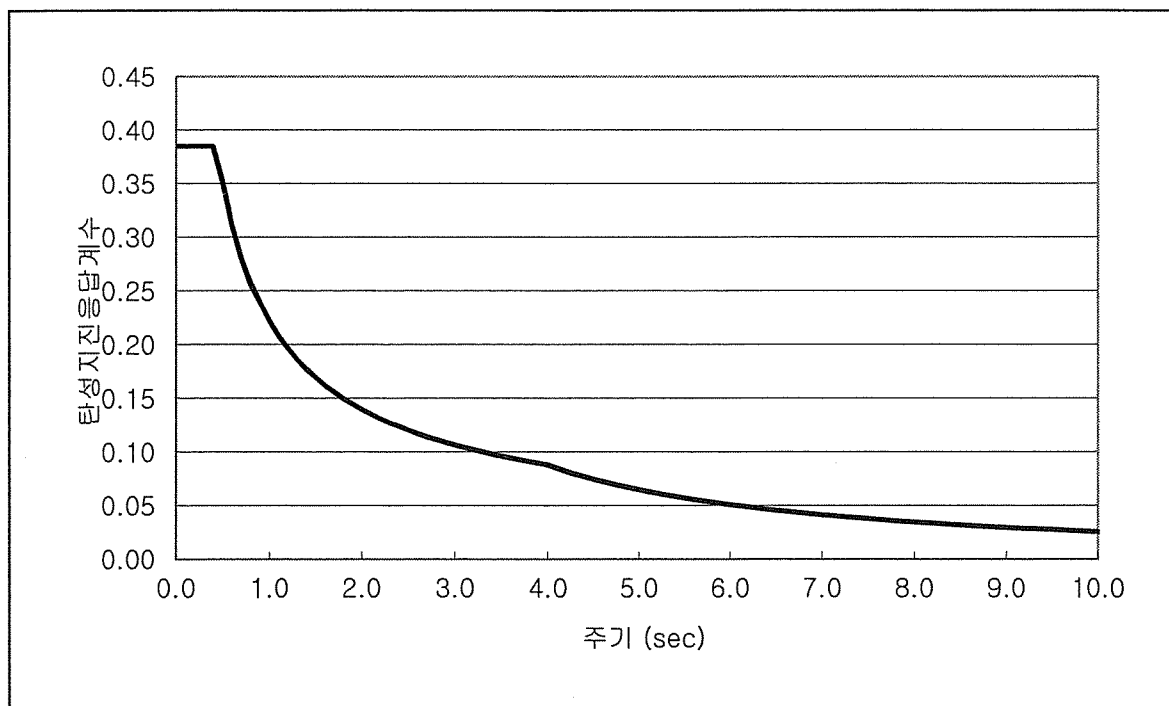
① $T \leq 4.0 \text{ sec}$

$$C_s = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \leq 2.5 \times A$$

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 응답 계수	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

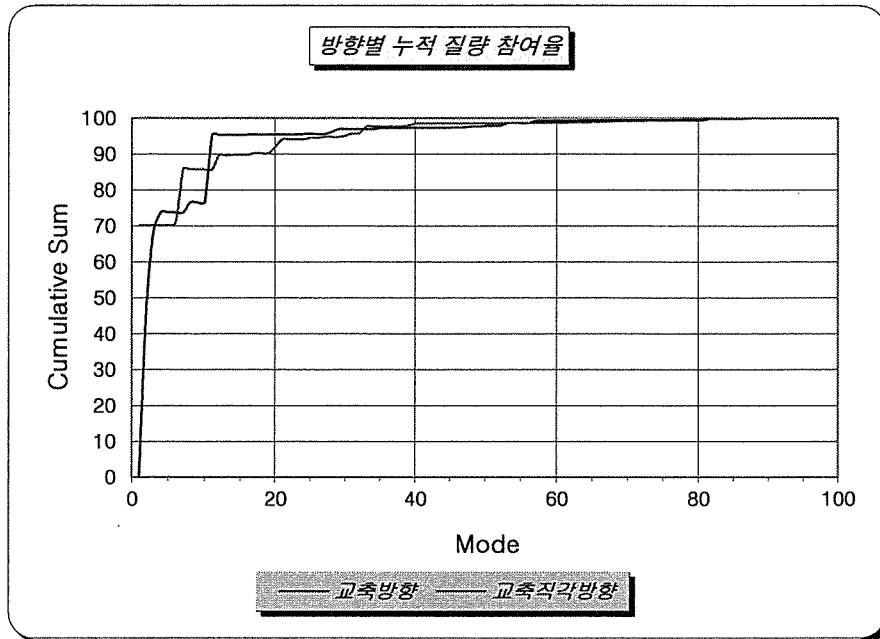
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	10.5348	1.6767	0.5964	
2	11.1069	1.7677	0.5657	
3	15.2774	2.4315	0.4113	
4	15.8705	2.5259	0.3959	
5	16.5856	2.6397	0.3788	
6	22.7697	3.6239	0.2759	
7	26.8117	4.2672	0.2343	
8	32.8743	5.2321	0.1911	
9	34.1233	5.4309	0.1841	
10	41.9615	6.6784	0.1497	
11	48.5704	7.7302	0.1294	
12	49.9201	7.9450	0.1259	
13	51.9019	8.2605	0.1211	
14	53.3348	8.4885	0.1178	
15	59.0394	9.3964	0.1064	
16	63.3901	10.0889	0.0991	
17	67.4546	10.7357	0.0931	
18	73.3910	11.6805	0.0856	
19	85.8591	13.6649	0.0732	
20	114.0177	18.1465	0.0551	
21	115.4992	18.3823	0.0544	
22	122.4883	19.4946	0.0513	
23	124.6280	19.8352	0.0504	
24	127.1043	20.2293	0.0494	
25	134.0378	21.3328	0.0469	
26	146.0747	23.2485	0.0430	
27	146.5872	23.3301	0.0429	
28	157.6599	25.0923	0.0399	
29	166.7185	26.5341	0.0377	
30	168.5220	26.8211	0.0373	
31	169.1481	26.9208	0.0371	
32	194.8679	31.0142	0.0322	
33	196.8518	31.3299	0.0319	
34	211.8676	33.7198	0.0297	
35	217.4101	34.6019	0.0289	
36	224.7326	35.7673	0.0280	
37	230.1536	36.6301	0.0273	
38	231.3713	36.8239	0.0272	
39	236.7074	37.6731	0.0265	
40	238.9714	38.0335	0.0263	
41	250.2444	39.8276	0.0251	
42	257.3178	40.9534	0.0244	
43	259.3598	41.2784	0.0242	
44	262.9993	41.8576	0.0239	
45	274.5803	43.7008	0.0229	
46	275.7701	43.8902	0.0228	
47	276.8846	44.0676	0.0227	
48	279.0181	44.4071	0.0225	
49	286.1106	45.5359	0.0220	
50	294.4338	46.8606	0.0213	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	328.3018	52.2509	0.0191	
52	331.3448	52.7352	0.0190	
53	332.0961	52.8547	0.0189	
54	334.4849	53.2349	0.0188	
55	339.9450	54.1039	0.0185	
56	340.1074	54.1298	0.0185	
57	340.2221	54.1480	0.0185	
58	355.0904	56.5144	0.0177	
59	355.2872	56.5457	0.0177	
60	382.7223	60.9121	0.0164	
61	401.9038	63.9650	0.0156	
62	402.0130	63.9824	0.0156	
63	417.2310	66.4044	0.0151	
64	418.3035	66.5751	0.0150	
65	434.7727	69.1962	0.0145	
66	435.1278	69.2527	0.0144	
67	436.1392	69.4137	0.0144	
68	457.6630	72.8393	0.0137	
69	458.4449	72.9638	0.0137	
70	531.5880	84.6049	0.0118	
71	541.4847	86.1800	0.0116	
72	551.2540	87.7348	0.0114	
73	557.0938	88.6642	0.0113	
74	563.1639	89.6303	0.0112	
75	566.3408	90.1359	0.0111	
76	590.6523	94.0052	0.0106	
77	618.1336	98.3790	0.0102	
78	623.1953	99.1846	0.0101	
79	628.3533	100.0055	0.0100	
80	682.6985	108.6548	0.0092	
81	706.3100	112.4127	0.0089	
82	747.3940	118.9514	0.0084	
83	752.1730	119.7121	0.0084	
84	774.2195	123.2209	0.0081	
85	869.9858	138.4625	0.0072	
86	871.6127	138.7215	0.0072	
87	914.2971	145.5149	0.0069	
88	958.8344	152.6032	0.0066	
89	1017.329	161.9130	0.0062	
90	1123.671	178.8378	0.0056	
91	1139.732	181.3940	0.0055	
92	1222.912	194.6326	0.0051	
93	1405.200	223.6446	0.0045	
94	1517.590	241.5319	0.0041	
95	1749.483	278.4389	0.0036	
96	1980.407	315.1915	0.0032	
97	2282.279	363.2359	0.0028	
98	2953.113	470.0025	0.0021	
99	3952.810	629.1092	0.0016	
100	4087.295	650.5131	0.0015	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.



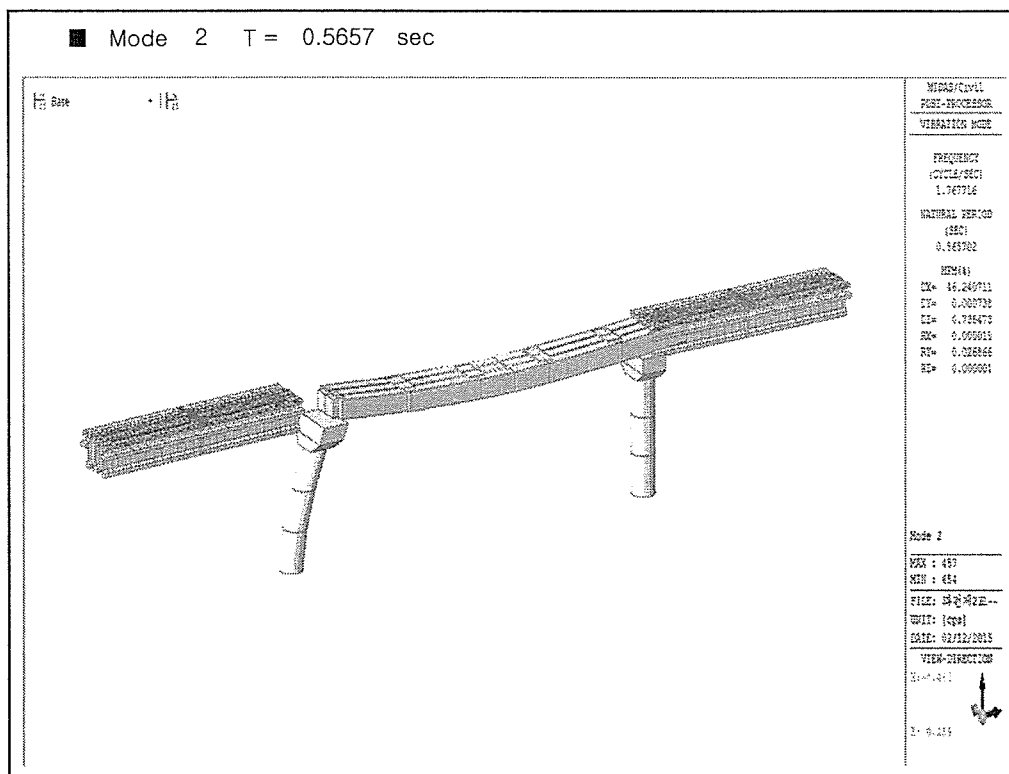
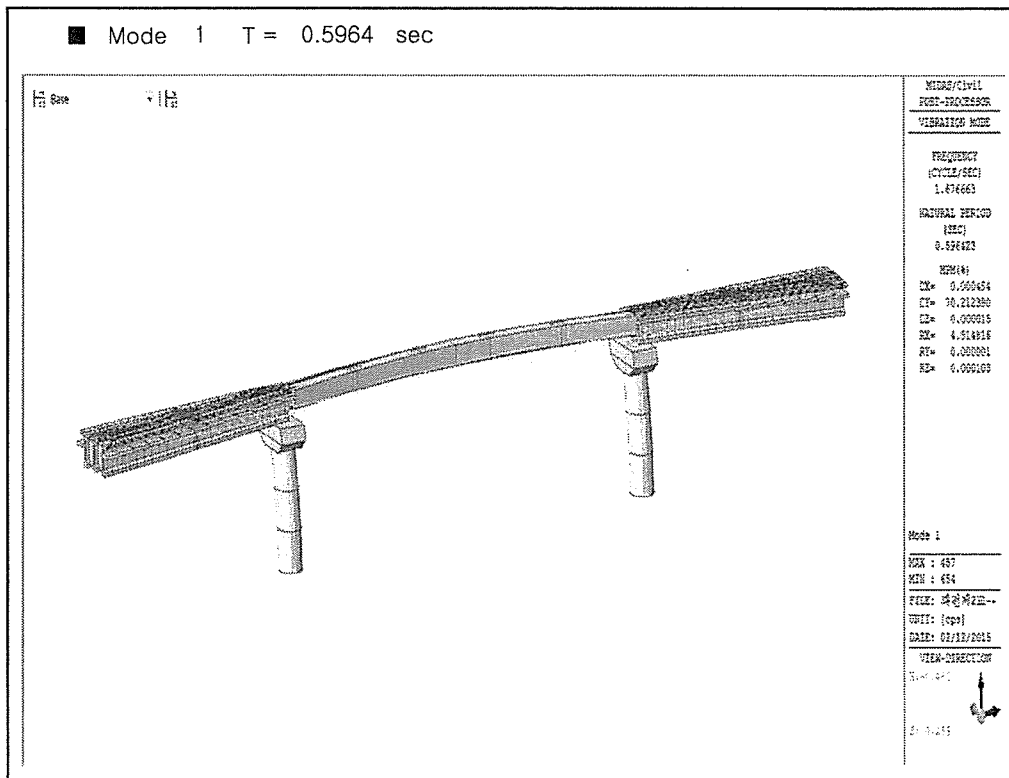
< 질량참여율 >

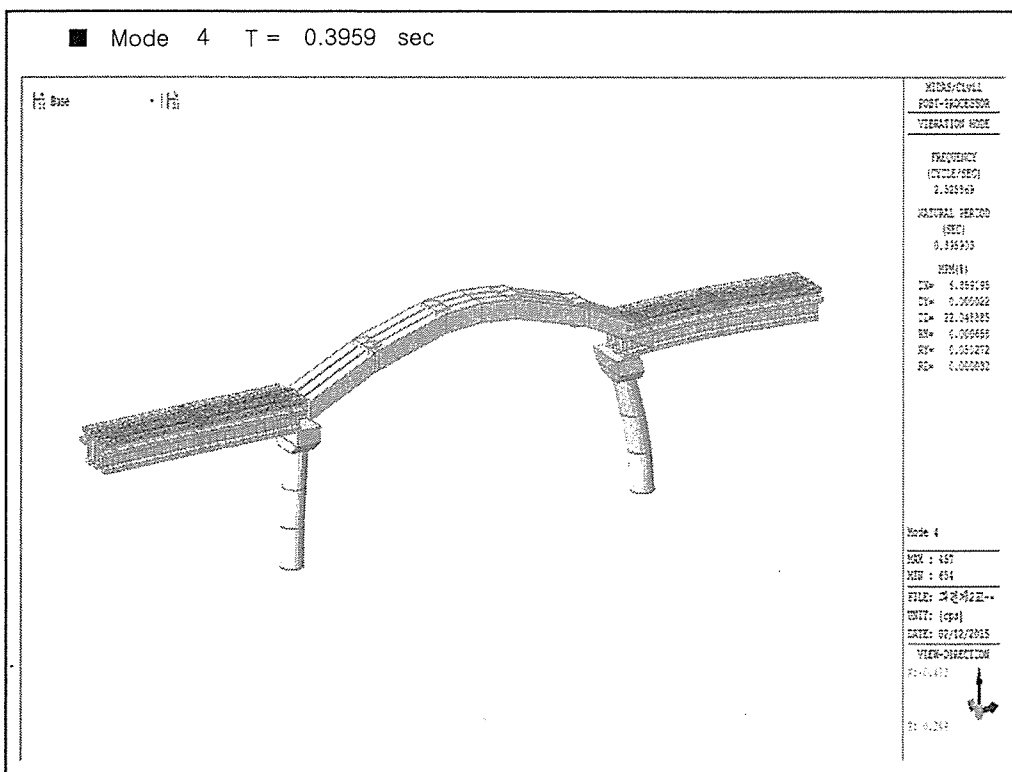
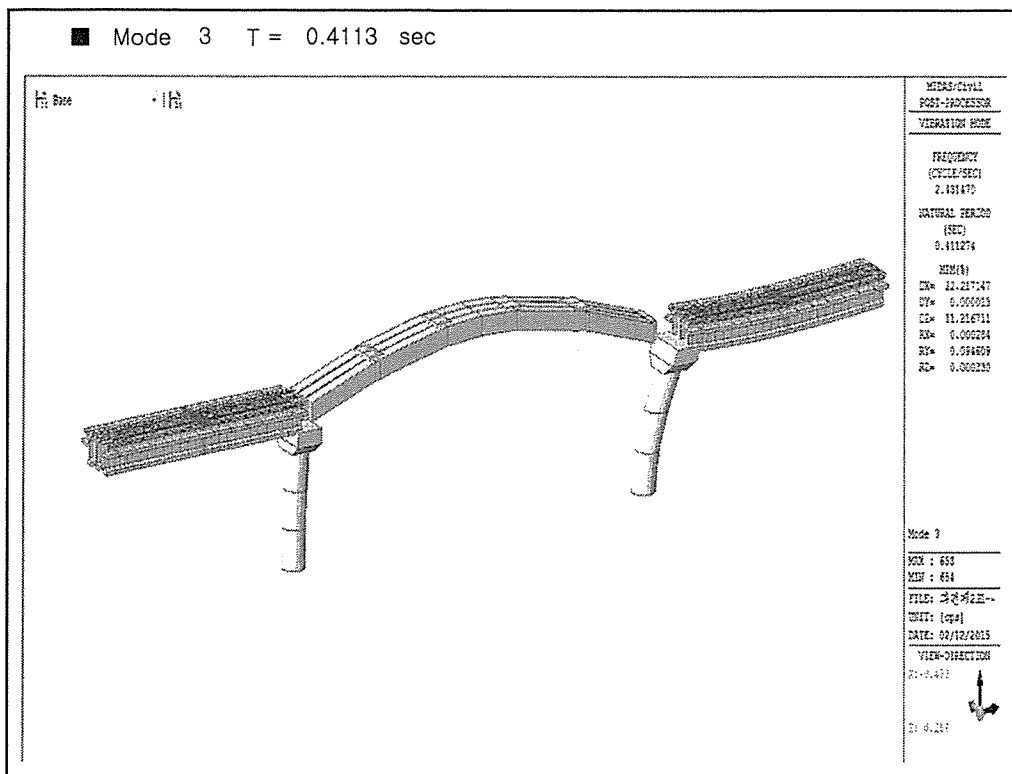
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.5964	0.000	70.210	0.000	0.000	70.210	0.000
2	0.5657	46.240	0.000	0.740	46.240	70.210	0.740
3	0.4113	22.220	0.000	11.220	68.460	70.210	11.950
4	0.3959	5.360	0.000	22.050	73.820	70.210	34.000
5	0.3788	0.000	0.030	0.000	73.820	70.240	34.000
6	0.2759	0.000	0.740	0.000	73.820	70.980	34.000
7	0.2343	0.000	14.780	0.000	73.820	85.760	34.000
8	0.1911	2.710	0.000	14.850	76.530	85.760	48.860
9	0.1841	0.170	0.000	16.680	76.700	85.760	65.530
10	0.1497	0.000	0.000	0.000	76.710	85.770	65.530
11	0.1294	18.600	0.010	1.760	95.300	85.770	67.290
12	0.1259	0.030	3.890	0.010	95.330	89.660	67.290
13	0.1211	0.000	0.000	0.000	95.340	89.660	67.290
14	0.1178	0.000	0.150	0.000	95.340	89.810	67.300
15	0.1064	0.000	0.010	0.000	95.340	89.820	67.300
16	0.0991	0.070	0.000	0.000	95.400	89.820	67.300
17	0.0931	0.000	0.420	0.000	95.400	90.240	67.300
18	0.0856	0.000	0.000	0.000	95.400	90.240	67.300

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.0732	0.000	0.000	0.000	95.400	90.240	67.300
20	0.0551	0.000	1.830	0.000	95.400	92.070	67.300
21	0.0544	0.000	2.060	0.000	95.400	94.130	67.300
22	0.0513	0.020	0.000	2.310	95.420	94.140	69.610
23	0.0504	0.120	0.000	0.490	95.540	94.140	70.100
24	0.0494	0.040	0.000	1.190	95.580	94.140	71.290
25	0.0469	0.000	0.450	0.030	95.580	94.590	71.320
26	0.0430	0.000	0.000	0.000	95.580	94.590	71.320
27	0.0429	0.000	0.190	0.000	95.580	94.780	71.320
28	0.0399	0.650	0.000	0.270	96.230	94.780	71.600
29	0.0377	0.740	0.000	0.110	96.970	94.780	71.700
30	0.0373	0.000	0.320	0.000	96.970	95.100	71.700
31	0.0371	0.000	0.630	0.000	96.970	95.730	71.700
32	0.0322	0.000	0.090	0.000	96.970	95.820	71.700
33	0.0319	0.000	1.880	0.000	96.970	97.710	71.700
34	0.0297	0.000	0.000	0.000	96.970	97.710	71.700
35	0.0289	0.320	0.000	0.380	97.300	97.710	72.080
36	0.0280	0.010	0.000	0.000	97.310	97.710	72.080
37	0.0273	0.000	0.000	0.000	97.310	97.710	72.080
38	0.0272	0.020	0.000	18.630	97.330	97.710	90.710
39	0.0265	0.000	0.280	0.010	97.330	97.990	90.720
40	0.0263	0.000	0.530	0.020	97.330	98.520	90.730
41	0.0251	0.000	0.000	0.010	97.330	98.520	90.740
42	0.0244	0.000	0.000	0.000	97.330	98.520	90.740
43	0.0242	0.000	0.000	0.000	97.330	98.520	90.740
44	0.0239	0.000	0.000	0.000	97.330	98.520	90.740
45	0.0229	0.040	0.020	1.640	97.370	98.550	92.380
46	0.0228	0.060	0.010	0.020	97.430	98.550	92.400
47	0.0227	0.030	0.040	0.280	97.460	98.600	92.670
48	0.0225	0.240	0.000	0.580	97.690	98.600	93.260
49	0.0220	0.010	0.000	0.020	97.700	98.600	93.280
50	0.0213	0.160	0.000	0.750	97.860	98.600	94.030
51	0.0191	0.000	0.010	0.000	97.860	98.600	94.030
52	0.0190	0.030	0.000	0.000	97.890	98.610	94.030
53	0.0189	0.730	0.000	0.100	98.620	98.610	94.130
54	0.0188	0.000	0.000	0.000	98.620	98.610	94.130
55	0.0185	0.000	0.000	0.000	98.620	98.610	94.130
56	0.0185	0.000	0.000	0.000	98.620	98.610	94.130
57	0.0185	0.650	0.000	0.020	99.270	98.610	94.160
58	0.0177	0.000	0.000	0.000	99.270	98.610	94.160

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0177	0.000	0.000	0.000	99.270	98.610	94.160
60	0.0164	0.050	0.000	0.000	99.320	98.610	94.160
61	0.0156	0.000	0.070	0.010	99.320	98.680	94.160
62	0.0156	0.000	0.100	0.010	99.320	98.790	94.170
63	0.0151	0.020	0.010	0.740	99.330	98.790	94.910
64	0.0150	0.030	0.000	0.670	99.360	98.800	95.580
65	0.0145	0.000	0.090	0.010	99.370	98.890	95.600
66	0.0144	0.000	0.010	0.000	99.370	98.900	95.600
67	0.0144	0.000	0.070	0.010	99.370	98.970	95.600
68	0.0137	0.000	0.110	0.000	99.370	99.080	95.600
69	0.0137	0.000	0.070	0.000	99.370	99.150	95.600
70	0.0118	0.000	0.000	0.010	99.370	99.150	95.610
71	0.0116	0.000	0.040	0.000	99.370	99.190	95.610
72	0.0114	0.000	0.030	0.020	99.370	99.220	95.630
73	0.0113	0.000	0.150	0.010	99.370	99.370	95.640
74	0.0112	0.000	0.120	0.040	99.380	99.490	95.680
75	0.0111	0.020	0.000	0.000	99.400	99.500	95.690
76	0.0106	0.000	0.000	0.010	99.400	99.500	95.700
77	0.0102	0.000	0.020	0.000	99.400	99.530	95.700
78	0.0101	0.000	0.230	0.000	99.400	99.750	95.700
79	0.0100	0.000	0.030	0.000	99.400	99.780	95.700
80	0.0092	0.000	0.010	0.010	99.400	99.790	95.700
81	0.0089	0.230	0.000	0.000	99.630	99.790	95.700
82	0.0084	0.310	0.000	0.000	99.940	99.790	95.710
83	0.0084	0.000	0.030	0.000	99.940	99.820	95.710
84	0.0081	0.010	0.000	0.020	99.960	99.820	95.720
85	0.0072	0.010	0.010	0.010	99.970	99.830	95.730
86	0.0072	0.000	0.030	0.020	99.970	99.850	95.750
87	0.0069	0.000	0.140	0.020	99.970	99.990	95.760
88	0.0066	0.000	0.010	0.040	99.970	100.000	95.800
89	0.0062	0.020	0.000	0.000	99.990	100.000	95.800
90	0.0056	0.010	0.000	0.000	100.000	100.000	95.800
91	0.0055	0.000	0.000	0.010	100.000	100.000	95.810
92	0.0051	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	95.810
93	0.0045	0.000	0.000	0.010	100.000	100.000	95.820
94	0.0041	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	95.820
95	0.0036	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	95.820
96	0.0032	0.000	0.000	0.010	100.000	100.000	95.830
97	0.0028	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	95.830
98	0.0021	0.000	0.000	0.160	100.000	100.000	95.990
99	0.0016	0.000	0.000	0.060	100.000	100.000	96.050
100	0.0015	0.000	0.000	0.000	100.000	100.000	96.050

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	4049.820	5.020	10.330	2723.450
P2	2610.370	5.650	1.500	2638.090

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	44792.250	61.010	113.740	32368.520
P2	28602.370	62.770	12.430	31333.420

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	4052.919	1225.276	822.055	2724.956
P2	2610.820	784.611	797.077	2639.785

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	44826.372	13551.415	9771.566	32386.823
P2	28606.099	8593.141	9462.796	31352.251

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	4052.919	2724.956	44826.372	32386.823
P2	2610.820	2639.785	28606.099	31352.251

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	3979.690	4.860	10.110	2668.950
P2	2523.660	5.430	1.190	2585.590

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	7810.660	20.930	20.180	7578.410
P2	4931.730	13.630	3.440	7317.160

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	3982.723	1204.017	805.545	2670.408
P2	2524.017	758.288	781.107	2587.219

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	7816.714	2363.378	2294.453	7584.689
P2	4932.762	1482.959	2208.778	7321.249

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	3982.723	2670.408	7816.714	7584.689
P2	2524.017	2587.219	4932.762	7321.249

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	653.760	2.950	711.290	185.380
	B2	651.990	2.960	4.210	185.750
	B3	652.730	2.950	710.810	185.330
P1-L	B1	0.000	1.690	0.000	213.070
	B2	0.000	1.690	0.000	213.750
	B3	0.000	1.690	0.000	212.940
P1-R	B1	1251.830	1.740	606.160	715.000
	B2	1246.920	1.760	3.530	721.320
	B3	1246.150	1.730	602.530	711.050
P2-L	B1	0.000	1.870	0.000	682.110
	B2	0.000	1.880	0.000	688.350
	B3	0.000	1.870	0.000	678.350
P2-R	B1	748.550	1.440	521.430	214.280
	B2	744.050	1.440	0.750	214.990
	B3	744.860	1.440	521.250	214.130
A2	B1	0.000	1.980	0.000	175.910
	B2	0.000	1.980	0.000	176.280
	B3	0.000	1.980	0.000	175.860

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	867.147	907.418	58.564	186.265
	B2	653.253	199.807	58.685	186.638
	B3	865.973	906.629	58.549	186.215
P1-L	B1	0.000	0.000	65.611	213.577
	B2	0.000	0.000	65.815	214.257
	B3	0.000	0.000	65.572	213.447
P1-R	B1	1433.678	981.709	216.240	715.522
	B2	1247.979	377.606	218.156	721.848
	B3	1426.909	976.375	215.045	711.569
P2-L	B1	0.000	0.000	206.503	682.671
	B2	0.000	0.000	208.385	688.914
	B3	0.000	0.000	205.375	678.911
P2-R	B1	904.979	745.995	65.724	214.712
	B2	744.275	223.965	65.937	215.422
	B3	901.235	744.708	65.679	214.562
A2	B1	0.000	0.000	54.753	176.504
	B2	0.000	0.000	54.864	176.874
	B3	0.000	0.000	54.738	176.454

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	907.418	1134.273	186.265	232.831
	B2	0.8	653.253	816.566	186.638	233.298
	B3	0.8	906.629	1133.286	186.215	232.769
P1-L	B1	1.0	0.000	0.000	213.577	213.577
	B2	1.0	0.000	0.000	214.257	214.257
	B3	1.0	0.000	0.000	213.447	213.447
P1-R	B1	1.0	1433.678	1433.678	715.522	715.522
	B2	1.0	1247.979	1247.979	721.848	721.848
	B3	1.0	1426.909	1426.909	711.569	711.569
P2-L	B1	1.0	0.000	0.000	682.671	682.671
	B2	1.0	0.000	0.000	688.914	688.914
	B3	1.0	0.000	0.000	678.911	678.911
P2-R	B1	1.0	904.979	904.979	214.712	214.712
	B2	1.0	744.275	744.275	215.422	215.422
	B3	1.0	901.235	901.235	214.562	214.562
A2	B1	0.8	0.000	0.000	176.504	220.630
	B2	0.8	0.000	0.000	176.874	221.093
	B3	0.8	0.000	0.000	176.454	220.568

9.5 가시설공

9.5.1 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 ²)	마찰저항 (kgf/cm ²)
1	0.000	-1.090	1.90	5	1.500	25.00	SAND	1328.189	0.00
2	-1.090	-1.650	1.80	13	0.000	26.00	FILL	1957.668	0.00
3	-1.650	-6.630	1.80	50	0.500	27.00	SAND	3382.672	0.00
4	-6.630	-7.510	2.00	50	2.900	31.00	WEA.ROCK	3382.672	0.00
5	-7.510	-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	-1.090	0.406	2.464	0.361	4.079	0.406	3.563	0.577
2	-1.090	-1.650	0.390	2.561	0.347	4.399	0.390	3.792	0.562
3	-1.650	-6.630	0.376	2.663	0.334	4.754	0.376	4.040	0.546
4	-6.630	-7.510	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
5	-7.510	-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. = -3.890 (m)
- * 지하수위 고려하는 종점 EL. = -6.630 (m)
- * 물의 단위중량 = 1.000 (t/m³)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

- * 최종 굴착바닥 EL. = -7.440 (m)
- * 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
- * 총 굴착 단계의 수 = 5
- * 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.000 -3.000 -5.000 -7.440 -7.440

Next Page

I-5. 얹지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽)의 제원

1) 사용 얹지말뚝(H-Pile, SLURRY WALL등의 규격 : U-600X180X13.4
 * 타설계수(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)
 * 단면2차반경 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

○. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	타설계수(E) (kgf/cm ²)	단면적(A) (cm ²)	단면2차반경(cm) Rx	단면2차반경(cm) Rv	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	단면2차반경(cm) Rv	단면계수(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 단에 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 제원

NO	EL. (m)	버 팀 보 형 식	설치각 (D0)	자유 강축	점착장 약축	설치각 (m)	Cable Spring 수(ea)	Spring (t/m)	점 수	S/Type 하계압력	W A L E Type	설치 수
1	-0.500	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1	1
2	-2.500	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1	1
3	-4.500	Strut	45.0	6.60	4.95	1.70	1	12199.7	1	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구조 물

1) 적용설계방법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설 구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

2) 강재의 허용응력도 (SS-400, SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (Kaf/cm ²)
1. 축박향 인장	1.400 x 1.5 = 2.100
2. 축박향 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 응력	인 장 1.400 x 1.5 = 2.100
B:압축Flange폭	압 축 L/B<=4.5 1.400 x 1.5 = 2.100 4.5<L/B<=30 2.100-36(L/B-4.5)
L:Flange 고정 접각거리	
4. 전단응력	800 x 1.5 = 1.200
5. 응집강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강재의 허용응력도 보정

제2항에서 규정한 각재의 허용오차는 신규각재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복재사용과 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 안전
- 역약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안전
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안전

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) 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)	Pa1	Pa2
1	-4.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.610	2.804	2.804		h= 0.61 Rt= 0.80 3.414	3.414
2	-6.630	0.5	2.9	0.376	0.320	2.740	3.444	0.177		h= 2.13 Rt= 0.80 6.184	2.917
3	-7.440	2.9	2.9	0.320	0.320	2.740	0.695	0.695		h= 0.81 Rt= 2.00 3.435	3.435
4	-7.510	2.9	25.0	0.320	0.295	2.740	0.740	0.000		h= 0.07 Rt= 2.00 3.480	2.740
5	-8.940	25.0	0.0	0.295	0.000	2.740	0.000	0.000		h= 1.43 Rt= 2.30 2.740	2.740

* 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)	Pp1	Pp2
1	-7.440	0.0	2.9	0.000	3.124	0.000	0.000	10.251		0.000	10.251
2	-7.510	2.9	25.0	3.124	3.392	0.070	10.689	92.563		h= 0.07 Rt= 2.00 10.759	92.633
3	-8.940	25.0	0.0	3.392	0.000	1.500	103.720	0.000		h= 1.43 Rt= 2.30 105.220	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. -4.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(3.414 + 6.184) \times 0.5 \times 2.130 \times 1.167 \times 0.6 = 7.160 \text{ tf-m}$
2. $(2.917 + 3.435) \times 0.5 \times 0.810 \times 2.546 \times 0.6 = 3.930 \text{ tf-m}$
3. $(3.435 + 3.480) \times 0.5 \times 0.070 \times 2.975 \times 0.6 = 0.432 \text{ tf-m}$
4. $(2.740 + 2.740) \times 0.5 \times 1.430 \times 3.725 \times 0.6 = 8.757 \text{ tf-m}$

$$\text{Total moment (Ma)} = 20.279 \text{ tf-m}$$

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

1. $(10.251 + 10.759) \times 0.5 \times 0.070 \times 2.975 \times 0.6 = 1.313 \text{ tf-m}$
2. $(92.633 + 105.220) \times 0.5 \times 1.430 \times 3.740 \times 0.6 = 317.461 \text{ tf-m}$

$$\text{Total moment (Mp)} = 318.773 \text{ tf-m}$$

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$\begin{aligned} S.F = M_D / M_a &= 318.773 / 20.279 \\ &= 15.719 > 1.20 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Next Page

II-2. 최종 굴착 전 단계 경우

1) 토압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주동 토압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \text{SQRT}(K_a)$$

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	-2.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	1.681	1.681	1.681	h= 0.85 Rt= 1.80 1.681
2	-3.890	0.5	0.5	0.376	0.376	0.000	2.621	2.621	2.621	h= 1.39 Rt= 1.80 2.621
3	-4.500	0.5	0.5	0.376	0.376	0.610	2.804	2.804	3.414	h= 0.61 Rt= 0.80 3.414
4	-5.000	0.5	0.5	0.376	0.376	1.110	2.954	2.954	4.064	h= 0.50 Rt= 0.80 4.064
5	-6.630	0.5	2.9	0.376	0.320	2.740	3.444	0.177	6.184	h= 1.63 Rt= 0.80 2.917
6	-7.510	2.9	25.0	0.320	0.295	2.740	0.458	0.000	3.198	h= 0.88 Rt= 1.00 2.740
7	-8.940	25.0	0.0	0.295	0.000	2.740	0.000	0.000	2.740	h= 1.43 Rt= 1.30 2.740

* 수동 토압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \text{SQRT}(K_p)$$

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	-5.000	0.0	0.5	0.000	2.663	0.000	0.000	1.632	0.000	1.632 h= 1.63 Rt= 0.80
2	-6.630	0.5	2.9	2.663	3.124	1.630	5.104	14.325	6.734	15.955 h= 0.88 Rt= 1.00
3	-7.510	2.9	25.0	3.124	3.392	2.510	17.074	99.497	19.584	102.007 h= 1.43 Rt= 1.30
4	-8.940	25.0	0.0	3.392	0.000	3.940	105.803	0.000	109.743	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

* ○ 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -2.500 M)

- 주 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. $(1.681 + 2.621) \times 0.5 \times 1.390 \times 0.746 \times 0.6 = 1.338 \text{ tf-m}$
2. $(2.621 + 3.414) \times 0.5 \times 0.610 \times 1.708 \times 0.6 = 1.887 \text{ tf-m}$
3. $(3.414 + 4.064) \times 0.5 \times 0.500 \times 2.257 \times 0.6 = 2.532 \text{ tf-m}$
4. $(4.064 + 6.184) \times 0.5 \times 1.630 \times 3.371 \times 0.6 = 16.894 \text{ tf-m}$
5. $(2.917 + 3.198) \times 0.5 \times 0.880 \times 4.577 \times 0.6 = 7.388 \text{ tf-m}$
6. $(2.740 + 2.740) \times 0.5 \times 1.430 \times 5.725 \times 0.6 = 13.459 \text{ tf-m}$

Total moment (Ma) = 43.498 tf-m

- 수 동 토 압 에 의 한 모 멘 트

1. $(1.632 + 6.734) \times 0.5 \times 1.630 \times 3.481 \times 0.6 = 14.240 \text{ tf-m}$
2. $(15.955 + 19.584) \times 0.5 \times 0.880 \times 4.585 \times 0.6 = 43.018 \text{ tf-m}$
3. $(102.007 + 109.743) \times 0.5 \times 1.430 \times 5.734 \times 0.6 = 520.852 \text{ tf-m}$

Total moment (Mb) = 578.110 tf-m

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = Mb / Ma = 578.110 / 43.498$$

$$= 13.291 > 1.20 \quad \text{O.K.}$$

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 점점의 변위, 전단력, 모멘트 및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 점점의 토압 집계표(단위:t/m²/M)

점점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)					MAX.
		1 -1.00	2 -3.00	3 -5.00	4 -7.44	5 -7.44	
1	0.000	0.60	0.58	0.57	0.57	4.12	4.12
	-0.500	1.14	1.07	1.04	1.01	4.12	4.12
2	-0.500	1.14	1.07	1.04	1.01	4.12	4.12
	-1.000	1.73	1.59	1.46	1.37	4.12	4.12
3	-1.000	1.96	1.82	1.70	1.61	4.12	4.12
	-1.090	1.94	1.71	1.50	1.35	4.12	4.12
4	-1.090	1.89	1.66	1.45	1.39	3.78	3.78
	-1.650	1.14	1.79	1.79	1.79	3.78	3.78
5	-1.650	1.08	1.11	1.11	1.11	3.63	3.63
	-2.500	0.69	1.68	1.68	1.68	3.63	3.63
6	-2.500	0.69	1.68	1.68	1.68	3.63	3.63
	-3.000	0.72	2.02	2.02	2.02	3.63	3.63
7	-3.000	0.72	2.02	2.02	2.02	3.63	3.63
	-3.890	1.11	1.75	2.62	2.62	3.63	3.63
8	-3.890	1.11	1.75	2.62	2.62	3.63	3.63
	-4.500	1.99	2.27	3.03	3.03	3.63	3.63
9	-4.500	1.99	2.27	3.03	3.03	3.63	3.63
	-5.000	2.72	2.70	3.37	3.37	3.63	3.63
10	-5.000	2.72	2.70	3.37	3.37	3.63	3.63
	-5.815	0.00	3.41	4.08	3.92	3.63	3.92
11	-5.815	0.00	3.41	4.08	3.92	3.63	3.92
	-6.630	0.00	4.11	4.78	4.47	3.63	4.47
12	-6.630	0.00	0.00	0.00	1.05	3.41	3.41
	-7.440	0.00	0.00	0.03	1.57	0.31	1.57
13	-7.440	0.00	0.00	0.00	1.57	0.00	0.00
	-7.510	0.00	0.00	0.04	1.55	0.00	0.00
14	-7.510	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-8.225	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		2.72	4.11	4.78	4.47	4.12	4.47

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 -3.00	3 -5.00	4 -7.44	5 -7.44	
1	0.000	2.62	2.71	2.67	2.72	0.41	2.72
2	-0.500	2.27	2.59	2.68	2.78	0.46	2.78
3	-1.000	1.92	2.47	2.68	2.85	0.51	2.85
4	-1.090	1.86	2.44	2.68	2.86	0.52	2.86
5	-1.650	1.49	2.29	2.67	2.91	0.56	2.91
6	-2.500	0.97	2.01	2.62	2.96	0.62	2.96
7	-3.000	0.71	1.83	2.59	3.01	0.66	3.01
8	-3.890	0.34	1.47	2.46	3.02	0.75	3.02
9	-4.500	0.17	1.22	2.28	2.95	0.81	2.95
10	-5.000	0.07	1.02	2.07	2.82	0.88	2.82
11	-5.815	-0.04	0.68	1.59	2.45	0.96	2.45
12	-6.630	-0.11	0.35	1.00	1.85	0.94	1.85
13	-7.440	-0.14	0.03	0.39	1.14	0.84	1.14
14	-7.510	-0.14	0.00	0.34	1.08	0.83	1.08
15	-8.225	-0.17	-0.28	-0.21	0.42	0.71	0.00
MAX.		2.62	2.71	2.68	3.02	0.96	3.02

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 -3.00	3 -5.00	4 -7.44	5 -7.44	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.500	0.43	0.41	0.40	0.40	2.06	2.06
2	-0.500	-0.43	3.48	0.69	0.83	3.54	3.54
	-1.000	1.15	-2.82	-0.07	-0.24	-1.48	-2.82
3	-1.000	-1.15	2.82	0.07	0.24	1.49	2.82
	-1.090	1.32	-2.66	0.08	-0.10	-1.12	-2.66
4	-1.090	-1.32	2.66	-0.08	0.10	1.11	2.66
	-1.650	1.94	-1.69	0.98	0.79	1.01	1.94
5	-1.650	-1.42	1.69	-0.98	-0.79	-1.01	1.69
	-2.500	1.46	-0.51	2.17	1.97	4.10	4.10
6	-2.500	-0.69	0.51	5.29	2.21	3.43	5.29
	-3.000	0.69	0.42	-4.36	-1.28	-1.61	-4.36
7	-3.000	0.06	-0.18	4.36	1.28	1.61	4.36
	-3.890	-0.06	1.21	-2.30	0.78	1.62	-2.30
8	-3.890	0.64	-0.69	2.30	-0.78	-1.62	2.30
	-4.500	-0.64	1.26	-0.57	2.51	3.84	3.84
9	-4.500	0.89	-0.65	0.57	5.61	6.04	6.04
	-5.000	-0.89	1.24	1.03	-4.00	-4.22	-4.22
10	-5.000	1.02	-0.37	-0.70	4.00	4.22	4.22
	-5.815	-1.02	1.75	2.71	-1.03	-1.26	2.71
11	-5.815	0.90	-0.59	-2.00	1.03	1.26	-2.00
	-6.630	-0.90	2.62	3.62	2.39	1.71	3.62
12	-6.630	0.61	-0.31	-1.08	-2.39	-1.71	-2.39
	-7.440	-0.61	0.31	1.08	3.43	3.21	3.45
13	-7.440	0.40	-0.07	-0.54	-1.78	-1.96	-1.96
	-7.510	-0.40	0.07	0.54	1.78	1.96	1.96
14	-7.510	0.21	0.13	-0.09	-0.76	-0.84	-0.84
	-8.225	-0.21	-0.13	0.09	0.76	0.87	0.87
MAX.		1.94	3.48	5.29	5.61	6.04	6.04

Next Page

4) 각 접점의 모멘트 집계표(단위:tf-m/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)					MAX.
		1 -1.00	2 -3.00	3 -5.00	4 -7.44	5 -7.44	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.500	0.10	0.09	0.09	0.09	0.52	0.52
3	-1.000	0.48	-1.49	-0.11	-0.19	-0.74	-1.49
4	-1.090	0.59	-1.74	-0.11	-0.20	-0.86	-1.74
5	-1.650	1.54	-2.96	0.18	-0.02	-0.88	-2.96
6	-2.500	2.77	-3.93	1.49	1.12	1.29	-3.93
7	-3.000	3.11	-3.96	-0.93	0.24	0.03	-3.96
8	-3.890	3.06	-3.30	-3.93	-0.02	0.03	-3.93
9	-4.500	2.67	-2.71	-4.82	0.97	1.70	-4.82
10	-5.000	2.23	-2.25	-4.71	-1.44	-0.87	-4.71
11	-5.815	1.39	-1.43	-3.33	-3.53	-3.10	-3.53
12	-6.630	0.66	-0.16	-0.98	-3.00	-2.91	-3.00
13	-7.440	0.17	0.09	-0.10	-0.67	-0.75	-0.75
14	-7.510	0.15	0.09	-0.06	-0.54	-0.62	-0.62
15	-8.225	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		-3.11	-3.96	4.82	3.53	3.10	4.82

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	
		-1.00	-3.00	-5.00	-7.44	-7.44	
2	-0.500	0.00	-3.90	-1.09	-1.23	-5.60	-5.60
6	-2.500	0.00	0.00	-7.45	-4.18	-7.53	-7.53
9	-4.500	0.00	0.00	0.00	-8.11	-9.88	-9.88
MAX.		0.00	-3.90	-7.45	-8.11	-9.88	-9.88

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

점 번	점 호	Elevation (m)	변 위 량 (cm)	점 번	점 호	Elevation (m)	변 위 량 (cm)
1		0.000	0.27154	2		-0.500	0.27803
3		-1.000	0.28456	4		-1.090	0.28561
5		-1.650	0.29085	6		-2.500	0.29645
7		-3.000	0.30065	8		-3.890	0.30240
9		-4.500	0.29481	10		-5.000	0.28229
11		-5.815	0.24478	12		-6.630	0.18549
13		-7.440	0.11418	14		-7.510	0.10779

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (Vs)

$$Vs = 0.02017 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 굴 착 폭 (B) 및 굴 착 심 도 (Hw)

$$B = 14.0 \text{ m} \quad Hw = 7.4 \text{ m}$$

Next Page

4) 굴착 거리 (Ht)

$$\begin{aligned} \text{평균 내부마찰각 } \phi &= 27.07^\circ \\ H_b &= 0.5 \times B \times \tan (45 + \phi/2) \\ &= 0.5 \times 14.0 \times \tan (45 + 27.07/2) = 11.44 \text{ m} \\ H_t &= H_b + H_w = 11.44 \text{ m} + 7.44 \text{ m} = 18.88 \text{ m} \end{aligned}$$

5) 치하영향 거리 (D)

$$\begin{aligned} D &= H_t \times \tan (45 - \phi/2) \\ &= 18.88 \text{ m} \times \tan (45 - 27.07/2) = 11.55 \text{ m} \end{aligned}$$

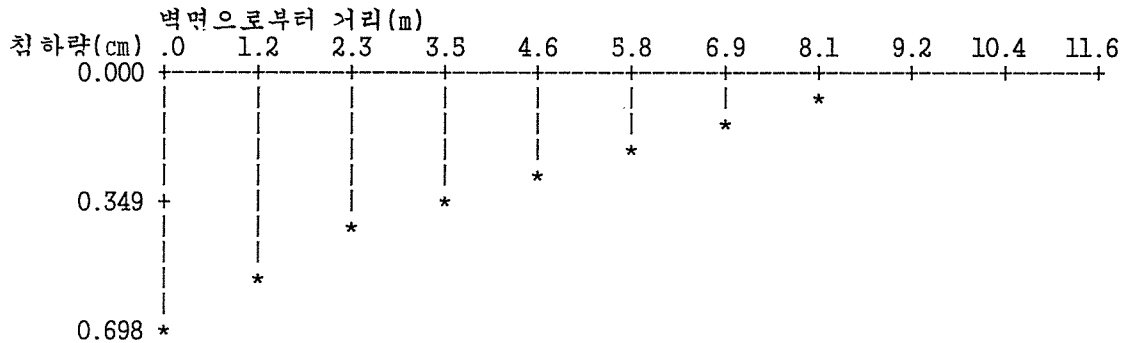
6) 흙막이벽 주변 최대치하량 (Sw)

$$\begin{aligned} S_w &= 4 \times V_s / D = 4 \times 0.02017 / 11.55 \\ &= 0.006982 \text{ m} = 0.698 \text{ cm} \end{aligned}$$

7) 거리별 치하량 (Si) 및 접점간 치하구배

$$S_i = S_w \times ((D - X_i)/D)^2 = 0.698 \times ((11.55 - X_i)/11.55)^2$$

접점 NO.	거리 Xi(m)	치하량 Si(cm)	접점간 부등치하량 구배	접점 NO.	거리 Xi(m)	치하량 Si(cm)	접점간 부등치하량 구배
1	0.000	0.69818	0.000 1/ 0	2	1.155	0.56553	0.133 1/ 871
3	2.311	0.44683	0.119 1/ 973	4	3.466	0.34211	0.105 1/1103
5	4.621	0.25134	0.091 1/1273	6	5.777	0.17454	0.077 1/1504
7	6.932	0.11171	0.063 1/1839	8	8.087	0.06284	0.049 1/2364
9	9.243	0.02793	0.035 1/3310	10	10.398	0.00698	0.021 1/5516
11	11.553	0.00000	0.007 1/9999				



Next Page

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 -3.00	3 -5.00	4 -7.44	5 -7.44	
1	-0.500	0.00	3.90	1.09	1.23	5.60	5.60
2	-2.500	0.00	0.00	7.45	4.18	7.53	7.53
3	-4.500	0.00	0.00	0.00	8.11	9.88	9.88
MAX.		0.00	3.90	7.45	8.11	9.88	9.88

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i 단째의 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

$$T = 5.604 \times 1.700 / \cos(45.0) = 13.472 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 2] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 7.532 \times 1.700 / \cos(45.0) = 18.108 \text{ (ton)}$$

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 3] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 9.875 \times 1.700 / \cos(45.0) = 23.742 \text{ (ton)}$$

○ Strut 의 최대축력

NO. 3 : Tmax = 23.742 ton/ea

Next Page

[illegible]

· 최대축력	작음 Strut No.	: 3
	Tmax	= 23.742 (ton)
· 온도차에 의한 축력		= 12.000 (ton)
· Strut 의 규격		: H-250X250X9X14
· 타 성 계 수 (E)		= 0.210E+07 (kg/cm ²)
· 단 면 적 (A)		= 92.180 (cm ²)
· 단 면 계 수 (Zx)		= 867.000 (cm ³)
· 단면2차 반경	각축방향(Rx)	= 10.800 (cm)
	약축방향(Ry)	= 6.290 (cm)
· Strut 의 자 중 (Wd)		= 0.500 (ton)

$$f(b) = M \times 100000 / Z_x = 2.722 \times 100000 / 867.000 = 314.014 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$
$$L2/B = 495.000 / 25.000 = 19.800$$

따라서 $F = 0.410 < 1.0$ O.K

따라서 $F = 0.524 < 1.0$ 0.K

-156-

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 강 재 Type	설계축력 (Ton/개소)	f(c) (kg/cm ²)	f(b) (kg/cm ²)	안 전 감축	율 약축	C H E C K 감축	약축
1	-0.500	H-250X250X9X14@1	13.472	276.328	314.014	0.34	0.43	0.K	0.K
2	-2.500	H-250X250X9X14@1	18.108	326.619	314.014	0.37	0.47	0.K	0.K
3	-4.500	H-250X250X9X14@1	23.742	387.738	314.014	0.41	0.52	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
 * 타 성 계 수 (E) = 21000E+07 (kgf/cm²)
 * 단 면 적 (A) = 173.200 (cm²)
 * 단 면 2 차 모 멘 트 (IX) = 32400.0 (cm⁴)
 * 단 면 계 수 (Zx) = 1800.00 (cm³)
 * 단면2차 반경 강축방향(Rx) = 7.560 (cm)
 * 단면2차 반경 약축방향(Ry) = 2.850 (cm)
 * 얽지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (tf)
 * 얽지말뚝의 삽 치 각 격 = 0.60 (m)

1) 축방향력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계 산

최대 휨 모멘트 = $4.819 \times 0.600 = 2.892$ (tf-m) [at Nodal point No. 9 : Step 3]

$f(c) = N \times 1000 / A = 0.000 \times 1000 / 173.200 = 0.000$ (kgf/cm²)

$f(b) = M \times 100000 / Zx = 2.892 \times 100000 / 1800.000 = 160.645$ (kgf/cm³)

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계 산

$L/B = 301.000 / 60.000 = 5.017$, $L/Rx = 301.000 / 7.560 = 39.815$

소 요 단 면 계 수 $Zx = \text{Max. } M / f(BA)$
 $= 2.892 \times 1.0E+5 / 2700.0$
 $= 107.097$ (cm³)

강널말뚝간의 이음강섬은 실험의 결과 전체강섬의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 함증하여야 한다. 따라서,

소 요 단 면 계 수 $Zx = 107.1 / 0.6 = 178.5$

따 라 서 , $178.494 < 1800.000$ O.K

2) 전 단 력 검 토

최대 전단력 = $6.036 \times 0.600 = 3.622$ (tf)

전 단 강 도 = S_{max} / A_w
 $= 3.622 \times 1000 / 173.200$
 $= 20.912$ (kgf/cm²)

따 라 서 , $20.912 < 1500.000$ O.K

Next Page

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 제 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 = 23.742 tf/ea
 작용하중 = T x COS(θ) / L = 23.742 x COS(45.00) / 1.700 = 9.875 tf/m
 축력계산 = P x L1 - P x Tan(θ) x L2
 = 9.875 x 2.550 - 9.875 x 0.000 x 0.000 = 25.182 (tf)

(2) 축박항력 및 휨 모멘트 검 토

(가) f(c), f(b) 계 산
 최대 휨 모멘트 = 9.875 x 1.700 x 1.700 / 10.000 = 2.854 tf-m
 f(c) = N x 1000 / A = 25.182 x 1000 / 92.180 = 273.182 (kgf/cm²)
 f(b) = M x 100000 / Zx = 2.854 x 100000 / 867.000 = 329.175 (kgf/cm²)

(나) L1/Rx, L2/Rv, L2/B 계 산
 L1/Rx = 170.000 / 10.800 = 15.741 . L2/Rv = 170.000 / 6.290 = 27.027
 L2/B = 170.000 / 25.000 = 6.800

(다) 강 축 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 = 2017.2 (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 / (15.741 x 15.741) = 72647.750 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{273.18/}{2100.00} + \frac{329.18/}{2017.20(1.0 - 273.18/ 72647.75)}$$

$$= \frac{0.13}{0.16} + \frac{0.29}{0.29}$$
 따 라 서 . F = 0.294 < 1.0 O.K

(라) 약 축 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 = 2017.2 (kgf/cm²)
 20 < L/R < 93 ;
 f(Cav) = (2.100 - 13 (L/R - 20)) x 1.00
 = (2.100 - 13 (27.03 - 20)) x 1.00 = 2008.649 kg/cm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 18.000.000 / (27.027 x 27.027) = 24642.000 kg/cm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{273.18/}{2008.65} + \frac{329.18/}{2017.20(1.0 - 273.18/ 24642.00)}$$

$$= \frac{0.14}{0.17} + \frac{0.30}{0.30}$$
 따 라 서 . F = 0.301 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

$$\text{최대 전단력} = 9.875 \times 1.700 \times (6.00 / 10.00) = 10.073 \text{ (tf)}$$

$$A_w = T1 \times (H - T2 \times 2) \times 0.01$$

$$= 9.0 \times 222.0 \times 0.01 = 19.980 \text{ (cm')}$$

$$\text{전 단 강 도} = \text{Max. } S / A_w = 10.073 \times 1000 / 19.980 = 504.142 \text{ (kaf/cm')}$$

$$\text{따 라 서} \quad 504.142 \text{ kaf/cm'} < 1200.000 \text{ kaf/cm'} \quad \text{O.K.}$$

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) (kaf/cm')	휨안전율 강축 약축
1	-0.50	H-250X250X9X14@1	5.60	1.62 14.29	5.72 286.07	0.17 0.17
2	-2.50	H-250X250X9X14@1	7.53	2.18 19.21	7.68 384.51	0.22 0.23
3	-4.50	H-250X250X9X14@1	9.88	2.85 25.18	10.07 504.14	0.29 0.30

THE END

제10장 파전제3교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

10.1	상		부		공
10.2	교		대		공
10.3	교		각		석
10.4	내	진		해	공
10.5	가	시		설	

10.1 상부공

10.1.1 PSC(S1~S3)

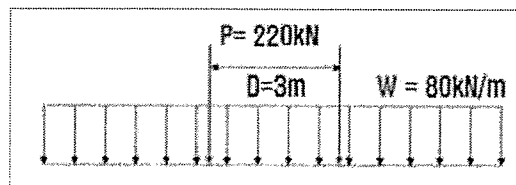
1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식	:	단순 PSC 합성 거더교
(2) 거더 제작 공법	:	포스트텐션방식(Post-tensioning)
(3) 경간 및 주거더 높이	:	
거더 전체 길이	l_t	= 24.900 m
지 간	l	= 24.000 m x 1 경간
거더 높이	h_t	= 2.350 m
평면 사각	θ	= 90.0 °
(4) 교량 폭	:	B = 14.000 m

1.2 설계 하중

(1) 표준 활하중	:	선로 1급선 (KL 여객, 화물 혼용선)



(2) 궤도 중심 간격	:	s_{tcl} = 4.30 m
(3) 충격 계수	:	철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교 [철도설계기준(노반편) 8.2.16]
		$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 \quad (0 < i_m \leq 0.67)$
		$i_m = (1.44 / \sqrt{24.00 - 0.2}) - 0.18$
		= 0.126
(4) 궤도의 단위중량	:	w_t = 3.00 kN/m (1궤도당 1.5kN/m)
(5) 도상의 단위중량	:	w_b = 24.50 kN/m ³ (보선하중 30% 할증)
(6) 방수 및 방진재	:	w_m = 11.00 kN/m ³
(7) PSC, RC 단위중량	:	w_c = 24.50 kN/m ³
(8) 보도 적재 하중	:	w_w = 2.00 kN/m ³ (주거더 설계시)
		w_w = 5.00 kN/m ³ (바닥판 설계시)
(9) 난간, 방음벽 형태	:	
난간, 방음벽(좌)	:	w_{h1} = 1.00 kN/m
난간, 방음벽(우)	:	w_{h2} = 1.00 kN/m

1.3 사용 재료

(1) PS 강재, 규격

SWPC 7B	7	-	12.7	mm	-	10	(저릴랙세이션 강재 사용)
	A_p	=	987.10	mm ²			
① 인장강도	: f_{pu}	=	1,900.00	MPa			
② 항복강도	: f_{py}	=	1,600.00	MPa			
③ 허용 인장응력							
- 초기 인장응력	: f_{pia}	=	0.9 x f_{py}	=	1,440.00	Mpa	
- 도입 인장응력	: f_{pta}	=	0.7 x f_{pu}	=	1,330.00	MPa	
- 사용하중 작용시	: f_{pa}	=	0.8 x f_{py}	=	1,280.00	MPa	
④ 탄성계수	: E_p	=	200,000.00	MPa			

(2) PS 강재의 곡선 배치 자료

- ① 마찰계수
- 정착장치의 활동량 : ζ = 6.000 mm
 - 케이블의 마찰계수 : μ = 0.250 / rad
 - 쉬스관의 마찰계수 : κ = 0.0050
- ② PS 강선 케이블 정착구의 치수 (mm)
- 원형의 경우에는, α = 8.8 D (지름) 로 함.
 - 일변의 폭 : A = 21.5
 - 거동 방향 길이 : l = 22.0
- ③ PS 강선 케이블의 곡선 종류
- 곡선 종류 : 포물선
- ④ PS 강선 케이블의 기본 배치수 : 케이블 개수, N_n = 5 다발

No.	s (m)	e (m)	f (m)	α (도,분)
5	0.325	0.35	0.1	16° 05'
4	0.225	0.55	0.1	15° 05'
3	0.125	1	0.1	12° 13'
2	0.125	1.45	0.1	08° 09'
1	0.125	1.9	0.1	04° 01'

(3) 프리스트레스트 콘크리트

① 설계기준강도	: f_{ck}	=	40.00	MPa
② PS도입시 압축강도	: f_{ci}	= $0.80 \times f_{ck}$	=	32.00 MPa
③ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력				
- 허용 휨압축응력	: f_{cai}	= $0.55 \times f_{ci}$	=	17.60 MPa
- 허용 휨인장응력				
부착된 철근이 없는 인장구역	: f_{tai}	= $0.25 \times \sqrt{f_{ci}}$	=	-1.41 MPa
부착된 철근이 있는 인장구역	: f_{ta}	= $0.50 \times \sqrt{f_{ci}}$	=	-2.83 MPa
④ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력				
- 허용 휨압축응력	: f_{ca}	= $0.40 \times f_{ck}$	=	16.00 MPa
- 허용 휨인장응력	: f_{ta}	=	=	0.00 MPa
⑤ 탄성계수				
- PS도입직후	: E_{ci}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ci} + 4}$	=	28,066 MPa
- 사용하중 작용시	: E_{pc}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ck} + 4}$	=	30,008 MPa
⑥ 탄성계수비				
- PS도입직후	: n_p'	= E_p / E_{ci}	=	7.13
- 사용하중 작용시	: n_p	= E_p / E_{pc}	=	6.66
⑦ 크리프 계수				
- 초기 (28일)	: Φ_c	=	3.0	
- 최종 (90일)	: Φ_c'	=	2.2	
⑧ 건조수축률				
- 초기 (28일)	: ϵ	=	0.00020	
- 최종 (90일)	: ϵ	=	0.00014	

(4) 현장타설 콘크리트

① 설계기준강도	: $f_{ck(slab)}$	=	30.00	MPa
② 탄성계수	: E_{ci}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ck(slab)} + 4}$	=	27,537 MPa
③ 허용 휨압축응력	: f_{ca}	= $0.40 \times f_{ck(slab)}$	=	12.00 MPa
④ 허용 휨인장응력	: f_{ta}	=	=	0.00 MPa
⑤ 허용 전단응력 (1)	: v_{cad1}	= $0.08 \times \sqrt{f_{ck(slab)}}$	=	0.44 MPa
⑥ 허용 전단응력 (2)	: v_{cad2}	= $0.4 \times \sqrt{f_{ck(slab)}}$	=	2.19 MPa
⑦ 탄성계수비(철근)	: n_c	= $E_s / E_{c(slab)}$	=	7.26

(5) 철근 (바닥판용) SD 400

① 항복응력	: f_{sy}	=	400.00	MPa
② 허용 인장응력	: f_{sa}	=	180.00	MPa
③ 탄성계수	: E_s	=	200,000.00	MPa

(6) 철근 (PSC거더 및 가로보용) SD 300

① 항복응력	: f_{sy}	=	300.00	MPa
② 허용 인장응력	: f_{sa}	=	150.00	MPa
③ 탄성계수	: E_s	=	200,000.00	MPa

1.4 사용성의 한계

(1) 활하중 처짐의 허용값

① 주행안전성에 대한 검토

$$\delta_L \leq \delta_{La} = L / 600$$

여기서, δ_L = 충격계수가 고려된 표준열차하중이 가장 불리하게
재하된 상태(복선재하 포함)의 처짐값

② 승차감 만족에 대한 검토

실 열차하중에 의한 속도별 동적해석 응답의 최대값과 충격계수를 고려한 표준열차하중 단선재하에
의한 최대값 중 불리한 값을 적용한다.

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L /1500	L /1500	L /1600	L /1750	L /1900	L /2100	L /2200	L /2350	L /2500	L /2200	L /1900
200<V≤270	L /1300	L /1400	L /1500	L /1600	L /1700	L /1900	L /2000	L /2100	L /2000	L /1700	L /1400
V≤200	L /1100	L /1200	L /1300	L /1500	L /1500	L /1400	L /1300	L /1200	L /1100	L /800	L /600

(2) 휨철근 간격의 허용값

콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s 는 다음 식에 의해 계산된 값 중에서
작은 값 이하로 해야 한다.

$$① s = 375 (210/f_s) - 2.5C_c$$

$$② s = 300 (210/f_s)$$

여기서, C_c = 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소두께.

철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s 로 한다.

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에 가장 가까이에 위치한 철근의 응력
(근사값으로 f_y 의 2/3를 사용할 수 있다.)

1.5 해석프로그램

Midas CIVIL 2009 V1.0.0 (마이다스 아이티)

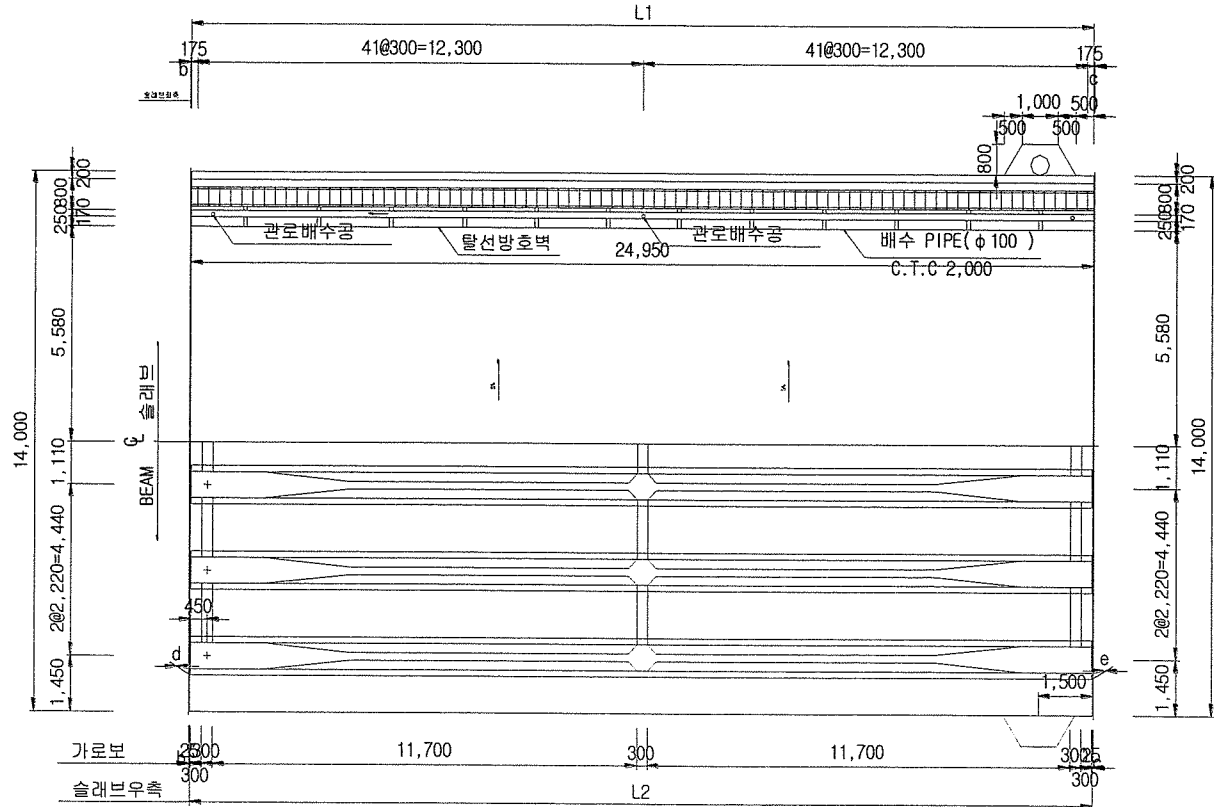
1.6 참고 문헌

1. 철도설계기준 (2013), 한국철도시설공단
2. 철도설계기준(노반편) (2011), 한국철도시설공단
3. 철도설계기준(철도교편) (2004), 대한토목학회
4. 콘크리트 구조 설계기준 (2012), 한국콘크리트학회
5. 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단
6. 철도설계편람(토목편-강철도 교량) (2004), 대한토목학회
7. 합성구조론 (2006), 장승필 저, 구미서관
8. 도로교 설계기준 및 해설 (2003), 대한토목학회
9. 도로설계편람(교량편) (2001), 건설교통부
10. 횡분배 실용 계산법 (1998), 원기술
11. 강도로교 상세부 설계지침 (2006), 건설교통부

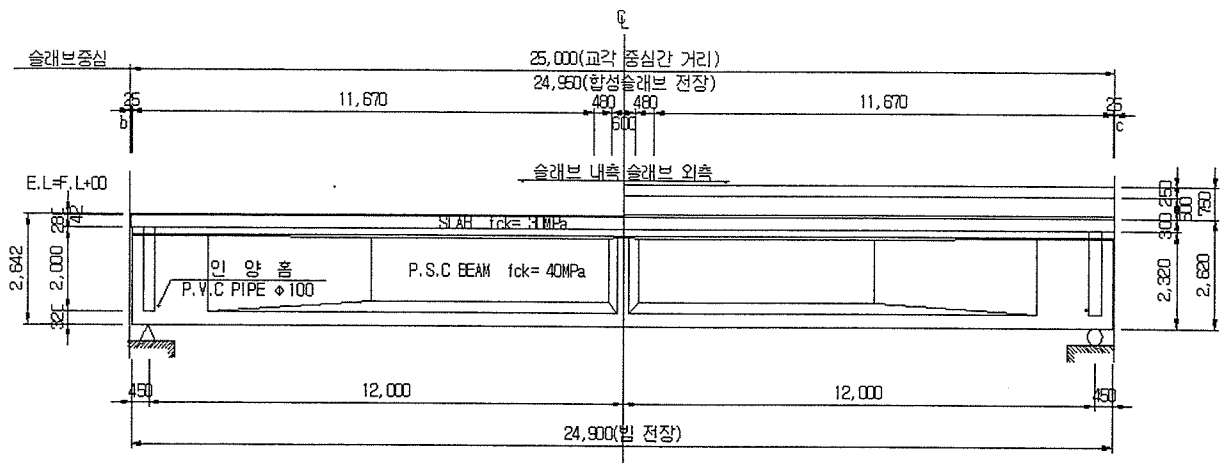
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평면도

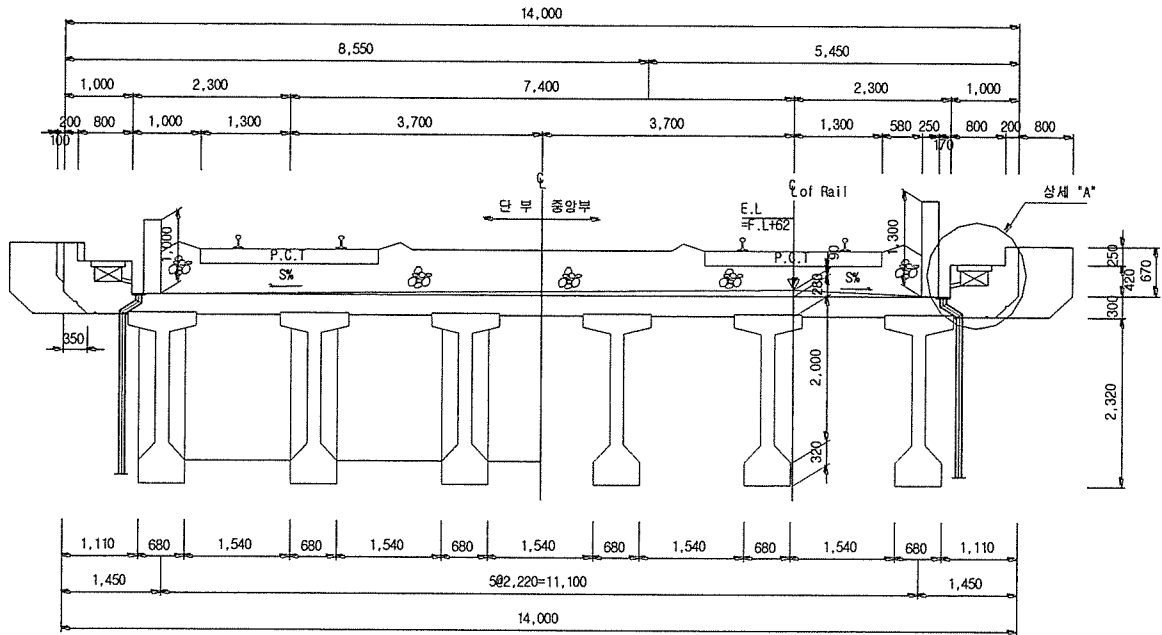


(2) 종단면



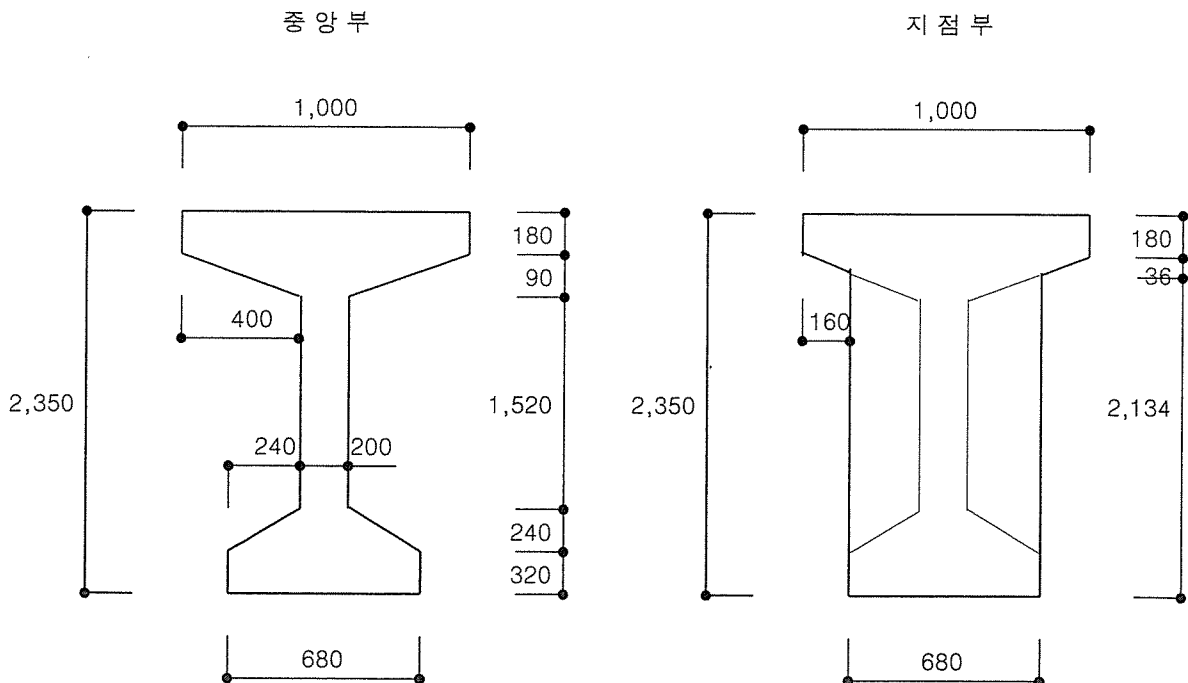
(3) 횡 단 면

거더간격	=	2.220 m	좌측캐널레버 길이	=	1.450 m
교량 폭	=	14.000 m	우측캐널레버 길이	=	1.450 m
바닥판 두께	=	0.280 m			
도상	=	0.354 m			



(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도



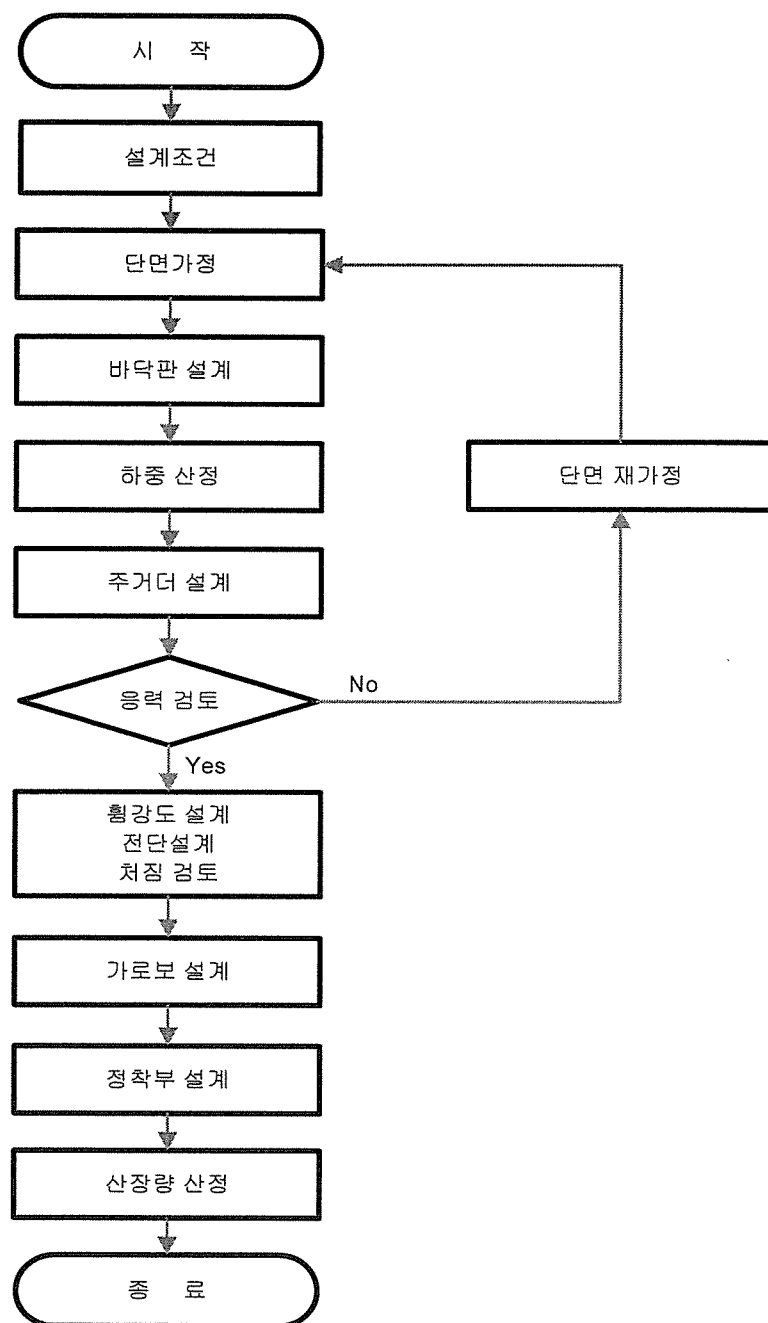
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

강선번호	지점부	H 위치	L/4 위치	중앙부
1	320	137	125	125
2	695	297	130	125
3	1,077	526	208	125
4	1,465	815	401	225
5	1,849	1,070	564	325

2.2 거더 설계시 단계별 사용단면 제원

구 분	단면 계수	탄성 계수	비 고
자 중	순 단 면	프리스트레스 도입시	
프리스트레싱	순 단 면	프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	PS강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
합성후 고정하중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	

2.3 설계 흐름도

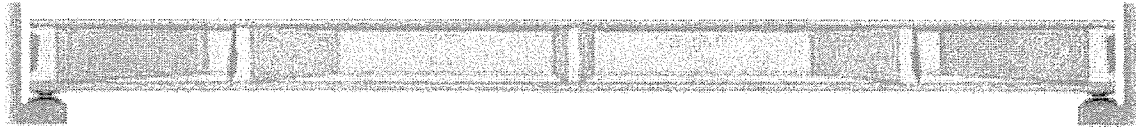


2.4 시공 순서도

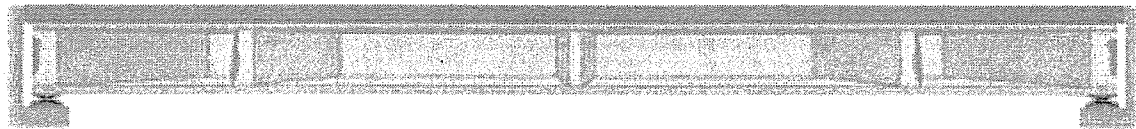
1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장



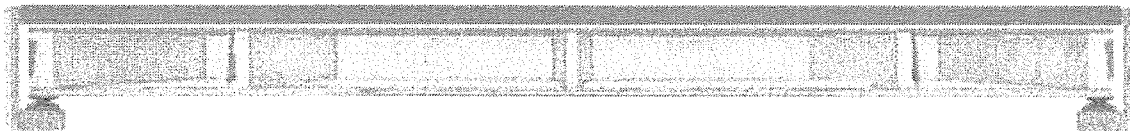
2. 크레인을 이용한 빔 거치



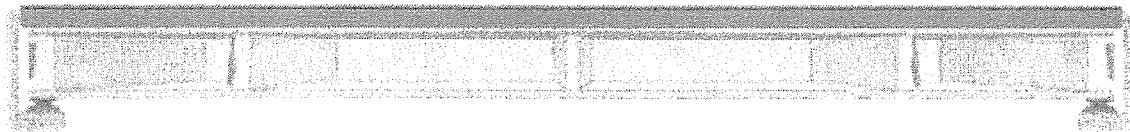
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



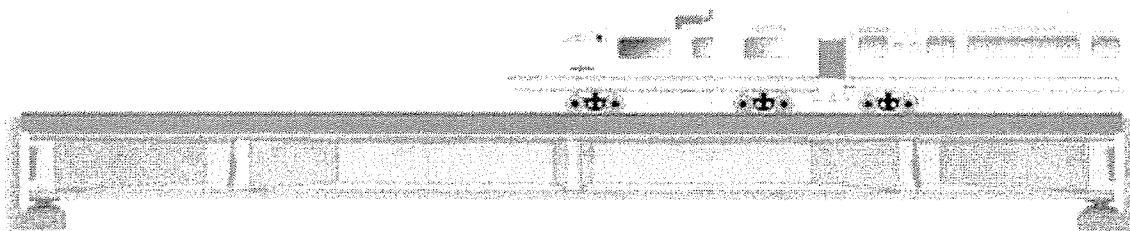
4. 바닥판 콘크리트 경화



5. 방호벽 설치 및 도상, 레일 설치 (2차 고정하중 재하)



6. 완공후 열차하중 재하



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

3.1.1 바닥판 최소 두께 검토

[철도설계기준(2011) p10-176]

구 분			궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단 순 판			$40 l + 110$	$65 l + 130$
연 속 판			$30 l + 110$	$50 l + 130$
캔틸레버판	l	≤ 0.25	$280 l + 160$	$240 l + 130$
	l	> 0.25	$80 l + 210$	

여기서, l 은 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다.

단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 한다.

궤도부분 바닥판의 최소두께는 200mm 또는 위의 표의 값 중 큰 값을 사용한다.

- 바닥판의 지간 $l_s = 2.220 - 0.200 = 2.02 \text{ m}$
- 바닥판 최소두께 $t_{\min} = 30 l_s + 110 = 170.60 \text{ mm}$
최소 200.00 mm 이상
- 바닥판 사용두께 $t_{\text{use}} = 280 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

3.1.2 하중 계산

$$\begin{aligned}
 - \text{ PC 침목제원} &= 0.240 \times 0.200 \times 2.40 \text{ m} \\
 - \text{ 도상두께} &= 0.354 \text{ m} \\
 - \text{ 바닥판콘크리트 두께} &= 0.280 \text{ m} \\
 - \text{ 분 포 폭} &= \text{침목길이} + 1.5 \times \text{자갈도상두께} + \text{바닥판 두께} \\
 &= 2.400 + 1.5 \times 0.354 + 0.280 = 3.211 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(1) 고정하중

$$\begin{aligned}
 \text{슬 레 브} : w_s &= 0.28 \times 24.50 = 6.860 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{구 배} : w_g &= 0.090 / 2 \times 24.50 = 1.103 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{도 상} : w_d &= 0.554 \times 24.50 = 13.573 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{궤 도} : w_r &= 3.00 \times 1 / 3.211 = 0.934 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{계} : w_d &= 22.470 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할증된 값을 사용한다. [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

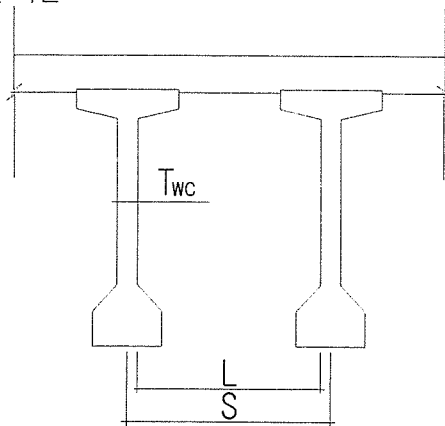
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만

설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.10.3]

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 8$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 2$
연속판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 10$
	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 10$

- 바닥판 지간



$$L = S - TWC = 2.020 \text{ m}$$

[철도설계기준(노반편) 10.10.3]

- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w l_d^2}{10} = \frac{22.470 \times 2.020^2}{10} = 9.169 \text{ kN-m}$$

(2) 활하중 (L)

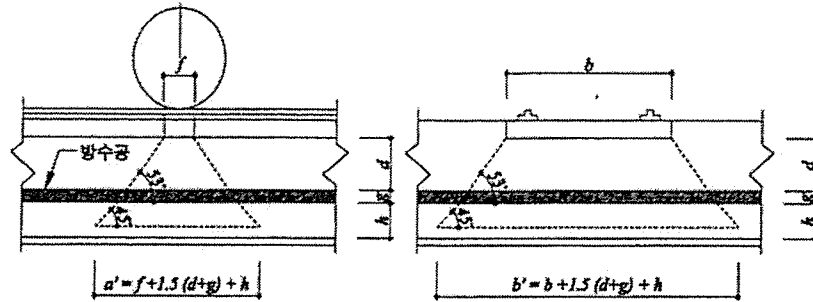
① 하중 분포폭 산정

철도설계기준(노반편) 10.10.5

주거터에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w 로 계산한다.

$$w = P / a b'$$

여기서, P 는 축중(軸重) [kN]이고, a 는 축거, b' 는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭	=	0.240 m
b : 침목길이	=	2.400 m
d : 자갈도상깊이	=	0.354 m
h : 슬래브 두께	=	0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a = 동륜하중 축거	=	3.00 m (KRL2012하중)
객차하중 축거	=	1.00 m (객차 하중)

- 횡방향 분포폭(b')

$$\begin{aligned}
 b &= 2.40 \text{ m} \\
 b' &= b + 2(d+g) + h \\
 &= 2.4 + 1.5 \times (0.354 + 0) + 0.28 = 3.211 \text{ m}
 \end{aligned}$$

② 충격 계수

$$\begin{aligned}
 I_m &= 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18 \\
 &= 1.44 / (\sqrt{2.02} - 0.2) - 0.18 = 0.999
 \end{aligned}$$

따라서, $I_m = 0.670$ (여기서, $0 < I_m \leq 0.67$)

③ 활하중(충격포함)

- 동륜 하중의 경우

$$w(1+i) = 220 \times (1 + 0.67) \times 1\text{ea} / (3 \times 3.211) = 38.140 \text{ kN/m}^2$$

- 등분포 하중의 경우

$$w(1+i) = 80 \times (1 + 0.67) \times 1\text{ea} / (1 \times 3.211) = 41.607 \text{ kN/m}^2$$

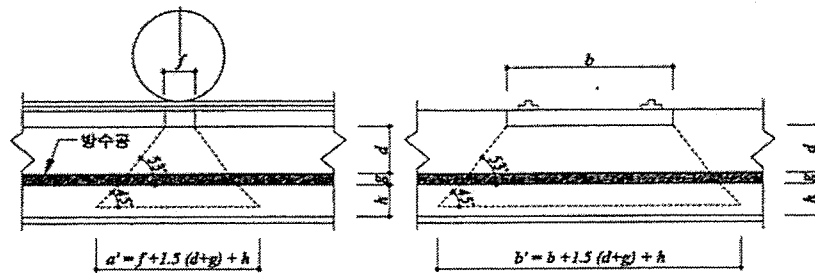
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$$w(1+i) = 79.747 \text{ kN/m}^2$$

$$ML(1+i) = \frac{w(1+i) \times L^2}{10} = 32.540 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(3) 탈선하중에 의한 단면력

1) 활하중 분포폭 산정 (철도설계기준(노반편) 10.10.5)



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리 = 0.000 m

b : 도상 길이 = 0.000 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.554 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 종방향 분포폭(a')

$$f = 0.00 \text{ m}$$

$$a' = f + 2 (d + g) + h$$

$$0 + 1.5 \times (0.554 + 0) + 0.28 = 1.11 \text{ m}$$

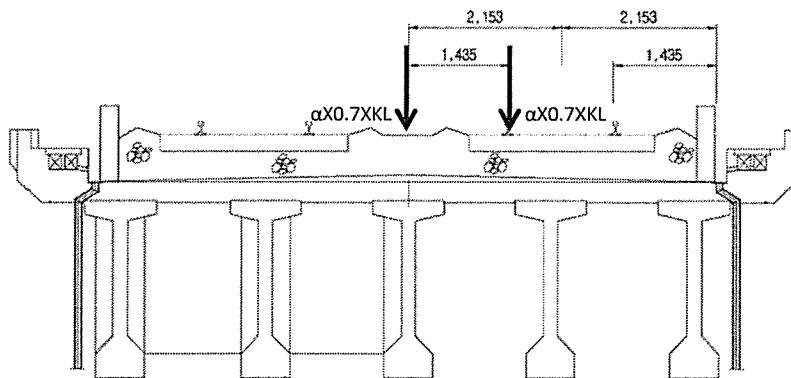
- 횡방향 분포폭(b')

$$b = 0.00 \text{ m}$$

$$b' = b + 2 (d + g) + h$$

$$0 + 1.5 \times (0.554 + 0) + 0.28 = 1.111 \text{ m}$$

2) 탈선활하중



① 동륜 하중의 경우

$$w = 0.7 \times 220 / (1.111 \times 1.111) = 124.765 \text{ kN/m}^2$$

② 객차 하중의 경우

$$w = 0.7 \times 80 / (1.111 \times 1.111) = 45.369 \text{ kN/m}^2$$

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$$w_{dr} = 170.134 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{dr} = \frac{w_{dr} \times L^2}{10} = 69.421 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3.1.3 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 (L + I) \\ &= 1.35 \times 9.169 + 1.85 \times 32.540 = 72.577 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (L + I)) \\ &= 1.6 \times (9.169 + 32.540) = 66.734 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 3 : } U &= 1.35 D + 1.4 (L_{DR}) \\ &= 1.35 \times 9.169 + 1.40 \times 69.421 = 109.568 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

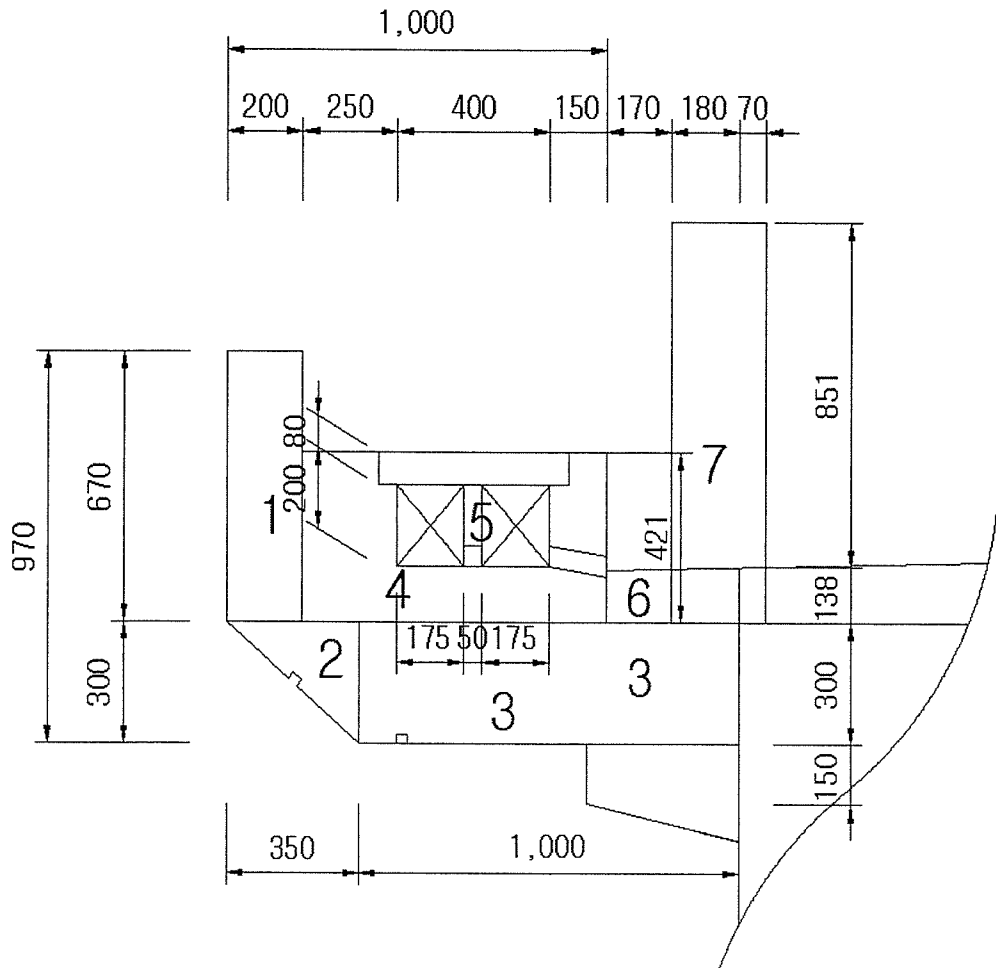
(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + (L + I)) \\ &= 1.0 \times (9.169 + 32.540) = 41.709 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L_{DR}) \\ &= 1.0 \times (9.169 + 69.421) = 78.590 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

3.2 캔틸레버부

3.2.1 하중 계산

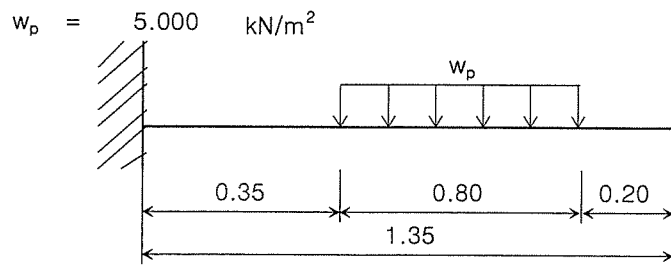


$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.450 - 0.100 = 1.350 \text{ m}$$

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN-m)
(1)	$0.200 \times 0.670 \times 24.5 = 3.283$	1.250	4.104
(2)	$0.350 \times 0.300 \times 24.5 \times 1/2 = 1.286$	1.233	1.586
(3)	$1.000 \times 0.300 \times 24.5 = 7.350$	0.500	3.675
(4)	$0.800 \times 0.500 \times 24.5 = 9.800$	0.575	5.635
(5)	$0.350 \times 0.200 \times 24.5 = -1.715$	0.575	-0.986
(6)	$0.170 \times 0.138 \times 24.5 = 0.575$	0.281	0.162
(7)	$0.250 \times 0.851 \times 24.5 = 5.212$	0.075	0.391
CABLE	$= 2.000$	0.575	1.150
난간	$= 1.000$	1.250	1.250
방음벽기초	$= 2.328$	1.250	2.909
TOTAL	$= 31.119$		19.876

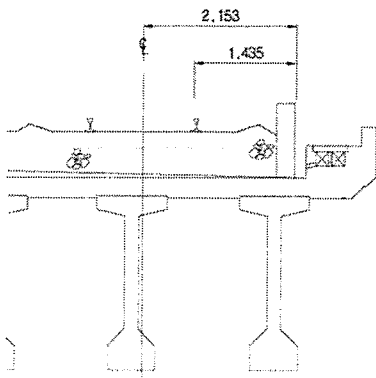
(2) 균집하중 (L)



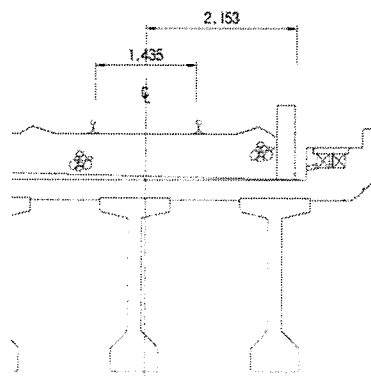
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.800 \times 0.750 = 3.000 \text{ kN-m}$$

(3) 열차 탈선하중(L_{DR} , Derailment Load - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

$$L = 0.000 \text{ m}$$

② 탈선하중에 의한 단면력 - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

$$\text{CASE1 } P = (220.00 / 3 + 80.000) \times 0.7 = 107.333 \text{ kN/m}$$

$$\text{CASE2 } P = (0.00 / 3 + 80.000) \times 1.4 = 112.000 \text{ kN/m}$$

$$M_{LR} = 107.33 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LRz} = 112.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

(4) 풍하중 (W)

$$\text{난간 높이} = 1.1 \text{ m}$$

$$F_w = (0.850 + 1.100) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 5.850 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 5.85 \times (0.850 + 1.100) / 2 = 5.704 \text{ kN-m/m}$$

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}\text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\ &= 1.35 \times 19.88 + 1.85 \times 3.00 \\ &= 32.383 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (L_I)) \\ &= 1.60 \times (19.88 + 3.00) \\ &= 36.602 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\ &= 1.35 \times (19.88 + 5.70) \\ &= 34.533 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.35 \times (19.88 + 3.00 + 0.5 \times 5.70) \\ &= 34.733 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.40 L_{DR} \\ &= 1.35 \times 19.88 + 1.85 \times 0.00 \\ &= 26.833 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}\text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\ &= 1.0 \times (19.88 + 3.00) \\ &= 22.876 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.35 \times (19.88 + 3.00 + 0.5 \times 5.70) \\ &= 34.733 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 L_{DR} : 탈선하중

3.2.3 처짐 검토

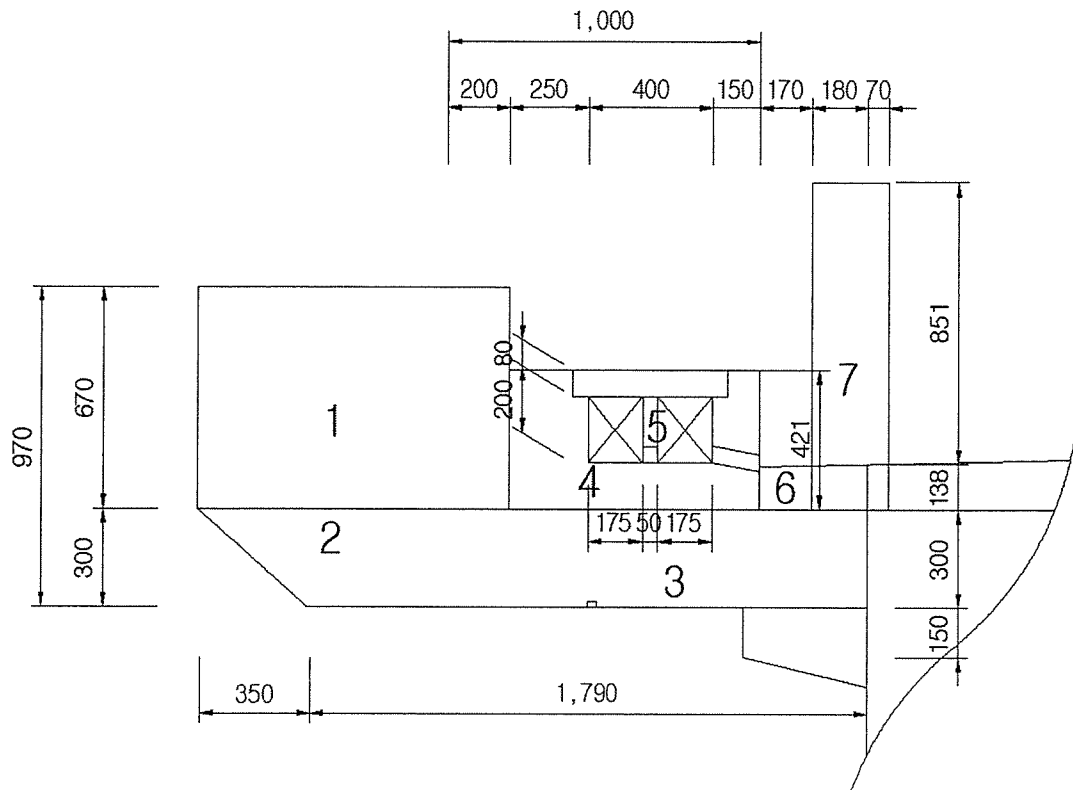
[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

$$\therefore t_{\min} = 140 \text{ mm} < h_{\text{use}} = 280 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!}$$

3.3 전철주기초부

3.3.1 하중 계산



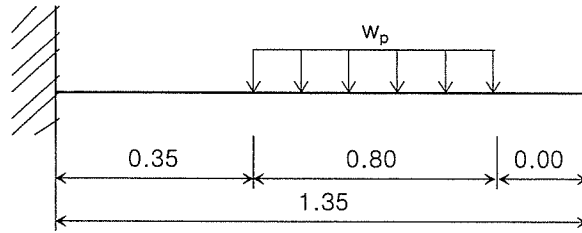
$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.450 - 0.100 = 1.350 \text{ m}$$

(1) 고정하중(D)

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)	거리(m)	M(kN · m/m)
1	$0.670 \times 0.200 \times 24.5 = 3.283$	1.250	4.104
2	$0.370 \times 0.800 \times 24.5 = 7.252$	0.750	5.439
	$0.200 \times 0.400 \times 24.5 = -1.96$	0.700	-1.372
3	$0.020 \times 0.650 \times 24.5 = 0.319$	0.675	0.215
4	$0.030 \times 0.350 \times 0.500 \times 24.5 = 0.129$	1.117	0.144
5	$0.280 \times 1.000 \times 24.5 = 6.860$	0.500	3.430
6	$0.150 \times 0.350 \times 23.0 = 1.208$	0.175	0.211
전철주 기 초	$0.670 \times 0.800 \times 24.5 / 1.750 = 7.504$	1.750	13.132
	$0.300 \times 0.800 \times 24.5 / 1.575 = 3.733$	1.575	5.880
전철주	$20.0 / (1.000 \times 1.645) = 12.158$	1.645	20.000
합 계	$= 40.49$		51.183

(2) 균집하중 (L)

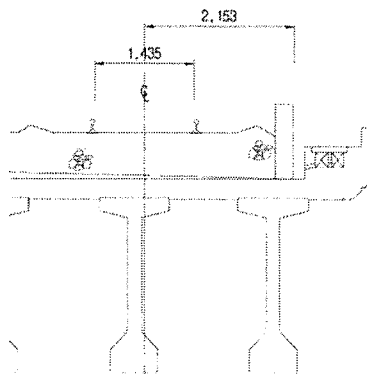
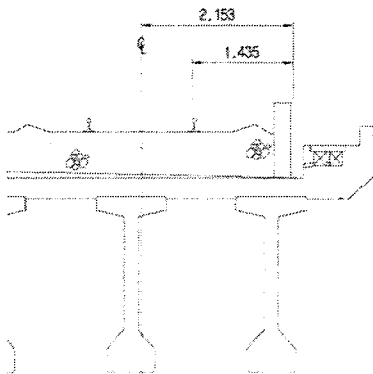
$$w_p = 5.000 \text{ kN/m}^2$$



균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.800 \times 0.750 = 3.00 \text{ kN-m}$$

(3) 열차 탈선하중(L_{DR} , Derailment Load- 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



탈선하중 1)

탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

$$L = 0.000 \text{ m}$$

② 탈선하중에 의한 단면력 - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

$$\text{CASE1 } P = (220.00 / 3 + 80.000) \times 0.7 = 107.333 \text{ kN/m}$$

$$\text{CASE2 } P = (0.00 / 3 + 80.000) \times 1.4 = 112.000 \text{ kN/m}$$

$$M_{LR^1} = 107.33 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LR^2} = 112.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

(4) 풍하중 (W)

$$\text{방음벽 높이} = 2.0 \text{ m}$$

$$F_w = (0.000 + 2.000) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 6.000 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 6.00 \times (0.000 + 2.000) / 2 = 6.000 \text{ kN-m/m}$$

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\
 &= 1.35 \times 51.18 + 1.85 \times 3.00 \\
 &= 74.647 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\
 &= 1.6 \times (51.18 + 3.00) \\
 &= 86.692 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\
 &= 1.35 \times (51.18 + 6.00) \\
 &= 77.197 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (51.18 + 3.00 + 0.5 \times 6.00) \\
 &= 77.20 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.4 L_{DR} \\
 &= 1.35 \times 51.18 + 1.40 \times 0.00 \\
 &= 69.097 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\
 &= 1.0 \times (51.18 + 3.00) \\
 &= 54.183 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.00 \times (51.18 + 3.00 + 0.5 \times 6.00) \\
 &= 57.18 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 L_{DR} : 탈선하중

3.3.3 처짐 검토

[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

$$\therefore t_{min} = 140 \text{ mm} < h_{use} = 280 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!}$$

3.4 바닥판 설계

3.4.1 궤도부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 109.57 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 121,742,222.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{필요 철근량 } A_s &= 1,455.67 \text{ mm}^2 \\
 \text{배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,} \\
 \text{최소철근}(A_{s,min}) \text{ 규정을 따르지 않아도 된다} & \quad [\text{철도설계기준(노반판) 10.6.4}]
 \end{aligned}$$

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1,455.67 = 1,940.89 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(상면) } A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(하면) } A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 99,910,894 \text{ N-mm} \\
 &= 99.91 \text{ kN-m} < M_u = 109.57 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{N.G.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(\rho_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.602 \% < p_{\max} = 0.714 \% = 2.321 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.00 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-상면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-하면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

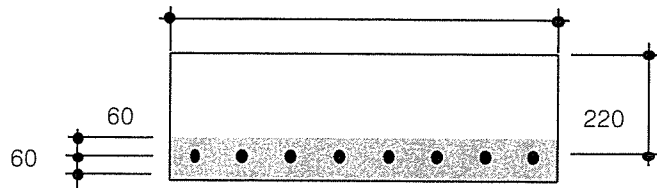
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 41.709 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1324.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00602$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00602 = 0.04371$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.255$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 / 3 = 0.915$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 41,709,000 / (0.00602 \times 0.915 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 156.45 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 16.00 / 2 = 52.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [373.356, 402.685] = 373.356 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 373.356 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4.2 캔틸레버부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 36.60 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_f &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000 A_s + 40,668,889 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 469.67 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 469.67 = 626.23 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 99,910,894 \text{ N-mm} \\
 &= 99.91 \text{ kN-m} > M_u = 36.60 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(\rho_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 0.602 \% < \rho_{\max} = 0.714 \% \times \rho = 2.321 \% \quad \text{O.K. II}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.0 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.II

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

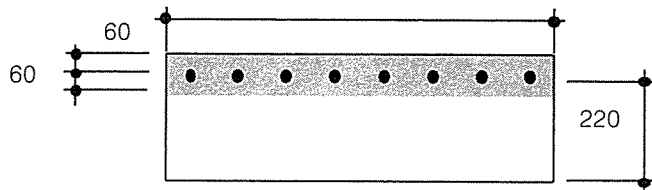
O.K.II

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 22.876 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1324.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00602$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00602 = 0.04371$$

$$k = - n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.255$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 / 3 = 0.915$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 22,876,000.00 / (0.00602 \times 0.915 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 85.81 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 16.00 / 2 = 52.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [787.725, 734.18] = 734.180 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 734.180 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4.4 전철주기초부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 86.692 \text{ kN-m} \\
 b &= 1000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 96,324,444.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 1,138.81 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1,138.81 = 1,518.41 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} A_s = H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} A_s = H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2}) \\
 &= 140,971,752 \text{ N-mm} \\
 &= 140.97 \text{ kN-m} > M_u = 86.69 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(\rho_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 0.868 \% < \rho_{\max} = 0.714 \times \rho = 2.321 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,910.00 / 6 = 318.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

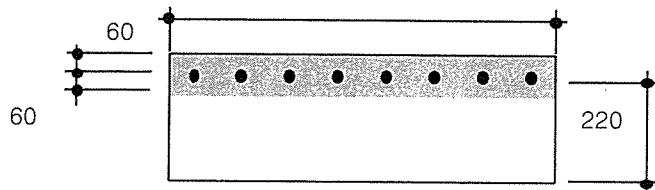
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 57.180 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 8.19$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1910.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00868$$

$$n \rho = n \times \rho = 8.19 \times 0.00868 = 0.07109$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.313$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.313 / 3 = 0.896$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 57,180,000.00 / (0.00868 \times 0.896 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 151.90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 균열폭 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 19.00 / 2 = 50.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [392.183, 414.747] = 392.183 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 392.183 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4.5 캔틸레버판 단부 검토

(1) 좌측

- 거더 단부 이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 469.67 \text{ mm}^2$$

- 거더 단부 캔틸레버판에 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 2 \times 469.67 = 939.34 \text{ mm}^2$$

- 사용철근

$$\text{인장철근-상면} \quad H \quad 19 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축철근-하면} \quad H \quad 16 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 보강범위

단부에서 1.35 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 469.67 \text{ mm}^2$$

- 거더 단부 캔틸레버판에 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 2 \times 469.67 = 939.34 \text{ mm}^2$$

- 사용철근

$$\text{인장철근-상면} \quad H \quad 19 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

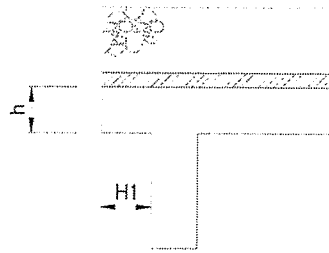
$$\text{압축철근-하면} \quad H \quad 16 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 보강범위

단부에서 1.35 m 까지

3.5 슬래브 단부 설계

3.5.1 단면치수



h: 0.43 m

H1: 0.35 m

3.5.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

$$w_d = 22.470 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = w_d \times H_1^2 / 2 = 1.376 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

2) 활하중에 의한 단면력

$$w_L = 79.747 \text{ kN/m}^2$$

$$M_L = w_L \times H_1^2 / 2 = 4.884 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

3) 하중조합

- 계수하중(Factored Load)

$$\text{Load case 1 : } U = 1.35 D + 1.85 L$$

$$= 1.35 \times 1.38 + 1.85 \times 4.88 = 10.894 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Load case 2 : } U = 1.6 (D + L)$$

$$= 1.6 \times (1.38 + 4.88) = 10.017 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3. 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	10.894	
적 용	10.894	MAX

3.5.3 철근량 산정

1. 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 10.894 \text{ kN-m} \\
 b &= 1000.00 \text{ mm} & h &= 430.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 370.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

2. 휨검토

1) 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 148,000.00 A_s + 12,104,763.00 &= 0 \\
 \text{필요 철근량 } A_s &= 81.92 \text{ mm}^2 \\
 \text{배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,} \\
 \text{최소철근}(A_{s,min}) \text{ 규정을 따르지 않아도 된다} & \quad [\text{철도설계기준(2011) p10-57}]
 \end{aligned}$$

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 81.92 = 109.23 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 370.00 = 1,266.61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 370.00 = 1,295.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \ 16 \ @ \ 200 = 198.6 \times \frac{1,000}{200} = 993.00 \text{ mm}^2$$

2) 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{993.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 15.58 \text{ mm}$$

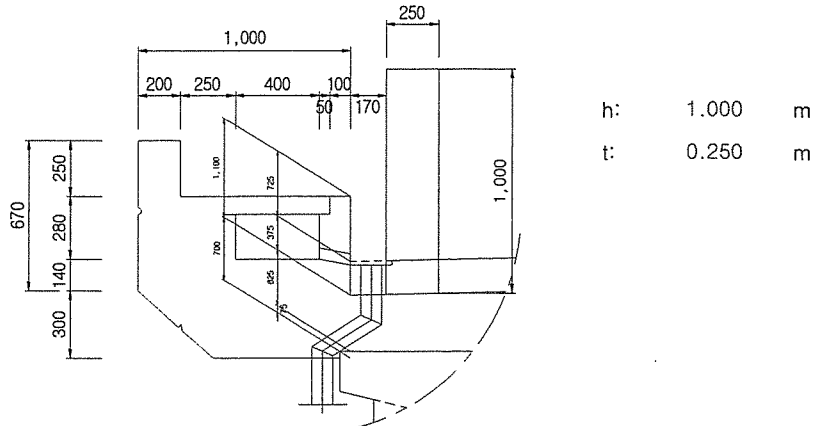
$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 993.00 \times 400.00 \times (370.00 - \frac{15.58}{2}) \\
 &= 129,482,830.80 \text{ N-mm} \\
 &= 129.48 \text{ kN-m} > M_u = 10.89 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 11.885) \\
 & \quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

3) 철근비검토

$$\begin{aligned}
 \text{균형철근비}(p_b) &= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \% \\
 p = A_s / (b \times d) &= 0.268 \% < p_{max} = 0.714 \times p_b = 2.321 \% \\
 & \quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

3.6 탈선방호벽 설계

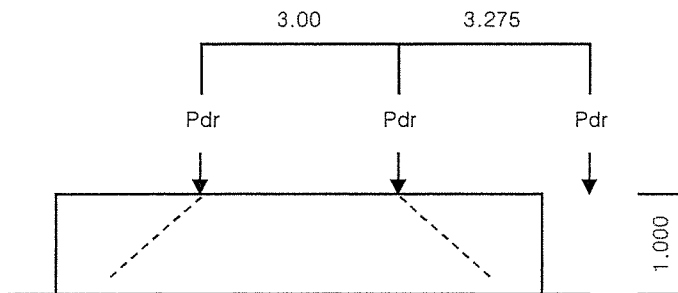
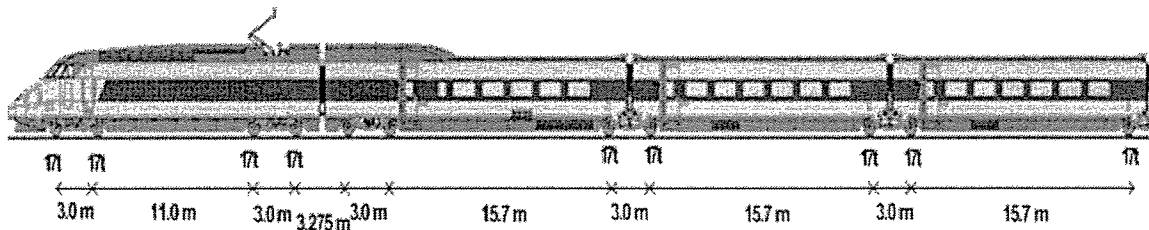
3.6.1 단면치수



3.6.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정



$$P_{dr} = 150.0 \times 2 \text{ ea} / 5.00 = 60.0 \text{ kN/m}$$

2. 전단력 산정

$$S_r = 60.0 \text{ kN}$$

3. 휨모멘트 산정

$$M_r = 60.0 \times 1.000 = 60.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 활중하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 60.00 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 250.00 \text{ mm} \\
 d' &= 50.00 \text{ mm} & d &= 200.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

2) 휨검토

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 80,000.00 A_s + 66,666,667.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{필요 철근량 } A_s &= 861.14 \text{ mm}^2 \\
 \text{배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,} \\
 \text{최소철근}(A_{s,min}) \text{ 규정을 따르지 않아도 된다} & \quad [\text{철도설계기준(2011) p10-57}]
 \end{aligned}$$

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 861.14 = 1,148.19 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 684.65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 700.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \quad 16 \quad @ \quad 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 90,378,093.60 \text{ N-mm} \\
 &= 90.38 \text{ kN-m} > M_u = 60.00 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 1.506) \\
 & \quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\begin{aligned}
 \text{균형철근비}(p_b) &= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \% \\
 p = A_s / (b \times d) &= 0.662 \% < p_{\max} = 0.714 \times p_b = 2.321 \% \\
 & \quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

3) 전단검토

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.85 \times 1/6 \\
 & \quad \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000 = 155.19 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 155.19 > V_u = 60.000 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}
 \end{aligned}$$

3.7 바닥판 설계 요약

3.7.1 횡방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	

3.7.2 종방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	

(3) 슬래브단부

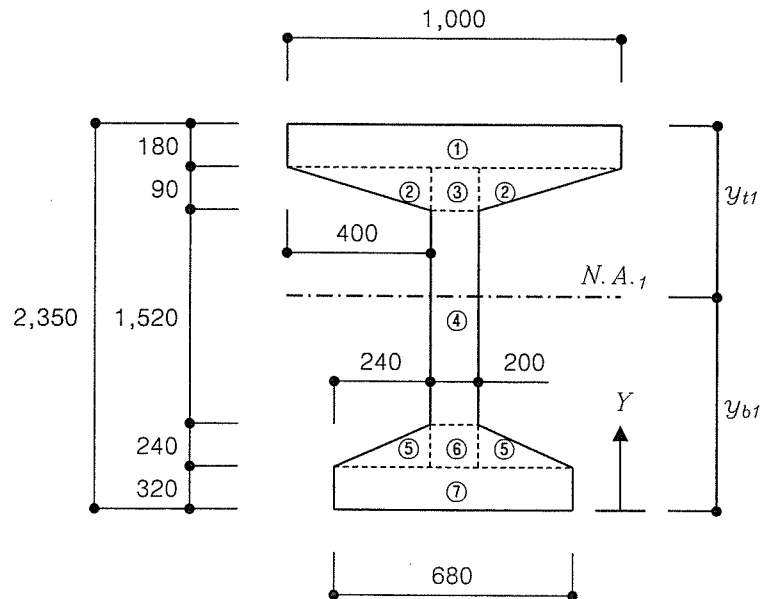
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 16 @ 200 = 993.00 mm ²		
궤도부	H 16 @ 200 = 993.00 mm ²		

4. 주거더 설계

4.1 단면제원

4.1.1 내측 단면(G2~G5)

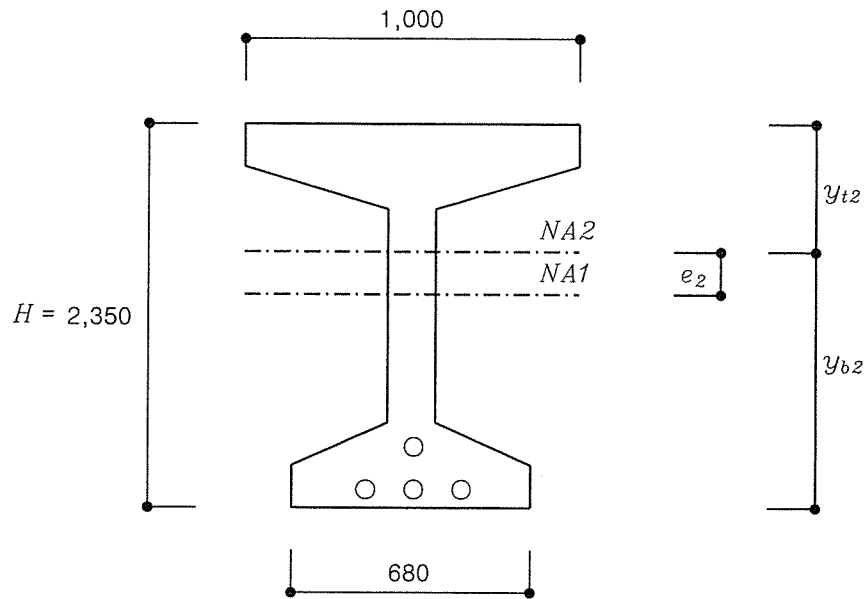
(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	800	90	36,000	2,140	77,040,000	164,865,600,000	16,200,000
3	200	90	18,000	2,125	38,250,000	81,281,250,000	12,150,000
4	200	1,520	304,000	1,320	401,280,000	529,689,600,000	58,530,133,333
5	480	240	57,600	400	23,040,000	9,216,000,000	184,320,000
6	200	240	48,000	440	21,120,000	9,292,800,000	230,400,000
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			861,200		1,002,346,000	1,719,283,810,000	61,316,056,666

$$\begin{aligned}
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,163.89 = 1,186.11 \text{ mm} \\
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 1,002,346,000 / 861,200 = -1,163.89 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 1,780,599,866,666 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 1,780,599,866,666 - 861,200 \times -1,163.89^2 \\
 &= 613,983,957,141 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm ²)	개수	총단면적 (mm ²)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm ²)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
2	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
3	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
4	12.7	98.7	10	987	65	3,318	225	
5	12.7	98.7	10	987	65	3,318	325	

강선 중심 거리 (하면부터) = $925 / 5 = 185.00$ mm

구 분	A_2 (mm ²)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm ³)	$A_2 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
전체단면적	861,200	0.00	0	0	613,983,957,141
쉬스관	-16,590	-978.89	16,239,785	-15,896,963,237	-4,381,203
합 계	844,610		16,239,785	-15,896,963,237	613,979,575,938

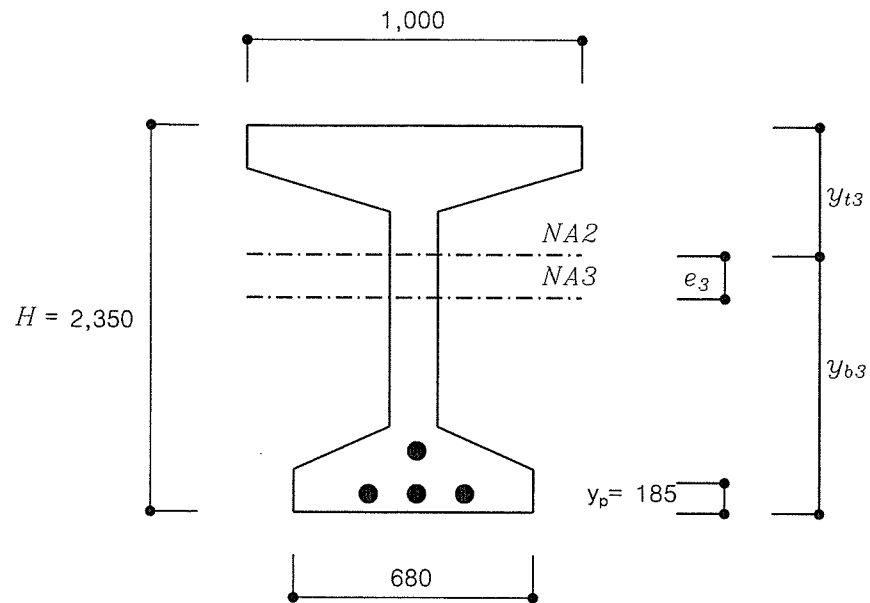
$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 16,239,785 / 844,610 = 19.23$ mm
(+ : ↑, - : ↓)

$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,186.11 - 19.23 = 1,166.88$ mm

$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,163.89 - 19.23 = -1,183.12$ mm

$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$
 $= 613,979,575,938 + (-15,896,963,237) - 312,330,781$
 $= 597,770,281,920$ mm⁴

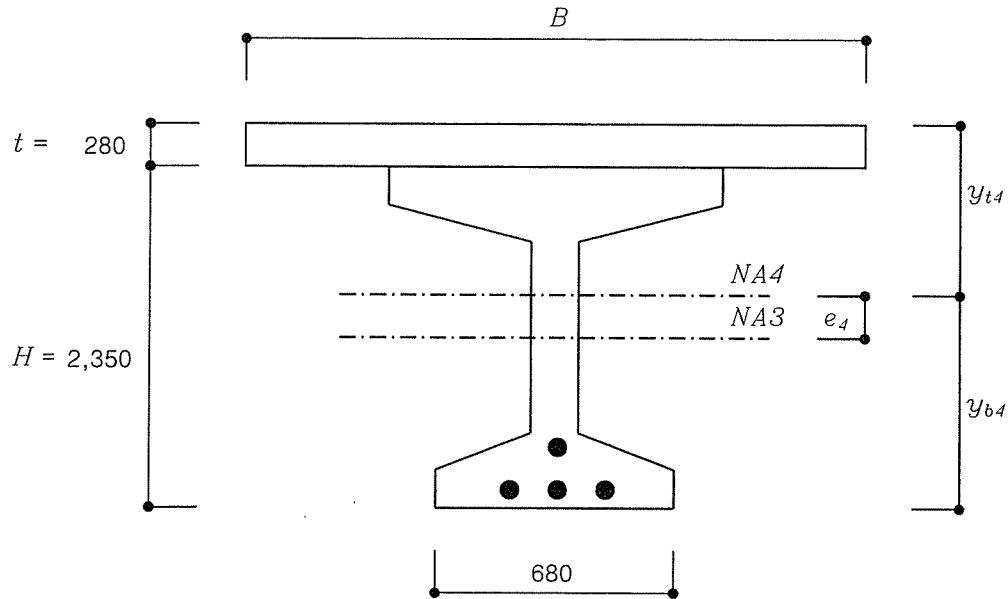
(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm ²)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm ³)	$A_3 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
순단면적	844,610	0.00	0	0	597,770,281,920
PS 강선	32,867	-998	-32,805,310	32,743,635,869	425,235
합 계	877,477		-32,805,310	32,743,635,869	597,770,707,155

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3 = -32,805,310 / 877,477 = -37.39 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,166.88 - (-37.39) = 1,204.27 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,183.12 - (-37.39) = -1,145.73 \text{ mm} \\
 I_{NA3} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 597,770,707,155 + 32,743,635,869 - 1,226,723,603 \\
 &= 629,287,619,421 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2~G5)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 1/4} &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 200 + 12 \times 280 = 3,560 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 2,220 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_f (mm ²)	y (mm)	$A_f \times y$ (mm ³)	$A_f \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	571,872	1,344.27	768,750,373	1,033,408,064,504	3,736,230,400
합 계	1,449,349		768,750,373	1,033,408,064,504	633,023,849,821

$$\begin{aligned}
 n_f &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_f &= \sum (A_f \times y) / \sum A_f = 768,750,373 / 1,449,349 = 530.41 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_f = 1484.27 - 530.41 = 953.86 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_f = -1145.73 - 530.41 = -1,676.14 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \sum I_o + \sum (A_f \times y^2) - A_f \times e_f^2 \\
 &= 633,023,849,821 + 1,033,408,064,504 - 407,752,292,944 \\
 &= 1,258,679,621,381 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 내측거더(G2~G5)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 200 + 12 \times 280 = 3,560 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 2,220 \\
 \therefore B &= 2,220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	571,872	1,344.27	768,750,373	1,033,408,064,504	3,736,230,400
합 계	1,449,349		768,750,373	1,033,408,064,504	633,023,849,821

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 768,750,373 / 1,449,349 = 530.41 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1484.27 - 530.41 = 953.86 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1145.73 - 530.41 = -1,676.14 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 633,023,849,821 + 1,033,408,064,504 - 407,752,292,944 \\
 &= 1,258,679,621,381 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G1,G7)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,550 + 6 \times 280 = 4,910 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,550 + 2,020 / 2 = 2,560 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,560 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	659,456	1,344.27	886,486,917	1,191,677,768,077	4,308,445,867
합 계	1,536,933		886,486,917	1,191,677,768,077	633,596,065,288

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 886,486,917 / 1,536,933 = 576.79 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1484.27 - 576.79 = 907.48 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1145.73 - 576.79 = -1,722.52 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 633,596,065,288 + 1,191,677,768,077 - 511,317,207,461 \\
 &= 1,313,956,625,904 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(6) 단면 제원 집계표

① 중앙 거더(G3,G4)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성 단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	844,610	877,477	1,449,349
바닥판 상연	(mm)	-	-	953.86
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	673.86
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,676.14
단면2차모멘트	(mm ⁴)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,258,679,621,381
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,319,564,319
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,867,865,167
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-750,939,433

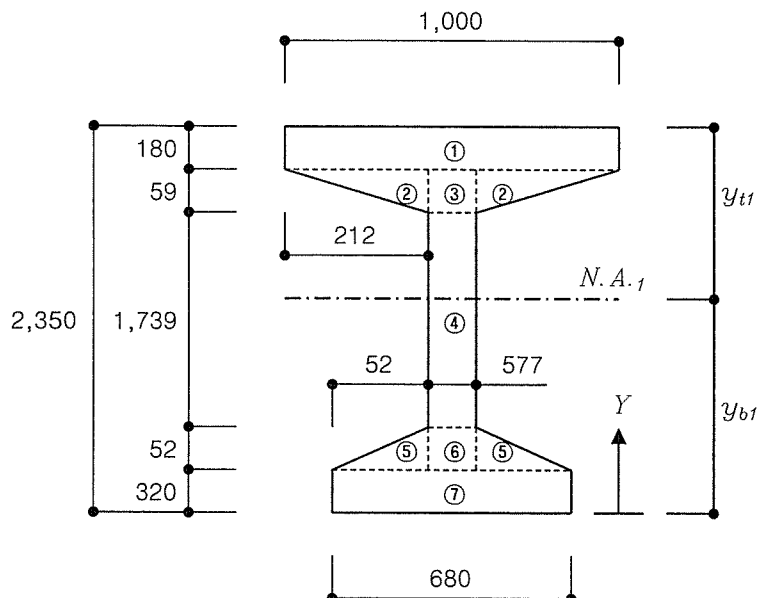
② 내측거더(G2,G5)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성 단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	844,610	877,477	1,449,349
바닥판 상연	(mm)	-	-	953.86
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	673.86
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,676.14
단면2차모멘트	(mm ⁴)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,258,679,621,381
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,319,564,319
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,867,865,167
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-750,939,433

③ 외측거더(G1,G6)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성 단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	844,610	877,477	1,536,933
바닥판 상연	(mm)	-	-	907.48
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	627.48
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,722.52
단면2차모멘트	(mm ⁴)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,313,956,625,904
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,447,917,999
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	2,094,021,524
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-762,810,665

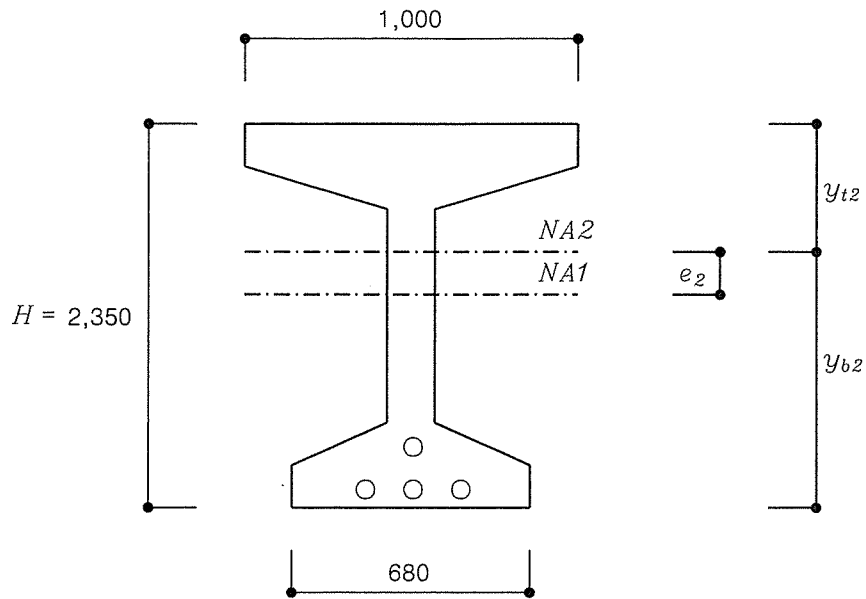
(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	423	59	12,479	2,150	26,829,850	57,684,177,500	2,413,203
3	577	59	34,043	2,141	72,886,063	156,049,060,883	9,875,307
4	577	1,739	1,003,403	1,242	1,246,226,526	1,547,813,345,292	252,867,673,647
5	103	52	2,678	337	902,486	304,137,782	402,295
6	577	52	30,004	346	10,381,384	3,591,958,864	6,760,901
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			1,480,207		1,798,842,309	2,690,381,240,321	255,229,978,686

$$\begin{aligned}
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,215.26 = 1,134.74 \text{ mm} \\
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 1,798,842,309 / 1,480,207 = -1,215.26 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 2,945,611,219,007 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 2,945,611,219,007 - 1,480,207 \times -1,215.26^2 \\
 &= 759,557,345,587 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm ²)	개수	총단면적 (mm ²)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm ²)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	10	987	65	3,318	137	
2	12.7	98.7	10	987	65	3,318	297	
3	12.7	98.7	10	987	65	3,318	526	
4	12.7	98.7	10	987	65	3,318	815	
5	12.7	98.7	10	987	65	3,318	1070	

강선 중심 거리 (하면부터) = 2845 / 5 = 569.00 mm

구 분	A_2 (mm ²)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm ³)	$A_2 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
전체 단면적	1,480,207	0.00	0	0	759,557,345,587
쉬스관	-16,590	-646.26	10,721,453	-6,928,846,474	-4,381,203
합 계	1,463,617		10,721,453	-6,928,846,474	759,552,964,384

$$e_2 = \frac{\sum (A_2 \times y)}{\sum A_2} = \frac{10,721,453}{1,463,617} = 7.33 \text{ mm}$$

(+ : ↑, - : ↓)

$$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,134.74 - 7.33 = 1,127.41 \text{ mm}$$

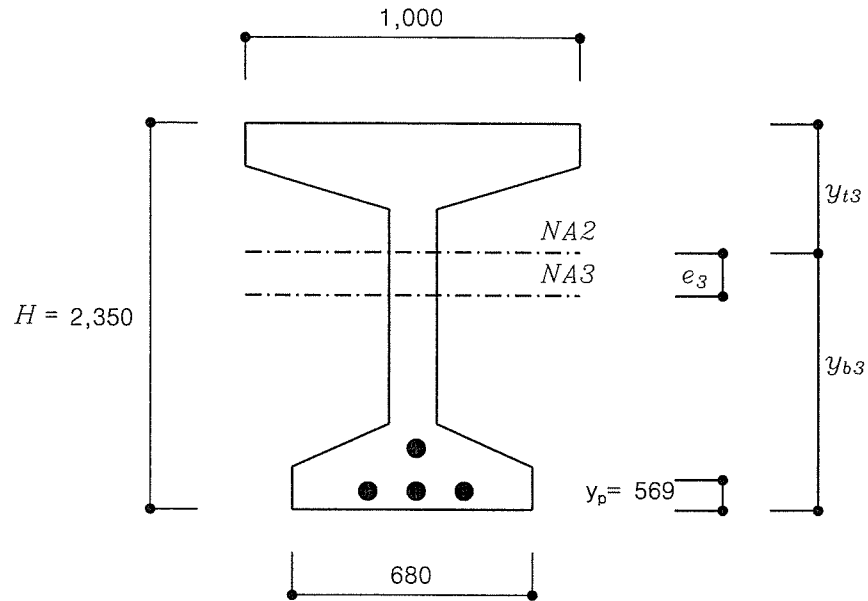
$$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,215.26 - 7.33 = -1,222.59 \text{ mm}$$

$$I_{NA2} = \sum I_o + \sum (A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$$

$$= 759,552,964,384 + (-6,928,846,474) - 78,638,531$$

$$= 752,545,479,379 \text{ mm}^4$$

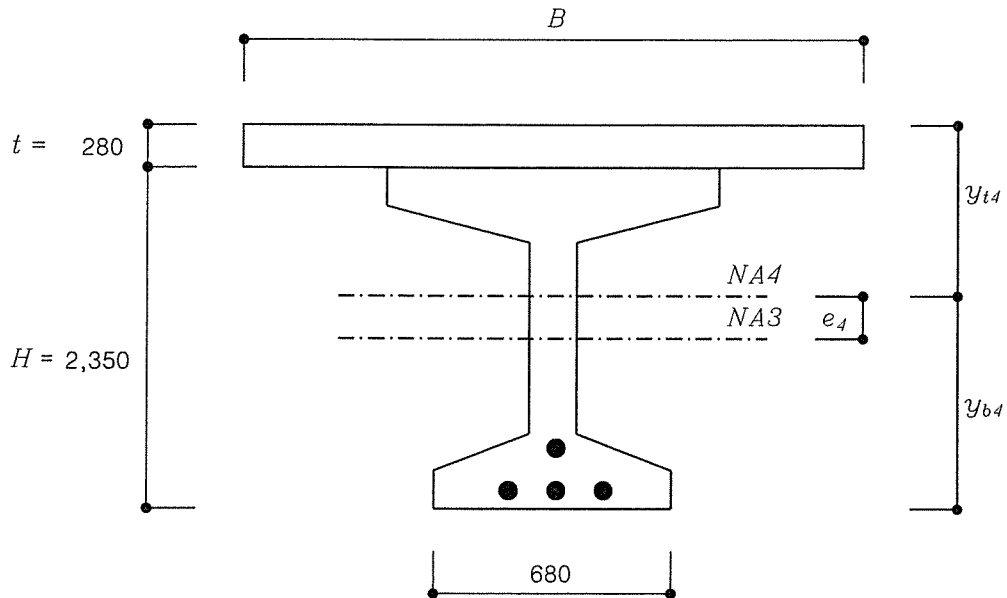
(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm ²)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm ³)	$A_3 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
순단면적	1,463,617	0.00	0	0	752,545,479,379
PS 강선	32,867	-653.59	-21,481,608	14,040,164,100	425,235
합 계	1,496,484		-21,481,608	14,040,164,100	752,545,904,614

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3 = -21,481,608 / 1,496,484 = -14.35 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,127.41 - (-14.35) = 1,141.76 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,222.59 - (-14.35) = -1,208.24 \text{ mm} \\
 I_{NA3} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 752,545,904,614 + 14,040,164,100 - 308,159,747 \\
 &= 766,277,908,967 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(4) 바닥판 합성 단면



① 중앙 거더(G3,G4)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 577 + 12 \times 280 = 3,937 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 2,220 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_f (mm ²)	y (mm)	$A_f \times y$ (mm ³)	$A_f \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	571,872	1,281.76	733,002,655	939,533,482,714	3,736,230,400
합 계	2,068,356		733,002,655	939,533,482,714	770,014,139,367

$$\begin{aligned}
 n_f &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_f &= \sum (A_f \times y) / \sum A_f = 733,002,655 / 2,068,356 = 354.39 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_f = 1484.27 - 354.39 = 1,129.88 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_f = -1145.73 - 354.39 = -1,500.12 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \sum I_o + \sum (A_f \times y^2) - A_f \times e_f^2 \\
 &= 770,014,139,367 + 939,533,482,714 - 259,769,542,111 \\
 &= 1,449,778,079,970 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 내측거더(G2,G5)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 577 + 12 \times 280 = 3,937 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 2,220 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	571,872	1,281.76	733,002,655	939,533,482,714	3,736,230,400
합 계	2,068,356		733,002,655	939,533,482,714	770,014,139,367

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 733,002,655 / 2,068,356 = 354.39 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.27 - 354.39 = 1,129.88 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.73 - 354.39 = -1,500.12 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 770,014,139,367 + 939,533,482,714 - 259,769,542,111 \\
 &= 1,449,778,079,970 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G1,G6)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,550 + 6 \times 280 = 4,910 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,550 + 2,020 / 2 = 2,560 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,560 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	659,456	1,281.76	845,264,323	1,083,425,998,085	4,308,445,867
합 계	2,155,940		845,264,323	1,083,425,998,085	770,586,354,834

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 845,264,323 / 2,155,940 = 392.06 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.27 - 392.06 = 1,092.21 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.73 - 392.06 = -1,537.79 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 770,586,354,834 + 1,083,425,998,085 - 331,391,802,710 \\
 &= 1,522,620,550,209 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(6) 단면 제원 집계표

① 중앙 거더(G3,G4)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,068,356
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,129.88
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	849.88
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,500.12
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,449,778,079,970
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,283,125,712
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,705,862,098
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-966,441,405

② 내측거더(G2,G5)

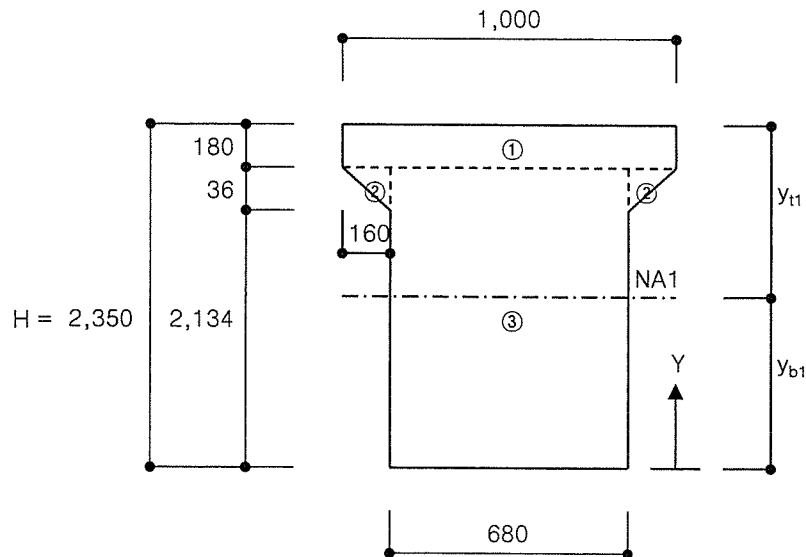
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,068,356
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,129.88
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	849.88
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,500.12
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,449,778,079,970
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,283,125,712
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,705,862,098
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-966,441,405

③ 외측거더(G1,G6)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,463,617	1,496,484	2,155,940
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,092.21
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	812.21
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,537.79
단면2차모멘트	(mm^4)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,522,620,550,209
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,394,073,072
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,874,663,634
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-990,135,552

4.1.3 단부 지점부 단면

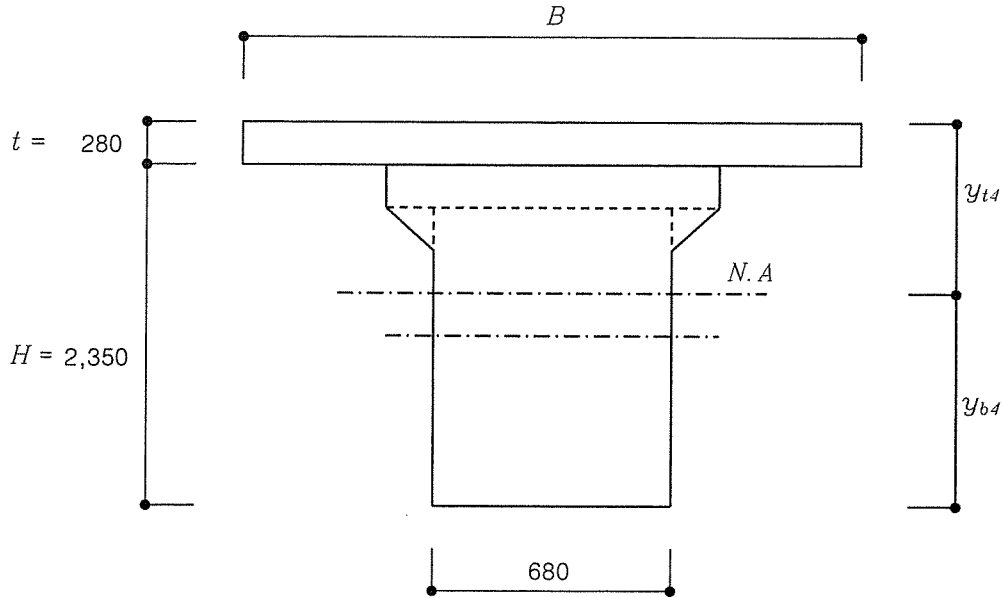
(1) 전 단면적



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	320	36	5,760	2,158	12,430,080	26,824,112,640	414,720
3	680	2,170	1,475,600	1,085	1,601,026,000	1,737,113,210,000	579,037,736,667
계			1,661,360		2,020,256,080	2,683,305,322,640	579,524,151,387

$$\begin{aligned}
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 2,020,256,080 / 1,661,360 = -1,216.0 \text{ mm} \\
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,216.0 = 1,134.0 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 3,262,829,474,027 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 3,262,829,474,027 - 1,661,360 \times -1,216.00^2 \\
 &= 806,249,541,867 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 바닥판 합성 단면



① 중앙 거더(G3,G4)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 거더 경간의 1/4	=	24,900	/	4	=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12 h_f$	=	680	+	12 \times 280	=	4,040	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	2,220			=	2,220	mm
					=	2,220	mm

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	571,872	1,274.0	728,564,928	928,191,718,272	3,736,230,400
합 계	2,233,232		728,564,928	928,191,718,272	809,985,772,267

$$\begin{aligned}
 n_4 &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 728,564,928 / 2,233,232 = 326.24 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1414.00 - 326.24 = 1087.76 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1216.00 + 326.24 = -889.76 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 809,985,772,267 + 928,191,718,272 - 237,688,548,810 \\
 &= 1,500,488,941,729 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 내측거더(G2,G5)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 거더 경간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 680 + 12 \times 280 = 4,040 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 2,220 \text{ mm} \\
 &= 2,220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	571,872	1,274.0	728,564,928	928,191,718,272	3,736,230,400
합 계	2,233,232		728,564,928	928,191,718,272	809,985,772,267

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 728,564,928 / 2,233,232 = 326.24 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1414.00 - 326.24 = 1087.76 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1216.00 + 326.24 = -889.76 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 809,985,772,267 + 928,191,718,272 - 237,688,548,810 \\
 &= 1,500,488,941,729 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G1,G6)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,550 + 6 \times 280 = 4,910 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,550 + 2,020 / 2 = 2,560 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,560 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	659,456	1,274.0	840,146,944	1,070,347,206,656	4,308,445,867
합 계	2,320,816		840,146,944	1,070,347,206,656	810,557,987,734

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 840,146,944 / 2,320,816 = 362.00 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1414.00 - 362.00 = 1052.00 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1216.00 + 362.00 = -854.00 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 810,557,987,734 + 1,070,347,206,656 - 304,129,011,904 \\
 &= 1,576,776,182,486 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	중 앙 거 더(G3,G4)		내 측 거 더(G2,G5)	
		전단면(A_f)	합성단면(A_d)	전단면(A_f)	합성단면(A_d)
단면적	(mm ²)	1,661,360	2,233,232	1,661,360	2,233,232
바닥판 상연	(mm)	-	1,087.76	-	1,087.76
거더 상연	(mm)	1,134.00	807.76	1,134.00	807.76
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-889.76	-1,216.00	-889.76
단면2차모멘트	(mm ⁴)	806,249,541,867	1,500,488,941,729	806,249,541,867	1,500,488,941,729
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	1,379,430,152	-	1,379,430,152
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,857,592,530	710,978,432	1,857,592,530
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,686,397,390	-663,034,163	-1,686,397,390

구 분	단위	외 측 거 더(G1,G6)	
		전단면(A_f)	합성단면(A_d)
단면적	(mm ²)	1,661,360	2,320,816
바닥판 상연	(mm)	-	1,052.00
거더 상연	(mm)	1,134.00	772.00
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-854.00
단면2차모멘트	(mm ⁴)	806,249,541,867	1,576,776,182,486
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	1,498,836,675
	$S_{t,gir}$	710,978,432	2,042,456,195
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,846,342,134

4.2 하 중 산 정

4.2.1 고정하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d_o) → (주거더 당)

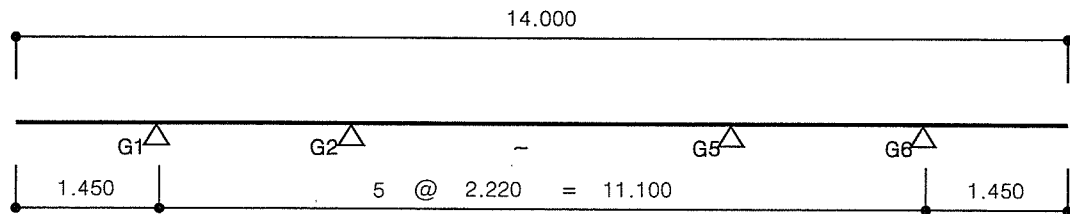
① 중앙부 단면

$$w_{c1} = \text{단면적} \times \text{단위중량} = 0.861 \times 24.50 = 21.095 \text{ kN/m}$$

② 지점 단면

$$w_{c2} = \text{단면적} \times \text{단위중량} = 1.661 \times 24.50 = 40.695 \text{ kN/m}$$

(2) 합성전 고정하중 (d₁) → (주거더 당)



① 외측거더(G1,G6)

- 바닥판 $w_{slab,o} = \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.280 \times 2.560 \times 24.50 = 17.562 \text{ kN/m}$
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o} = \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.016 \times 1.560 \times 24.50 = 0.596 \text{ kN/m}$
- 가로보 $P_{slab,o} = \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.300 \times 2.030 \times 0.770 \times 24.50 = 11.489 \text{ kN}$

② 내측거더(G2,G5)

- 바닥판 $w_{slab,o} = \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.280 \times 2.220 \times 24.50 = 15.229 \text{ kN/m}$
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o} = \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.022 \times 2.220 \times 24.50 = 1.207 \text{ kN/m}$
- 가로보 $P_{slab,o} = \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.300 \times 2.030 \times 1.540 \times 24.50 = 22.978 \text{ kN}$

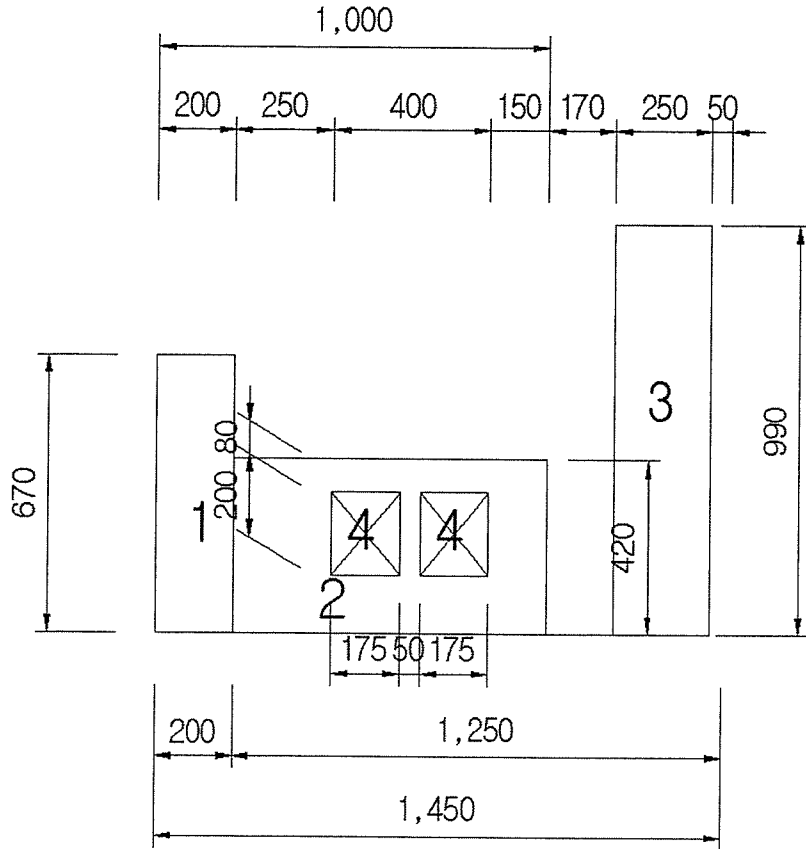
③ 중앙거더(G3,G4)

- 바닥판 $w_{slab,i} = \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.280 \times 2.220 \times 24.50 = 15.229 \text{ kN/m}$
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab,o} = \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.022 \times 2.220 \times 24.50 = 1.207 \text{ kN/m}$
- 가로보 $P_{slab,i} = \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량}$
 $= 0.300 \times 2.030 \times 1.540 \times 24.50 = 22.978 \text{ kN}$

(3) 합성후 고정하중 (d_2)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 종방향부재에 재하)

- 방호벽



				(면적)	(팔길이:좌측기준)
①	0.200	×	0.670	= 0.134	0.100
②	0.800	×	0.420	= 0.336	0.600
③	0.250	×	0.990	= 0.248	1.295
④	-0.350	×	0.200	= -0.070	0.825
계				0.648	0.738
하중(P1)	=	0.648	×	24.500	= 15.864 kN/m
M1	=	15.864	×	0.712	= 11.295 kN.m

=> 좌측거더에서 0.712 m 이격

- 난간

= 1.000 kN/m

좌측 난간 재하위치 : G1거더에서 1.350 m 이격

우측 난간 재하위치 : G6 거더에서 1.350 m 이격

② 도상하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)

$$\begin{aligned}
 & (\text{도상 길이}) \times \text{단위중량} \\
 & = (0.200 + 0.354) \times 24.5 \\
 & = 13.573 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

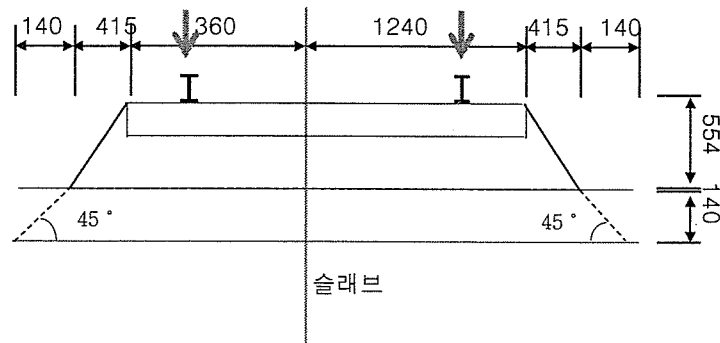
재하범위 : G1거더에서 외측으로 0.450 m 부터

G6 거더에서 외측으로 0.450 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.475 m) = 20.02 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 27.146 kN/m

③ 레일하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)



하중 분포폭

$$\begin{aligned}
 & \text{침목길이} + 1.5 \times \text{도상 길이} + \text{바닥판 두께} \\
 & = 2.800 + 1.5 \times 0.554 + 0.280 \\
 & = 3.911 \text{ m}
 \end{aligned}$$

레일 침목 하중

$$\begin{aligned}
 & = 6.000 / 3.911 \\
 & = 1.534 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

재하범위 : G2,G5거더 외측으로 1.915 m 부터

G2,G5거더 내측으로 1.795 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.475 m) = 2.263 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 3.068 kN/m

④ 케이블 (격자모델 종방향부재에 재하)

$$= 2.000 \text{ kN/m}$$

재하위치 : G1거더에서 외측으로 0.800 m 이격

G6 거더에서 외측으로 0.800 m 이격

4.2.2 활하중 (격자모델 종방향부재에 재하)

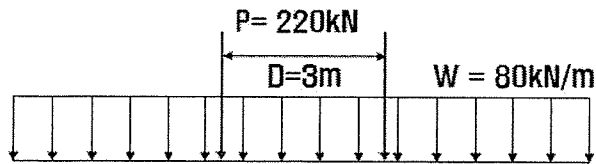
(1) 보도적재하중

$$w_w = 2.000 \times 0.800 = 1.600 \text{ kN/m}$$

재하위치 : 외측거더에서 0.800 m 이격

(2) 표준활하중

KL2012하중



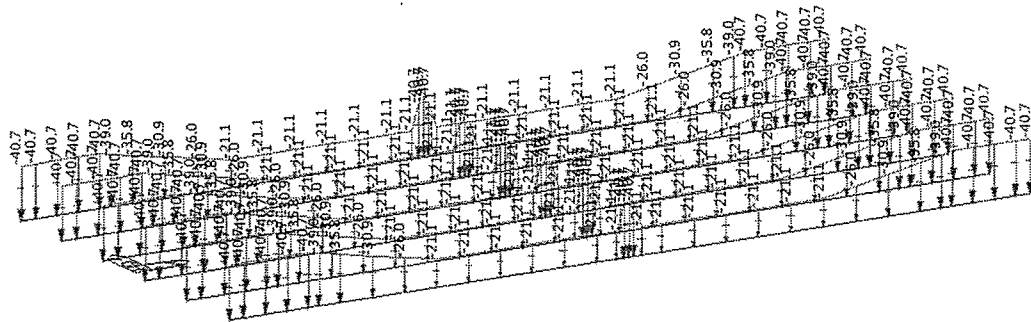
(3) 충격하중

$$\text{충격계수 } i (\%); = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.126 = 112.645 \%$$

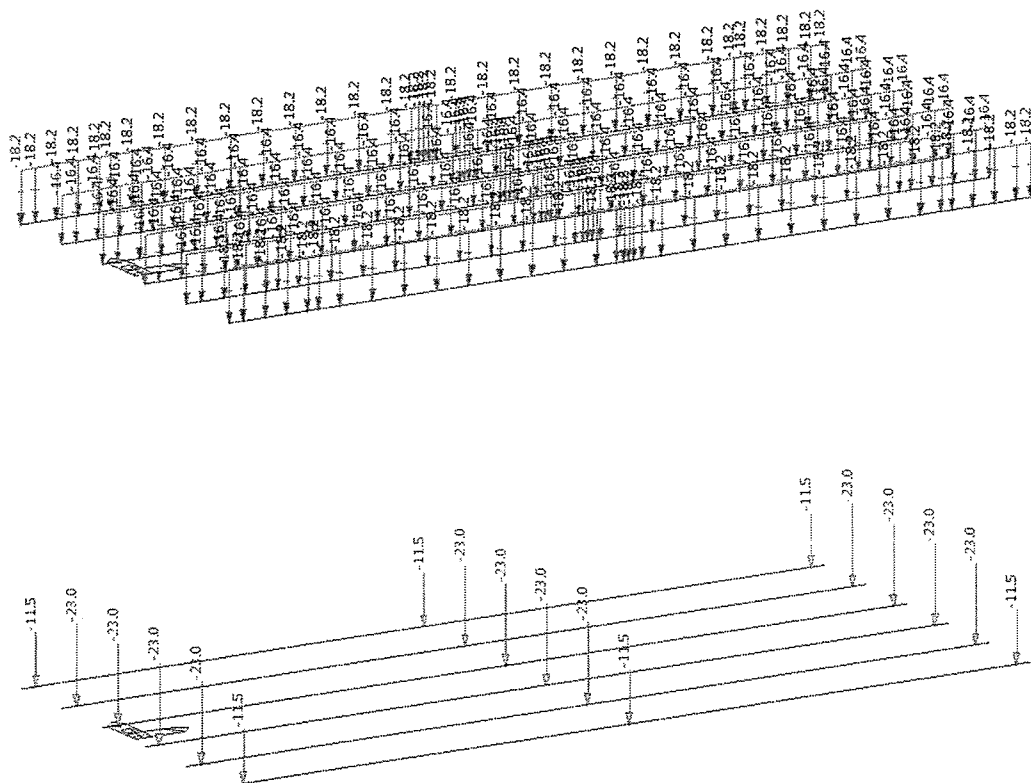
4.3 구조해석

4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중

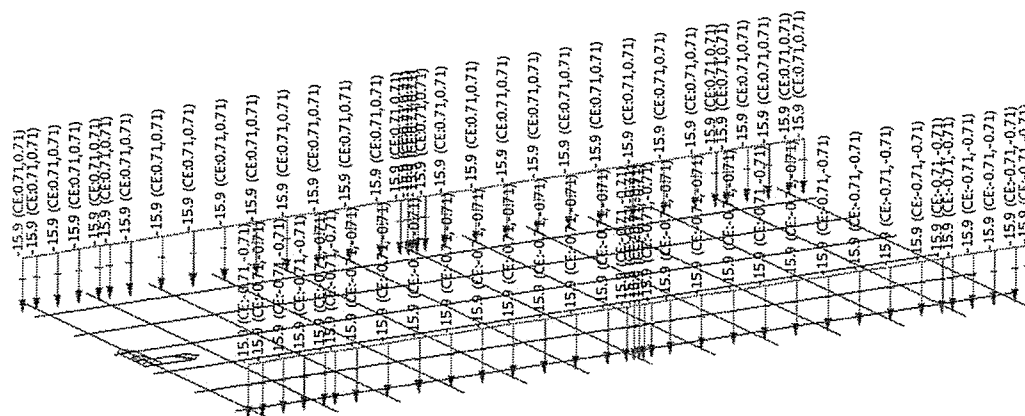


(2) 합성전 고정하중

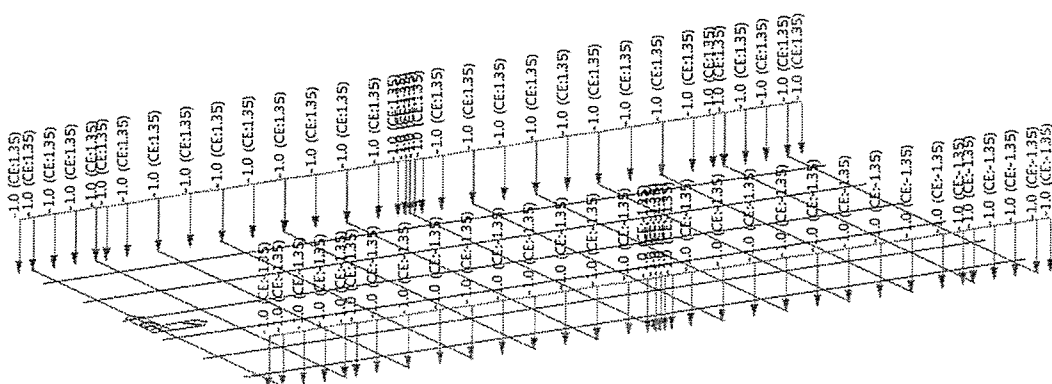


(3) 합성후 고정하중

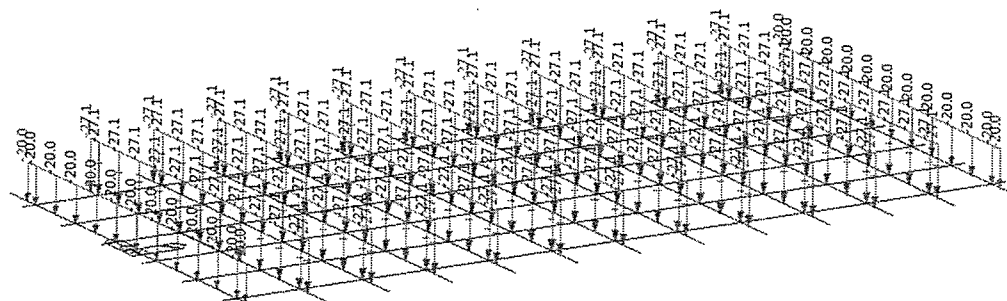
! 평화포



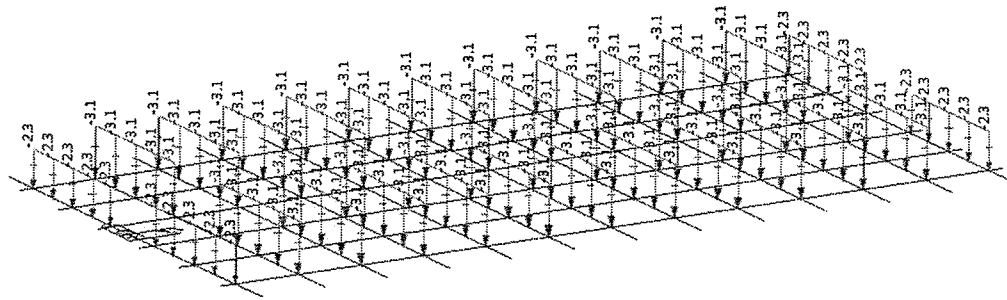
- 난간



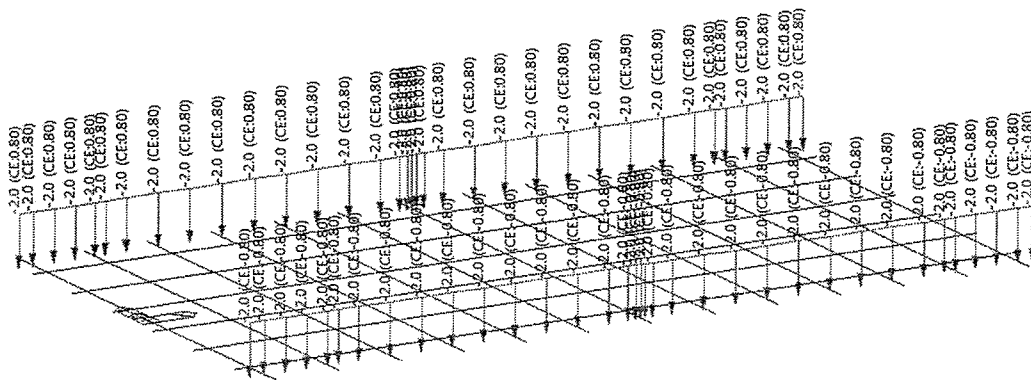
- 도상



- 레일

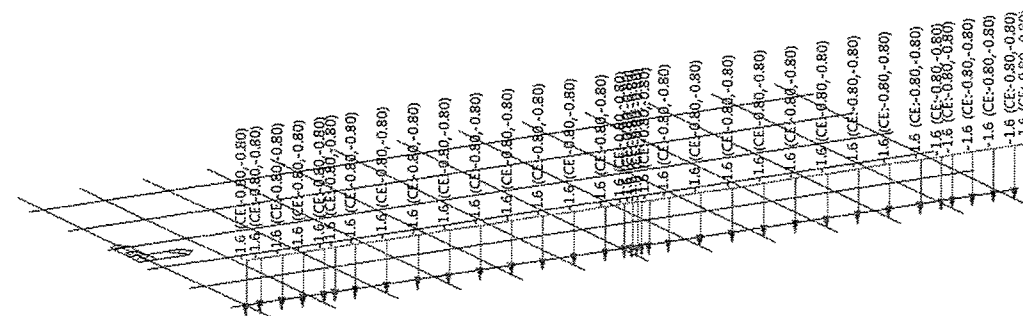
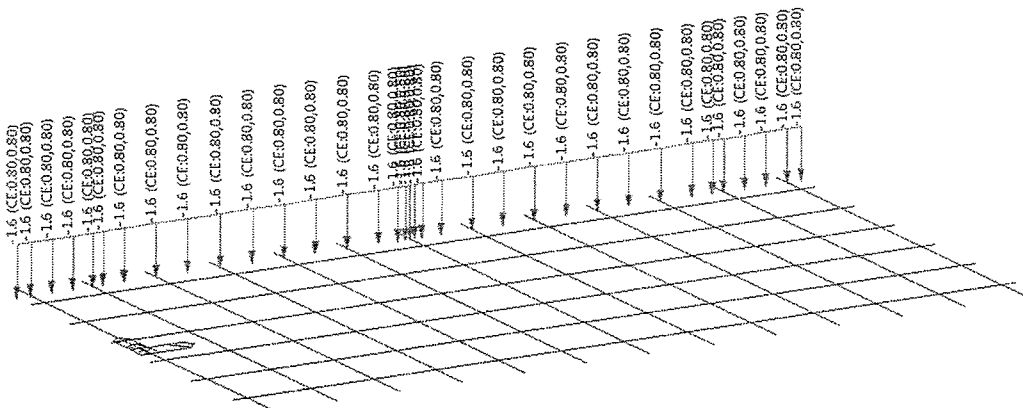


- 케이블



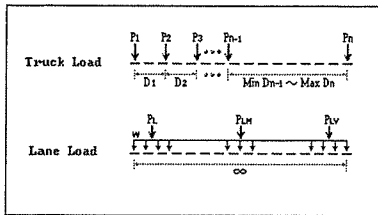
(4) 합성후 활하중

- 보도적재하중

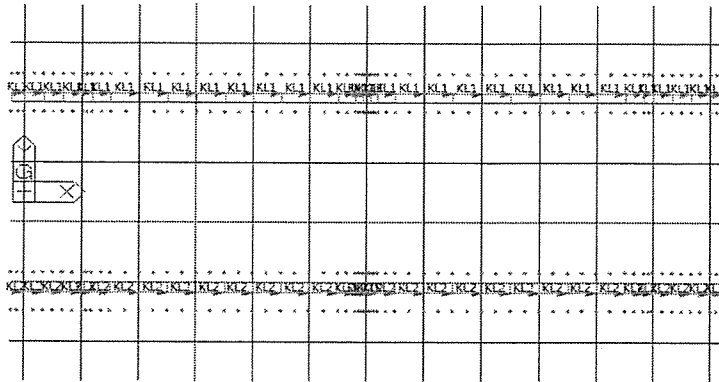


- KL2012

Vehicular Load Name : KL2012



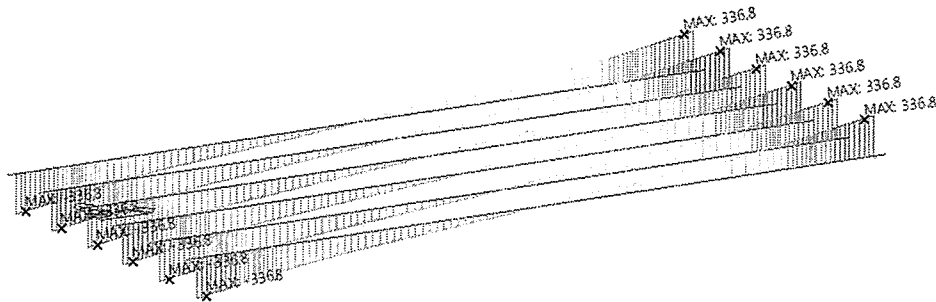
Truck Load			Lane Load		
P#	D#		w	PL	PLM
No	Load(kN)	Spacing(m)			
1	220	3	80	0	0
2	220	end		0	0
m				PLM	PLV



4.3.2 단면력도

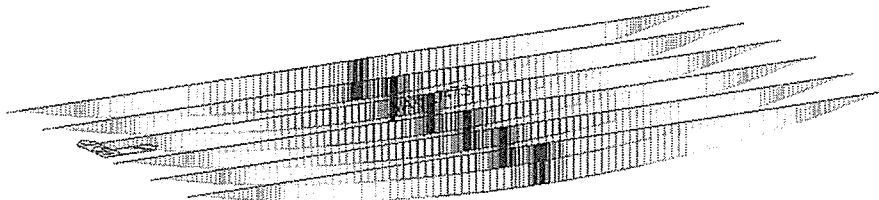
(1) 빔 자중

- 전단력도



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	336.332
	275.590
	214.347
	153.105
	91.863
	30.621
	0.000
	-91.863
	-153.105
	-214.347
	-275.590
	-336.332
ST: 빔자중	
MAX :	336
MIN :	-336
FILE :	PSC BEAM_2-
UNIT :	kN
DATE :	03/30/2015
VIEW-DIRECTION	
3D-0.455	
Z: 0.259	

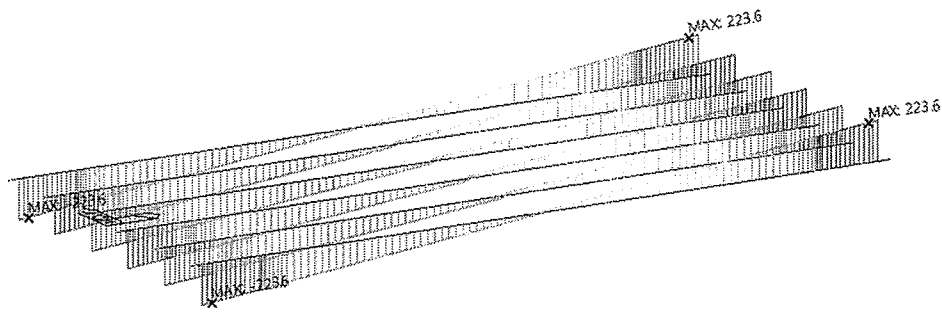
- 모멘트도



MIDAS/Civil1 POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	1747.325
	1589.103
	1428.891
	1269.653
	1110.436
	951.214
	791.991
	632.769
	473.547
	314.324
	0.000
	-4.120
ST: 빔자중	
MAX :	217
MIN :	109
FILE :	PSC BEAM_2-
UNIT :	kN-m
DATE :	03/30/2015
VIEW-DIRECTION	
3D-0.455	
Z: 0.259	

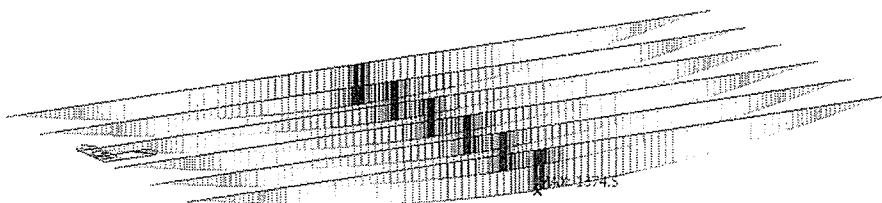
(2) 합성전 고정하중

- 전단력도



MIDAS/Civil1	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	223.641
	182.979
	142.317
	101.655
	60.993
	20.331
	0.000
	-60.993
	-101.655
	-142.317
	-182.979
	-223.641
ST: 합성전하중	
MAX :	632
MIN :	602
FILE: PSC BEAM_2-	
UNIT: MN	
DATE: 03/30/2015	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.455	
Y: 0.000	
Z: 0.259	

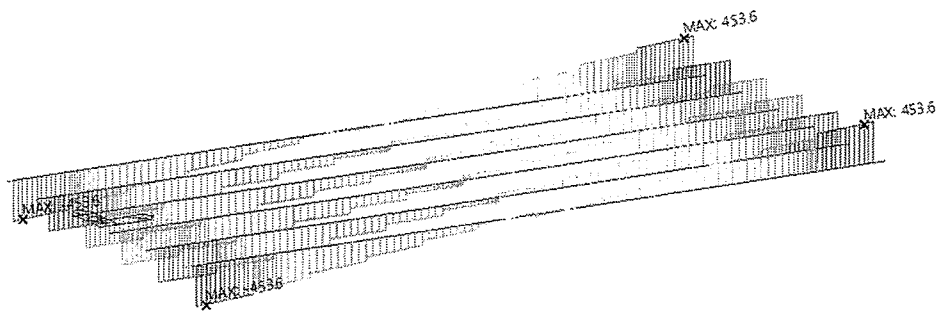
- 모멘트도



MIDAS/Civil1	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	1374.472
	1249.352
	1124.233
	999.114
	873.995
	748.876
	623.757
	498.638
	373.519
	248.400
	0.000
	-1.338
ST: 합성전하중	
MAX :	617
MIN :	133
FILE: PSC BEAM_2-	
UNIT: MN m	
DATE: 03/30/2015	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.455	
Y: 0.000	
Z: 0.259	

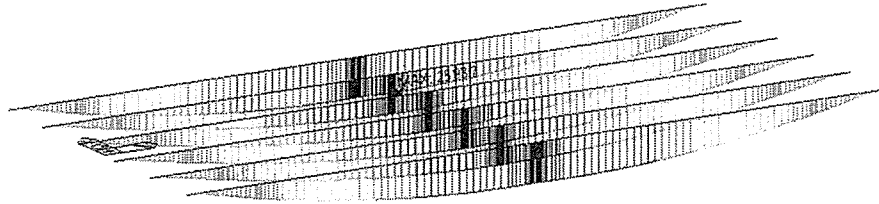
(3) 합성후 고정하중

- 전단력도



MIDAS/Civil1	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	453.562
	373.096
	288.630
	206.164
	123.699
	41.233
	0.000
	-123.699
	-206.164
	-288.630
	-373.096
	-453.562
CB: 2차포개하중	
MAX :	135
MIN :	192
FILE: PSC BEAM_2-	
UNIT: MN	
DATE: 03/30/2015	

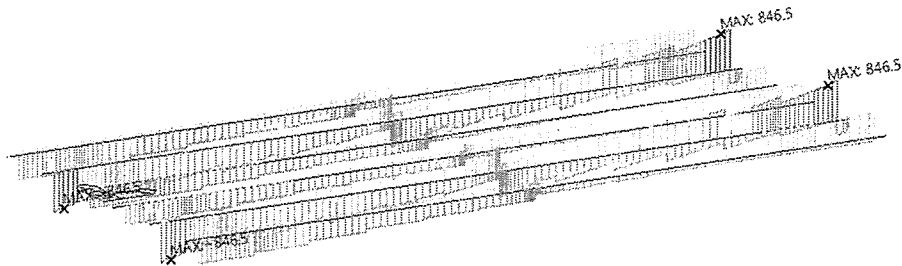
- 모멘트도



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	2893.656
	2356.421
	2118.165
	1881.945
	1644.712
	1407.475
	1170.239
	933.003
	695.766
	458.530
	0.000
	-15.943
CB: 2차교정하중	
MAX :	121
MIN :	133
FILE: FSC BEAM_2-	
UNIT: KN-m	
DATE: 03/30/2015	
VIEW-DIRECTION	
X:	0.461
Y:	0.000
Z:	0.769

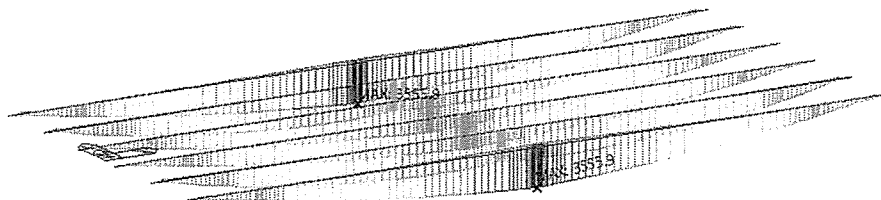
(4) 합성후 활하중

- 전단력도



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	846.424
	692.676
	538.671
	384.765
	230.559
	76.553
	0.000
	-230.559
	-384.765
	-538.671
	-692.577
	-846.423
CBall: Live(☺)	
MAX :	238
MIN :	292
FILE: FSC BEAM_2-	
UNIT: KN	
DATE: 03/30/2015	
VIEW-DIRECTION	
X:	0.461
Y:	0.000
Z:	0.769

- 모멘트도



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	3555.583
	3204.165
	2852.447
	2500.729
	2148.010
	1797.292
	1445.574
	1093.856
	742.138
	390.420
	0.000
	-313.617
CBall: Live(☺)	
MAX :	117
MIN :	115
FILE: FSC BEAM_2-	
UNIT: KN-m	
DATE: 03/30/2015	

4.4 단면력 집계

4.4.1 단면력 집계

(1) 합성전 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		빔 자중	슬래브하중	계	빔 자중	슬래브하중	계
0.450	G1,G6	-336.83	-223.64	-560.47	-4.12	-1.84	-5.96
	G2,G5	-336.83	-208.72	-545.55	-4.12	-1.66	-5.78
	G3,G4	-336.83	-208.72	-545.55	-4.12	-1.66	-5.78
2.800	G1,G6	-241.50	-180.97	-422.47	675.10	473.58	1,148.68
	G2,G5	-241.50	-170.10	-411.60	675.10	443.45	1,118.55
	G3,G4	-241.50	-170.10	-411.60	675.10	443.45	1,118.55
6.450	G1,G6	-131.86	-114.69	-246.55	1,336.63	1,013.16	2,349.79
	G2,G5	-131.86	-110.11	-241.97	1,336.63	954.81	2,291.44
	G3,G4	-131.86	-110.11	-241.97	1,336.63	954.81	2,291.44
12.450	G1,G6	0.00	5.74	5.74	1,747.33	1,374.47	3,121.80
	G2,G5	0.00	11.49	11.49	1,747.33	1,319.60	3,066.93
	G3,G4	0.00	11.49	11.49	1,747.33	1,319.60	3,066.93

(2) 합성후 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		2차고정	활하중	계	2차고정	활하중	계
0.450	G1,G6	-453.560	-532.060	-985.620	-15.940	176.870	160.930
	G2,G5	-373.100	-850.46	-1,223.560	9.050	33.750	42.800
	G3,G4	-368.290	-409.960	-778.250	4.980	55.040	60.020
2.800	G1,G6	-358.860	-467.630	-826.490	974.630	1,123.980	2,098.610
	G2,G5	-310.090	-642.260	-952.350	867.470	1,301.650	2,169.120
	G3,G4	-305.560	-366.660	-672.220	850.400	997.550	1,847.950
6.450	G1,G6	-193.290	-315.070	-508.360	2,057.500	2,438.010	4,495.510
	G2,G5	-177.040	-547.040	-724.080	1,869.760	2,458.090	4,327.850
	G3,G4	-183.110	-252.200	-435.310	1,844.340	2,175.310	4,019.650
12.450	G1,G6	-19.830	234.040	214.210	2,583.260	3,581.200	6,164.460
	G2,G5	49.810	-539.650	-489.840	2,544.350	2,766.440	5,310.790
	G3,G4	58.080	221.530	279.610	2,568.490	3,210.070	5,778.560

4.4.2 반력 집계

(1) 받침 및 하부구조의 구조검토용 (충격하중 포함)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.144	243.301	495.793	1,094.238	532.873	1,627.111
	A2	355.144	243.301	495.793	1,094.238	532.873	1,627.111
G2	A1	355.144	239.095	422.564	1,016.804	920.444	1,937.248
	A2	355.144	239.095	422.564	1,016.804	920.444	1,937.248
G3	A1	355.144	239.095	414.941	1,009.181	409.957	1,419.138
	A2	355.144	239.095	414.941	1,009.181	409.957	1,419.138
G4	A1	355.144	239.095	414.941	1,009.181	409.957	1,419.138
	A2	355.144	239.095	414.941	1,009.181	409.957	1,419.138
G5	A1	355.144	239.095	422.564	1,016.804	920.444	1,937.248
	A2	355.144	239.095	422.564	1,016.804	920.444	1,937.248
G6	A1	355.144	243.301	495.793	1,094.238	532.873	1,627.111
	A2	355.144	243.301	495.793	1,094.238	532.873	1,627.111

(2) 하부구조의 안정검토용 (충격하중 제외)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.144	243.301	495.793	1,094.238	473.244	1,567.482
	A2	355.144	243.301	495.793	1,094.238	473.244	1,567.482
G2	A1	355.144	239.095	422.564	1,016.804	817.446	1,834.250
	A2	355.144	239.095	422.564	1,016.804	817.446	1,834.250
G3	A1	355.144	239.095	414.941	1,009.181	364.083	1,373.263
	A2	355.144	239.095	414.941	1,009.181	364.083	1,373.263
G4	A1	355.144	239.095	414.941	1,009.181	364.083	1,373.263
	A2	355.144	239.095	414.941	1,009.181	364.083	1,373.263
G5	A1	355.144	239.095	422.564	1,016.804	817.446	1,834.250
	A2	355.144	239.095	422.564	1,016.804	817.446	1,834.250
G6	A1	355.144	243.301	495.793	1,094.238	473.244	1,567.482
	A2	355.144	243.301	495.793	1,094.238	473.244	1,567.482

(3) 횡분배계수

(단위 : kN)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	계
활하중(복선)	0.141	0.249	0.110	0.110	0.249	0.141	1.0
활하중(단선)	0.292	0.492	0.161	0.069	0.025	-0.039	1.0
보도하중(복선)	0.340	0.089	0.072	0.072	0.089	0.340	1.0
보도하중(단선)	0.818	0.189	0.100	0.044	-0.012	-0.139	1.0

4.5 PS강재의 긴장력 손실량

4.5.1 프리스트레스의 즉시 손실

(1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량

① 탄성계수 $E_p = 200,000 \text{ MPa}$

② Jacking Stress $f_{pj} = 0.98 \times f_{pia} = 0.98 \times 1,440.00 = 1,411.20 \text{ MPa}$

③ 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

$$\Delta f_{pf} = f_{p0} (1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa L)})$$

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

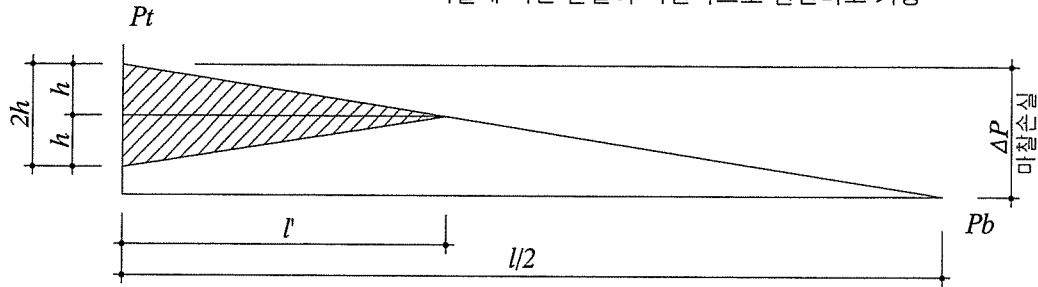
④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

강선번호	각변화 (α)		강선길이 L (m)	$\mu\alpha + \kappa L$	$1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa L)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	105.86
2	08° 09'	0.142	12.390	0.097	0.092	129.83	128.14
3	12° 13'	0.213	12.432	0.115	0.109	153.82	151.82
4	15° 05'	0.263	12.319	0.127	0.119	167.93	165.75
5	16° 05'	0.281	12.519	0.133	0.125	176.40	174.11

(2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 $\Delta L = 6 \text{ mm}$ 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정
 마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta L}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad \text{----- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \quad \text{----- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad l' = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{----- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P$$

$$h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \quad \text{----- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P}$$

$$(l')^2 = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta L \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta L}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (kN)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'		$l/2$ (m)	Δf_{sl}
1	1,411.20	1,392.85	107.25	1,286.99	11.759	<	12.359	0.0
2	1,411.20	1,392.85	129.83	1,264.71	10.701	<	12.390	0.0
3	1,411.20	1,392.85	153.82	1,241.03	9.848	<	12.432	0.0
4	1,411.20	1,392.85	167.93	1,227.10	9.382	<	12.319	0.0
5	1,411.20	1,392.85	176.40	1,218.74	9.228	<	12.519	0.0
계		5,571.40		5,019.83				

∴ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir}$$

여기서, E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는
긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c}$$

$$M_d = 1,747.33 \text{ kN-m}$$

$$f_{cir} = \frac{5,019,830}{844,610} + \frac{5,019,830 \times 960.73^2}{629,287,619,421} - \frac{1,747.33 \times 10^6 \times 960.73}{629,287,619,421}$$

$$= 10.64 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 10.64$$

$$= 37.91 \text{ MPa}$$

(4) 즉시 손실 합계

강선번호	Δf_{pf} (MPa)	Δf_{sl} (MPa)	Δf_{pel} (MPa)	즉시손실량 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)
1	107.25	0.00	37.91	145.16	1,266.04	1,249.58
2	129.83	0.00	37.91	167.74	1,243.46	1,227.30
3	153.82	0.00	37.91	191.73	1,219.47	1,203.62
4	167.93	0.00	37.91	205.84	1,205.36	1,189.69
5	176.40	0.00	37.91	214.31	1,196.89	1,181.33
계	558.83	0.00	151.64	710.47	4,934.33	4,870.19

4.5.2 프리스트레스의 시간적 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

$$\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds}$$

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

① 내측거더(G2)

$$M_{d1} = 1,319.60 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,544.35 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{1,319.60 \times 10^6 \times 960.73}{629,287,619,421} + \frac{2,544.35 \times 10^6 \times 1,491.14}{1,258,679,621,381} = 5.03 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 10.64 - 7 \times 5.03 = 92.47 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$M_{d1} = 1,374.47 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,583.26 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{1,374.47 \times 10^6 \times 960.73}{629,287,619,421} + \frac{2,583.26 \times 10^6 \times 1,491.14}{1,258,679,621,381} = 5.16 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 10.64 - 7 \times 5.16 = 91.56 \text{ MPa}$$

③ 중앙거더(G3)

$$M_{d1} = 1,319.60 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,568.49 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{1,319.60 \times 10^6 \times 960.73}{629,287,619,421} + \frac{2,568.49 \times 10^6 \times 1,537.52}{1,313,956,625,904} = 5.02 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 10.64 - 7 \times 5.02 = 92.54 \text{ MPa}$$

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

$$H_r \text{ (주위의 연간 평균 상대습도)} = 70 \%$$

$$\Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r) = 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \text{ MPa}$$

(3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$$\Delta f_r = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

① 내측거더(G2)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 111.77 - 0.1 \times 30.33 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 92.47) \end{aligned} = 17.70 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 111.77 - 0.1 \times 30.33 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 91.56) \end{aligned} = 17.75 \text{ MPa}$$

③ 중앙거더(G3)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 111.77 - 0.1 \times 30.33 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 92.54) \end{aligned} = 17.70 \text{ MPa}$$

(4) 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분		Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	비 고
PS 강선	내측거더(G2)	92.47	36.40	17.70	146.57	
	외측거더(G1)	91.56	36.40	17.75	145.71	
	중앙거더(G3)	92.54	36.40	17.70	146.64	

4.5.3 PS강재의 유효응력

(1) 내측거더(G2)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	145.16	1,266.04	146.57	1,119.47	1,104.92
2	1,411.20	167.74	1,243.46	146.57	1,096.89	1,082.63
3	1,411.20	191.73	1,219.47	146.57	1,072.90	1,058.95
4	1,411.20	205.84	1,205.36	146.57	1,058.79	1,045.03
5	1,411.20	214.31	1,196.89	146.57	1,050.32	1,036.67
계	7,056.00	924.78	6,131.22	732.85	5,398.37	5,328.20

(2) 외측거더(G1)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	145.16	1,266.04	145.71	1,120.33	1,105.77
2	1,411.20	167.74	1,243.46	145.71	1,097.75	1,083.48
3	1,411.20	191.73	1,219.47	145.71	1,073.76	1,059.80
4	1,411.20	205.84	1,205.36	145.71	1,059.65	1,045.87
5	1,411.20	214.31	1,196.89	145.71	1,051.18	1,037.51
계	7,056.00	924.78	6,131.22	728.55	5,402.67	5,332.43

(3) 중앙거더(G3)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	145.16	1,266.04	146.64	1,119.40	1,104.85
2	1,411.20	167.74	1,243.46	146.64	1,096.82	1,082.56
3	1,411.20	191.73	1,219.47	146.64	1,072.83	1,058.88
4	1,411.20	205.84	1,205.36	146.64	1,058.72	1,044.96
5	1,411.20	214.31	1,196.89	146.64	1,050.25	1,036.60
계	7,056.00	924.78	6,131.22	733.20	5,398.02	5,327.85

4.6 거더 응력 검토

4.6.1 거더 자중에 의한 응력

$$\text{빔 자중에 의한 모멘트 } (M_{d0}) = 1,747.33 \text{ kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{522,546,953} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{-549,246,000} = -3.18 \text{ MPa}$$

4.6.2 PS강선 긴장에 의한 응력

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

$$\begin{aligned} \text{초기 긴장력 } (P_i) &= \sum (f_{pi} \times A_{ps}) = 4,870.19 = 4,870,190.00 \text{ N} \\ \text{초기 편심 모멘트 } (M_{pi}) &= P_i \times e_p = 4,870,190.00 \times -960.73 \\ &= -4,678,937,638.70 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{4,870,190}{877,477} + \frac{-4,678,937,639}{522,546,953} \\ &= 5.55 + -8.95 = -3.40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{4,870,190}{877,477} + \frac{-4,678,937,639}{-549,246,000} \\ &= 5.55 + 8.52 = 14.07 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

① 내측거더(G2)

$$\begin{aligned} \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 5,328.20 = 5,328,200.00 \text{ N} \\ \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 5,328,200.00 \times -960.73 \\ &= -5,118,961,586.00 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,328,200}{877,477} + \frac{-5,118,961,586}{522,546,953} \\ &= 6.07 + -9.80 = -3.73 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,328,200}{877,477} + \frac{-5,118,961,586}{-549,246,000} \\ &= 6.07 + 9.32 = 15.39 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

$$\begin{aligned}
 \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 5,332.43 = 5,332,430.00 \text{ N} \\
 \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 5,332,430.00 \times -960.73 \\
 &= -5,123,025,473.90 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,332,430}{877,477} + \frac{-5,123,025,474}{522,546,953} \\
 &= 6.08 + -9.80 = -3.72 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,332,430}{877,477} + \frac{-5,123,025,474}{-549,246,000} \\
 &= 6.08 + 9.33 = 15.41 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

③ 중앙거더(G3)

$$\begin{aligned}
 \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 5,327.85 = 5,327,850.00 \text{ N} \\
 \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 5,327,850.00 \times -960.73 \\
 &= -5,118,625,330.50 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,327,850}{877,477} + \frac{-5,118,625,331}{522,546,953} \\
 &= 6.07 + -9.80 = -3.73 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,327,850}{877,477} + \frac{-5,118,625,331}{-549,246,000} \\
 &= 6.07 + 9.32 = 15.39 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

4.6.3 바닥판, 가로보 하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 1,319.60 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,319.60 \times 10^6}{522,546,953} = 2.53 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,319.60 \times 10^6}{-549,246,000} = -2.40 \quad \text{MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 1,374.47 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,374.47 \times 10^6}{522,546,953} = 2.63 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,374.47 \times 10^6}{-549,246,000} = -2.50 \quad \text{MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 1,319.60 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,319.60 \times 10^6}{522,546,953} = 2.53 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,319.60 \times 10^6}{-549,246,000} = -2.40 \quad \text{MPa}$$

4.6.4 포장, 방호벽 등에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,544.35 \text{ kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,544.35 \times 10^6 \times 0.92}{1,319,564,319} = 1.77 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,544.35 \times 10^6 \times 0.92}{1,867,865,167} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,544.35 \times 10^6}{1,867,865,167} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,544.35 \times 10^6}{-750,939,433} = -3.39 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,583.26 \text{ kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,583.26 \times 10^6 \times 0.92}{1,319,564,319} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,583.26 \times 10^6 \times 0.92}{1,867,865,167} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,583.26 \times 10^6}{1,867,865,167} = 1.38 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,583.26 \times 10^6}{-750,939,433} = -3.44 \text{ MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,568.49 \text{ kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,568.49 \times 10^6 \times 0.92}{1,447,917,999} = 1.63 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,568.49 \times 10^6 \times 0.92}{2,094,021,524} = 1.13 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,568.49 \times 10^6}{2,094,021,524} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,568.49 \times 10^6}{-762,810,665} = -3.37 \text{ MPa}$$

4.6.5 활하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_L) = 2,766.44 \text{ kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{2,766.44 \times 10^6 \times 0.92}{1,319,564,319} = 1.93 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{2,766.44 \times 10^6 \times 0.92}{1,867,865,167} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{2,766.44 \times 10^6}{1,867,865,167} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{2,766.44 \times 10^6}{-750,939,433} = -3.68 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_L) = 3,581.20 \text{ kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{3,581.20 \times 10^6 \times 0.92}{1,319,564,319} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{3,581.20 \times 10^6 \times 0.92}{1,867,865,167} = 1.76 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3,581.20 \times 10^6}{1,867,865,167} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3,581.20 \times 10^6}{-750,939,433} = -4.77 \text{ MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_L) = 3,210.07 \text{ kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{3,210.07 \times 10^6 \times 0.92}{1,447,917,999} = 2.04 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{3,210.07 \times 10^6 \times 0.92}{2,094,021,524} = 1.41 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3,210.07 \times 10^6}{2,094,021,524} = 1.53 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3,210.07 \times 10^6}{-762,810,665} = -4.21 \text{ MPa}$$

4.6.6 하중 단계별 응력 집계

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-3.40	14.07
	유효				-3.73	15.39
3. 바닥판		1319.60			2.53	-2.40
4. 포장, 방호벽		2544.35	1.77	1.25	1.36	-3.39
5. 활하중		2766.44	1.93	1.36	1.48	-3.68

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-3.40	14.07
	유효				-3.72	15.41
3. 바닥판		1,374.47			2.63	-2.50
4. 포장, 방호벽		2,583.26	1.80	1.27	1.38	-3.44
5. 활하중		3,581.20	2.50	1.76	1.92	-4.77

(3) 중앙거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-3.40	14.07
	유효				-3.73	15.39
3. 바닥판		1,319.60			2.53	-2.40
4. 포장, 방호벽		2,568.49	1.63	1.13	1.23	-3.37
5. 활하중		3,210.07	2.04	1.41	1.53	-4.21

4.6.7 하중 단계별 응력 합성

(1) 내측거더(G2)

하 중 단 계	(+) 압축 / (-) 인장			
	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.06	10.89
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.39	12.21
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.14	9.81
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.77	1.25	3.50	6.42
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.70	2.61	4.98	2.74
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(2) 외측거더(G1)

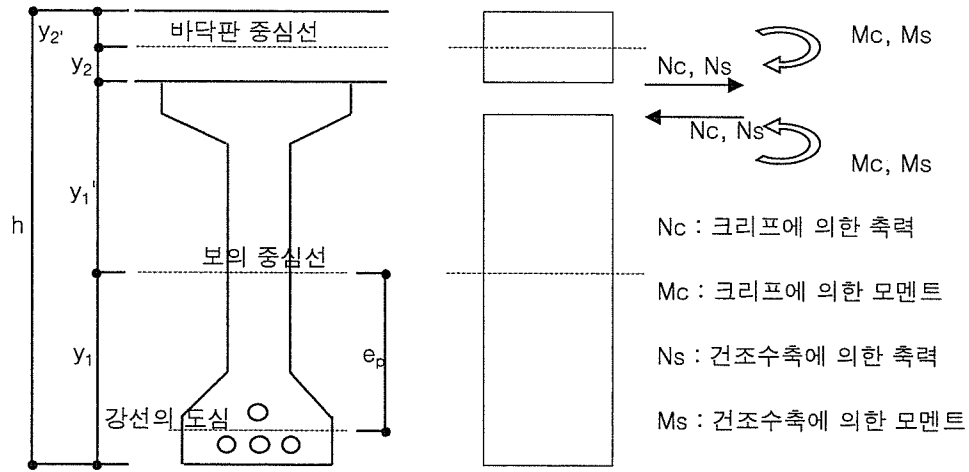
하 중 단 계	(+) 압축 / (-) 인장			
	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.06	10.89
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.38	12.23
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.25	9.73
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.80	1.27	3.63	6.29
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.30	3.03	5.55	1.52
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(3) 중앙거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.06	10.89
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.39	12.21
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.14	9.81
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.63	1.13	3.37	6.44
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.67	2.54	4.90	2.23
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

4.7 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산



$$m = E_{c1} I_{c1} / E_{c2} I_{c2} \quad , \quad B = 1 + m, \quad C = y_1' - m y_2$$

$$F = y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$K = \phi^\infty / (1 + \phi^\infty) \quad , \quad K' = \phi_t / (1 + \phi^\infty)$$

ϕ^∞ : 콘크리트 초기재령 으로부터 $T = \infty$ 까지의 크리프계수 (3.000)

ϕ_t : 바닥판을 합성한 후 부터 $T = \infty$ 까지의 크리프계수 (2.200)

ε_s : 콘크리트의 건조수축 변형률(부정정력 계산시 0.00015) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

P : PS 강선의 긴장력 (N)

(단면력을 계산하는 시점에서의 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 감소량을 고려하며, 프리스트레스를 준후 부터 합성할때 까지가 3개월 이상 경과할 경우에는 릴랙세이션은 끝난 것으로 보아도 좋다.)

M_{d1} : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

M_{d2} : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

A_{c1} : 보의 단면적 (mm^2)

I_{c1} : 보의 단면 2차 모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$

E_{c1} : 보의 종탄성 계수 (MPa)

A_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면적 (mm^2)

I_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면 2차모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$

E_{c2} : 현장치기 바닥판의 종탄성 계수 (MPa)

- 크리프에 의한 단면력

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

4.7.1 내측거더 (G2)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,287,619,421}{3,736,230,400} = 183.542$$

$$B = 1 + m = 1 + 183.542 = 184.542$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 184.542 \times 0.140 = -24.694$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}'^2 + m y_{c2}'^2 + m y_2'^2 \\ &= 1.204^2 + 0.717^2 + 183.542 \times 0.007^2 + 183.542 \times 0.140^2 \\ &= 6.964 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 5,328.200 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.330 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 1,319.600 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= -\frac{0.550}{-24.694^2 - 184.542 \times 6.964} \times [5,328.200 \times \{184.542 \times (1.204 \times 0.639 - 0.717) \\ &\quad - 24.694 \times 0.639\} + 1,747.330 \times (-24.694 - 184.542 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-24.694^2 - 184.542 \times 6.964} \times 1,319.600 \times (-24.694 - 184.542 \times 1.204) \\ &= -602.585 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= -\frac{0.550}{184.542 \times 6.964 - -24.694^2} \times [5,328.200 \times \{-24.694 \times (1.204 \times 0.639 - 0.717) \\ &\quad - 6.964 \times 0.639\} + 1,747.330 \times (6.964 - -24.694 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{184.542 \times 6.964 - -24.694^2} \times 1,319.600 \times (6.964 - -24.694 \times 1.204) \\ &= -81.053 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{184.542}{184.542 \times 6.964 - -24.694^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 193.499 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{-24.694}{-24.694^2 - 184.542 \times 6.964} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 25.893 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

4.7.2 외측거더 (G1)

－ 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,287,619,421}{3,736,230,400} = 183.542$$

$$B = 1 + m = 1 + 183.542 = 184.542$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.142 - 184.542 \times 0.140 = -24.694$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\ &= 1.204^2 + 0.717^2 + 183.542 \times 0.007^2 + 183.542 \times 0.140^2 \\ &= 6.964 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 5,332.430 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.330 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 1,374.470 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= -\frac{0.550}{-24.694^2 - 184.542 \times 6.964} \times [5,332.430 \times \{184.542 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) \\ &\quad - 24.694 \times 1.208\} + 1,747.330 \times (-24.694 - 184.542 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-24.694^2 - 184.542 \times 6.964} \times 1,374.470 \times (-24.694 - 184.542 \times 1.204) \\ &= -7.382 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= -\frac{0.550}{184.542 \times 6.964 - 24.694^2} \times [5,332.430 \times \{-24.694 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) \\ &\quad - 6.964 \times 1.208\} + 1,747.330 \times (6.964 - 24.694 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{184.542 \times 6.964 - 24.694^2} \times 1,374.470 \times (6.964 - 24.694 \times 1.204) \\ &= 7.420 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

－ 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{184.542}{184.542 \times 6.964 - 24.694^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 193.499 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{-24.694}{-24.694^2 - 184.542 \times 6.964} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 25.893 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

4.7.3 중앙거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,287,619,421}{4,308,445,867} = 159.166$$

$$B = 1 + m = 1 + 159.166 = 160.166$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 160.166 \times 0.140 = -21.281$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\ &= 1.204^2 + 0.717 + 159.166 \times 0.007 + 159.166 \times 0.140^2 \\ &= 6.327 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 5,327.850 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.330 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 1,319.600 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= -\frac{0.550}{-21.281^2 - 160.166 \times 6.327} \times [5,327.850 \times \{160.166 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) \\ &\quad - 21.281 \times 1.208\} + 1,747.330 \times (-21.281 - 160.166 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-21.281^2 - 160.166 \times 6.327} \times 1,319.600 \times (-21.281 - 160.166 \times 1.204) \\ &= 6.939 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= -\frac{0.550}{160.166 \times 6.327 - 21.281^2} \times [5,327.850 \times \{-21.281 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) \\ &\quad - 6.327 \times 1.208\} + 1,747.330 \times (6.327 - 21.281 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{160.166 \times 6.327 - 21.281^2} \times 1,319.600 \times (6.327 - 21.281 \times 1.204) \\ &= 10.848 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{160.166}{160.166 \times 6.327 - 21.281^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 202.358 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{-21.281}{-21.281^2 - 160.166 \times 6.327} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 26.887 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

4.8 휨강도 검토

4.8.1 내측 거더(G2)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 1,319.60 + 2,544.35 = 5,611.28 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 2,766.44 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,611.28 + 1.85 \times 2,766.44 = 12,693.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,611.28 + 1.60 \times 2,766.44 = 13,404.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 13,404.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 2,220.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 185.00 = 2,445.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,935.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,087.01 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,935.00}{2,220.00 \times 2,445.00} = 0.000909$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_p &= 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 &= 0.55 \\
 &0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \\
 &0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 &= 0.836 \\
 &0.85 : f_{ck} < 28
 \end{aligned}$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.057570 \right] = 1,828.04 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times \alpha \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$\alpha = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,935.00 \times 1,828.04}{0.85 \times 30.00 \times 2,220.00}$$

$$= 159.36 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4,935.00}{2,220.00 \times 2,445.00} \times \frac{1,828.04}{30.00}$$

$$= 0.055 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - \alpha / 2)$$

$$= 0.9 \times 4,935.00 \times 1,828.04 \times (2,445.00 - 159.36 / 2)$$

$$= 19,204.60 \text{ kN-m} > M_u = 13,404.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 19,204.60 / 13,404.00 = 1.43$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c$$

$$\text{여기서, } f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$$

$$f_{pe} = 15.39 \text{ MPa}$$

$$Z_c = 750,939,433.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} = (15.39 + 3.98) \times 750,939,433.00 = 14,545,696,817.21 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 17,454.84 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 19,204.60 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (14,545.70 - 5,611.28) / 2,766.44 = 3.23 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 14,545.70 / (5,611.28 + 2,766.44) = 1.74 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (19,204.60 - 5,611.28) / 2,766.44 = 4.91 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 19,204.60 / (5,611.28 + 2,766.44) = 2.29 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 19,204.60 / 14,545.70 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 19,204.60 / 13,404.00 = 1.43 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.8.2 외측 거더(G1)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 1,374.47 + 2,583.26 = 5,705.06 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 3,581.20 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,705.06 + 1.85 \times 3,581.20 = 14,327.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,705.06 + 1.60 \times 3,581.20 = 14,858.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 14,858.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 2,220.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 185.00 = 2,445.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,935.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,087.87 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,935.00}{2,220.00 \times 2,445.00} = 0.000909$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_p &= 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 &= 0.55 \\
 &0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \\
 &0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 &= 0.836 \\
 &0.85 : f_{ck} < 28
 \end{aligned}$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right] \\ &= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.057570 \right] = 1,828.04 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(6) 해석단면 판단

$$\begin{aligned} 0.85 \times f_{ck} \times a \times b &= A_{ps} \times f_{ps} \\ a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,935.00 \times 1,828.04}{0.85 \times 30.00 \times 2,220.00} \\ &= 159.36 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석} \end{aligned}$$

(7) 강재지수 계산

$$\begin{aligned} q_{pw} &= \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \\ &= \frac{4,935.00}{2,220.00 \times 2,445.00} \times \frac{1,828.04}{30.00} \\ &= 0.055 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301 \end{aligned}$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a/2) \\ &= 0.9 \times 4,935.00 \times 1,828.04 \times (2,445.00 - 159.36 / 2) \\ &= 19,204.60 \text{ kN-m} > M_u = 14,858.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 19,204.60 / 14,858.00 = 1.29$$

(9) M_{cr} 계산

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c \\ \text{여기서, } f_{ru} &= 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa} \\ f_{pe} &= 15.41 \text{ MPa} \\ Z_c &= 750,939,433.00 \text{ mm}^3 \\ M_{cr} &= (15.41 + 3.98) \times 750,939,433.00 = 14,560,715,605.87 \text{ N-mm} \\ 1.2 M_{cr} &= 17,472.86 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 19,204.60 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (14,560.72 - 5,705.06) / 3,581.20 = 2.47 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cw} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 14,560.72 / (5,705.06 + 3,581.20) = 1.57 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (19,204.60 - 5,705.06) / 3,581.20 = 3.77 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bw} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 19,204.60 / (5,705.06 + 3,581.20) = 2.07 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bII} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 19,204.60 / 14,560.72 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bII} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 19,204.60 / 14,858.00 = 1.29 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.8.3 중앙 거더(G3)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 1,319.60 + 2,568.49 = 5,635.42 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 3,210.07 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,635.42 + 1.85 \times 3,210.07 = 13,546.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,635.42 + 1.60 \times 3,210.07 = 14,153.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 14,153.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 2,560.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 185.00 = 2,445.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,935.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,799.34 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,935.00}{2,560.00 \times 2,445.00} = 0.000788$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_p &= 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 &= 0.55 \\
 &0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \\
 &0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 &= 0.836 \\
 &0.85 : f_{ck} < 28
 \end{aligned}$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right] \\ &= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.049907 \right] = 1,837.62 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(6) 해석단면 판단

$$\begin{aligned} 0.85 \times f_{ck} \times a \times b &= A_{ps} \times f_{ps} \\ \alpha &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,935.00 \times 1,837.62}{0.85 \times 30.00 \times 2,560.00} \\ &= 138.92 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석} \end{aligned}$$

(7) 강재지수 계산

$$\begin{aligned} q_{pw} &= \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \\ &= \frac{4,935.00}{2,560.00 \times 2,445.00} \times \frac{1,837.62}{30.00} \\ &= 0.048 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301 \end{aligned}$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2) \\ &= 0.9 \times 4,935.00 \times 1,837.62 \times (2,445.00 - 138.92 / 2) \\ &= 19,388.66 \text{ kN-m} > M_u = 14,153.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 19,388.66 / 14,153.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c$$

$$\text{여기서, } f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$$

$$f_{pe} = 15.39 \text{ MPa}$$

$$Z_c = 762,810,665.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} = (15.39 + 3.98) \times 762,810,665.00 = 14,775,642,581.05 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 17,730.77 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 19,388.66 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (14,775.64 - 5,635.42) / 3,210.07 = 2.85 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 14,775.64 / (5,635.42 + 3,210.07) = 1.67 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (19,388.66 - 5,635.42) / 3,210.07 = 4.28 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 19,388.66 / (5,635.42 + 3,210.07) = 2.19 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 19,388.66 / 14,775.64 = 1.31 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 19,388.66 / 14,153.00 = 1.37 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.9 전 단 설 계

4.9.1 내측 거더(G2)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	208.72	-1.66	170.10	443.45	110.11	954.81
포장, 방호벽 (D_2)	373.10	9.05	310.09	867.47	177.04	1,869.76
활 하 중 (LL)	850.46	33.75	642.26	1,301.65	547.04	2,458.09
$1.35 \times D + 1.85 \times LL$	2,813.53	66.85	2,162.46	5,089.18	1,577.69	10,165.09
$1.6 \times (D + LL)$	2,830.58	59.23	2,182.32	5,260.27	1,545.68	10,590.86
계수 하중	2,830.58	66.85	2,182.32	5,260.27	1,577.69	10,590.86

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,328,200.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 577.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 1,496,484.10 \text{ mm}^2$$

$$y_{b,d} = -1,208.24 \text{ mm}$$

$$I_{A,d} = 766,277,908,967.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,563.24 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5 = 1,995.00 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 1,995.00 \text{ mm}$$

$$V_D = 241.50 + 170.10 + 310.09 = 721.69 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b,d}}{I_d}$$

$$= \frac{5,328,200.00}{1,496,484.10} + \frac{5,328,200.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00}$$

$$= 16.69 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= -1.06 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{766,277,908,967}{1,208.24} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.69 + -1.06) \\
 &= 13,262.78 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 721,690.00 + \left(\frac{2,182,320.00 \times 13,262.78}{5,260.27} \right) \\
 &= 6,588,013.35 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad = 1,019,240.67 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,588.01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_d} = \frac{5,328,200.00}{1,496,484.10} = 3.56 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{5 EA} \\
 &= 0.102 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{5,328,200.00 \times \sin 0.102}{1} = 542,534.50 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.56) \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 542,534.50 \\
 &= 3,883,209.56 \text{ N} = 3,883.21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,883.21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 2,182.32 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,883.21 / 2 = 1,650.36 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,883.21 = 3,300.73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

$$\begin{aligned}
 s &= 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\
 A_v &= 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근량 } 2 \times D13 &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \\
 &\quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,328,200 \text{ N}$$

$$h = 2,350 \text{ mm}$$

$$b = 1,000 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_A = 877,477 \text{ mm}^2$$

$$y_{bA} = -1,145.73 \text{ mm}$$

$$I_{AA} = 629,287,619,421 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,318.53 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5$$

$$= 2,177.20 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,177.20 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 110.11 + 177.04 = 419.01 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_A} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bA}}{I_{AA}}$$

$$= \frac{5,328,200.00}{877,477.10} + \frac{5,328,200.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= 18.86 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{DO} \times y_{bA} / I_{AA}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.86 + -2.43)$$

$$= 13,430.32 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 419,010.00 + \left(\frac{1,577,690 \times 13,430}{10,590.86} \right)$$

$$= 2,557,384.42 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$= 385,555.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 2,557.38 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{5,328,200.00}{877,477.10} = 6.07 \text{ MPa}$$

$$\text{간장재 배치각도 } \alpha = \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{5 EA} = 0.026 \text{ rad}$$

$$V_p = \frac{5,328,200.00}{200.00} \times \sin 0.026 = 138,517.59 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 6.07) \times 200.00 \times 2,177.20 + 138,517.59$$

$$= 1,730,103.50 \text{ N} = 1,730.10 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,730.10 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 : \text{전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c : \text{최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,577.69 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,730.10 / 2 = 735.29 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,730.10 = 1,470.59 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단설계

$$V_u = \phi (V_c + V_s), \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 126.01 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 917.99 \text{ kN} > V_s = 126.01 \text{ kN}$$

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1633, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}, \quad A_v = \frac{V_s \times s}{f_y \times d} = 63.16 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D13 = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

⑤ 전단철근의 전단력 제한

$$\frac{2}{3} \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1,835.98 \text{ kN} > V_s = 126.01 \text{ kN} \therefore \text{O.K.}$$

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{373,100}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.194 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{850,460}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.443 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{602,585 + (-193,499)}{1,000.00 \times 2,220} = 0.184 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 = 855.85 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{855,850}{1,000.00 \times 2,220} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.194 + 1.85 \times 0.443 = 1.081 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.194 + 1.40 \times 0.443 \end{aligned}$$

$$+ 1.35 \times (0.184 + 0.386) = 1.652 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_u = 1.652 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

4.9.2 외측 거더(G1)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단력	모 멘 트	전 단력	모 멘 트	전 단력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	223.64	-1.84	180.97	473.58	114.69	1,013.16
포장, 방호벽 (D_2)	453.56	-15.94	358.86	974.63	193.29	2,057.50
활 하 중 (LL)	532.06	176.87	467.63	1,123.98	315.07	2,438.01
$1.35 \times D + 1.85 \times LL$	2,353.25	297.64	1,919.91	4,945.83	1,176.66	10,460.16
$1.6 \times (D + LL)$	2,473.74	247.95	1,998.34	5,195.66	1,207.86	10,952.48
계수 하중	2,473.74	297.64	1,998.34	5,195.66	1,207.86	10,952.48

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 40.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 300.00 \text{ MPa} \\
 P_e &= 5,332,430.00 \text{ N} \\
 h &= 2,350.00 \text{ mm} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} \\
 b_w &= 577.00 \text{ mm} \\
 A_d &= 1,496,484.10 \text{ mm}^2 \\
 y_{bd} &= -1,208.24 \text{ mm} \\
 I_{Ad} &= 766,277,908,967.00 \text{ mm}^4 \\
 e_p &= -1,563.24 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5 \\
 &= 1,995.00 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm} \\
 \therefore d_p &= 1,995.00 \text{ mm} \\
 V_D &= 241.50 + 180.97 + 358.86 = 781.33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

① V_{ci} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{ci} &= 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \\
 M_{cr} &= \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d) \\
 f_{pe} &= \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d} \\
 &= \frac{5,332,430.00}{1,496,484.10} + \frac{5,332,430.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= 16.71 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= -1.06 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{766,277,908,967.00}{1,208.24} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.71 + -1.06) \\
 &= 13,275.46 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 781,330.00 + \left(\frac{1,998,340.00 \times 13,275.46}{5,195.66} \right) \\
 &= 6,251,314.26 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad = 1,019,240.67 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,251.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{5,332,430.00}{1,496,484.10} = 3.56 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 5 EA \\
 &= 0.102 \text{ rad} \\
 V_p &= 5,332,430.00 \times \sin 0.102 = 542,965.21 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.56) \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 542,965.21 \\
 &= 3,883,640.27 \text{ N} = 3,883.64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,883.64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u &< \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,998.34 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,883.64 / 2 = 1,650.55 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,883.64 = 3,301.09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

$$\begin{aligned}
 s &= 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\
 A_v &= 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근량 } 2 \times D_{13} &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \\
 &\quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,332,430.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 877,477.10 \text{ mm}^2$$

$$y_{b,d} = -1,145.73 \text{ mm}$$

$$I_{A,d} = 629,287,619,421.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,318.53 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5 \\ = 2,177.20 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,177.20 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 114.69 + 193.29 = 439.84 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b,d}}{I_d}$$

$$= \frac{5,332,430.00}{877,477.10} + \frac{5,332,430.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= 18.88 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{b,d} / I_{A,d}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421.00}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.88 + -2.43)$$

$$= 13,441.30 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20 \\ + 439,840.00 + \left(\frac{1,207,860.00 \times 13,441.30}{10,952.48} \right)$$

$$= 2,059,869.95 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\ = 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20 \\ = 385,555.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 2,059.87 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{5,332,430.00}{877,477.10} = 6.08 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{5 EA} = 0.026 \text{ rad}$$

$$V_p = 5,332,430.00 \times \sin 0.026 = 138,627.56 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 6.08) \times 200.00 \times 2,177.20 + 138,627.56$$

$$= 1,731,519.79 \text{ N} = 1,731.52 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,731.52 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 : \text{전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c : \text{최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,207.86 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,731.52 / 2 = 735.90 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,731.52 = 1,471.79 \text{ kN}$$

∴ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D_{13} = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{453,560}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.236 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{532,060}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.277 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{7,382 + -193,499}{1,000.00 \times 2,220} = -0.084 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 2.220 = 855.85 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{855,850}{1,000.00 \times 2,220} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\tau_u = 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값})$$

$$= 1.35 \times 0.236 + 1.85 \times 0.277 = 0.831 \text{ MPa}$$

$$= 1.35 \times 0.236 + 1.40 \times 0.277$$

$$+ 1.35 \times (-0.084 + 0.386) = 1.114 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_u = 1.114 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2$$

$\therefore \text{O.K.}$

4.9.3 중앙 거더(G3)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	208.72	-1.66	170.10	443.45	110.11	954.81
포장, 방호벽 (D_2)	368.29	4.98	366.66	997.55	183.11	1,844.34
활 하 중 (LL)	409.96	55.04	305.56	850.40	252.20	2,175.31
$1.4 \times D + 2.0 \times LL$	2,099.30	108.96	1,700.68	4,663.34	1,099.51	10,140.71
$1.7 \times (D + LL)$	2,250.46	92.21	1,842.49	5,043.05	1,151.38	10,728.85
계수 하중	2,250.46	108.96	1,842.49	5,043.05	1,151.38	10,728.85

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 40.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 300.00 \text{ MPa} \\
 P_e &= 5,327,850.00 \text{ N} \\
 h &= 2,350.00 \text{ mm} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} \\
 b_w &= 577.00 \text{ mm} \\
 A_d &= 1,496,484.10 \text{ mm}^2 \\
 y_{bd} &= -1,208.24 \text{ mm} \\
 I_{Ad} &= 766,277,908,967.00 \text{ mm}^4 \\
 e_p &= -1,563.24 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5 \\
 &= 1,995.00 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm} \\
 \therefore d_p &= 1,995.00 \text{ mm} \\
 V_D &= 241.50 + 170.10 + 366.66 = 778.26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

① V_{ci} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{ci} &= 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \\
 M_{cr} &= \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d) \\
 f_{pe} &= \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d} \\
 &= \frac{5,327,850.00}{1,496,484.10} + \frac{5,327,850.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= 16.69 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= -1.06 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{766,277,908,967}{1,208.24} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.69 + -1.06) \\
 &= 13,262.78 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 778,260.00 + \left(\frac{1,842,490.00 \times 13,262.78}{5,043.05} \right) \\
 &= 5,987,861.92 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad = 1,019,240.67 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 5,987.86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{5,327,850.00}{1,496,484.10} = 3.56 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{5 EA} = 0.102 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{5,327,850.00 \times \sin 0.102}{1} = 542,498.86 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.56) \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 542,498.86 \\
 &= 3,883,173.92 \text{ N} = 3,883.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,883.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,842.49 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,883.17 / 2 = 1,650.35 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,883.17 = 3,300.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량 } 2 \times D_{13} &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \\
 &\therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,327,850.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_4 = 877,477.10 \text{ mm}^2$$

$$y_{b4} = -1,145.73 \text{ mm}$$

$$I_{A4} = 629,287,619,421.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,318.53 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5$$

$$= 2,177.20 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,177.20 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 110.11 + 183.11 = 425.08 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{5,327,850.00}{877,477.10} + \frac{5,327,850.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= 18.86 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421.00}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.86 + -2.43)$$

$$= 13,430.32 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 425,080.00 + \left(\frac{1,151,380.00 \times 13,430.32}{10,728.85} \right)$$

$$= 2,004,069.86 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$= 385,555.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 2,004.07 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{5,327,850.00}{877,477.10} = 6.07 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \sum 2 a \times (x - k) / 5 \text{ EA}$$

$$= 0.026 \text{ rad}$$

$$V_p = 5,327,850 \times \sin 0.026 = 138,508.49 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 6.07) \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 138,508.49$$

$$= 1,730,094.40 \text{ N} = 1,730.09 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,730.09 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 : \text{전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c : \text{최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,151.38 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,730.09 / 2 = 735.29 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,730.09 = 1,470.58 \text{ kN}$$

∴ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D_{13} = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{O.K.}$$

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{368,290}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.192 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{409,960}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.214 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{-6,939 + -202,358}{1,000.00 \times 2,560} = -0.082 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 2.560 = 986.926 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{986,926}{1,000.00 \times 2,560} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.192 + 1.85 \times 0.214 = 0.655 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.192 + 1.40 \times 0.214 \end{aligned}$$

$$+ 1.35 \times (-0.082 + 0.386) = 0.969 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_u = 0.969 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2$$

$\therefore \text{O.K.}$

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

$$\delta_c = 5 \times M \times L^2 / (48 \times E_c \times I)$$

여기서, $L = 24,000.00 \text{ mm}$

$E_c = 30,008.00 \text{ MPa}$

- 주행안정성을 위한 허용처짐값

$$\delta_L \leq L / 600$$

- 승차감 만족을 위한 허용처짐값

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L/1500	L/1500	L/1600	L/1750	L/1900	L/2100	L/2200	L/2350	L/2500	L/2200	L/1900
200<V≤270	L/1300	L/1400	L/1500	L/1600	L/1700	L/1900	L/2000	L/2100	L/2000	L/1700	L/1400
V≤200	L/1100	L/1200	L/1300	L/1500	L/1500	L/1400	L/1300	L/1200	L/1100	L/800	L/600

$$\delta_L \leq L / 1,400$$

(2) 내측거더 (G2)

(+ : 상향, - : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-4,678.94	597,770,281,920.00	15.65	
바닥판 타설	1,319.60	629,287,619,421.00	-4.19	
도상, 방호벽 설치	2,544.35	1,258,679,621,381.00	-4.04	
긴장 손실량	1,092.78	1,258,679,621,381.00	-1.74	
계			-0.16	
열차 하중	2,766.44	1,258,679,621,381.00	-4.39	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\begin{aligned} \delta_{cr1} &= (3.0 - 2.2) \times (-5.84 + 15.65) \\ &= 7.848 \text{ mm} \end{aligned}$$

바닥판 타설 후

$$\begin{aligned} \delta_{cr2} &= 2.2 \times (-5.84 + -4.19 + -4.04 + 13.91) \\ &= -0.352 \text{ mm} \end{aligned}$$

활하중에 의한 허용처짐 $\delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$

(3) 외측거더 (G1)

(+: 상향, -: 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-4,678.94	597,770,281,920.00	15.65	
바닥판 타설	1,374.47	629,287,619,421.00	-4.37	
도상, 방호벽 설치	2,583.26	1,258,679,621,381.00	-4.10	
긴장 손실량	1,086.37	1,258,679,621,381.00	-1.73	
계			-0.39	
열차 하중	3,581.20	1,258,679,621,381.00	-5.69	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\delta_{cr1} = (3.0 - 2.2) \times (-5.84 + 15.65) = 7.848 \text{ mm}$$

바닥판 타설 후

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.84 + -4.37 + -4.10 + 13.92) = -0.858 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(4) 중앙거더 (G3)

(+: 상향, -: 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-4,678.94	597,770,281,920.00	15.65	
바닥판 타설	1,319.60	629,287,619,421.00	-4.19	
도상, 방호벽 설치	2,568.49	1,313,956,625,904.00	-3.91	
긴장 손실량	1,127.31	1,313,956,625,904.00	-1.72	
계			-0.01	
열차 하중	3,210.07	1,313,956,625,904.00	-4.88	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\delta_{cr1} = (3.0 - 2.2) \times (-5.84 + 15.65) = 7.848 \text{ mm}$$

바닥판 타설 후

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.84 + -4.19 + -3.91 + 13.93) = -0.022 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(5) 하중단계별 처짐 검토

(+ : 상향, - : 하향)

하중단계	내측거더(G2)	외측거더(G1)	외측거더(G2)
1. 프리스트레스 도입	15.65	15.65	15.65
2. PSC 빔 자중 작용시	9.81	9.81	9.81
3. 합성전 고정하중 작용시	5.62	5.44	5.62
4. 초기 크리프 발생시	13.47	13.29	13.47
5. 합성후 고정하중 작용시	9.37	9.19	9.56
6. 최종 크리프 발생시	8.51	8.33	9.54
7. 활하중 작용시	2.82	2.64	4.66

4.11 강선 신장량

(1) 강선 신장량 기준

강선 신장량

$$\Delta l = (P_j + P_i) / 2 \times L / (A_p \times E_p)$$

여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa) = 200,000.00 MPa

(2) 신장량 계산

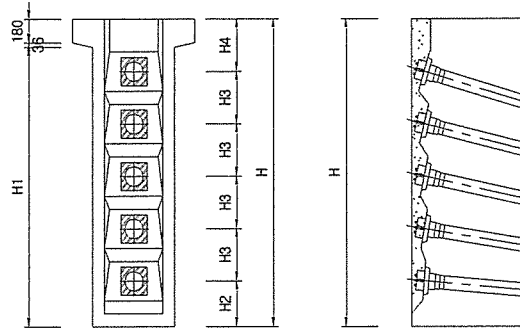
(양단긴장시)

강선	강선길이 L (mm)	강선단면적 A_p (mm ²)	긴장력 P_j (N)	초기손실 ΔP_i (N)	초기긴장력 P_i (N)	신장량 Δl (mm)	비 고
1	24,717.00	987.00	1,392,854.00	143,273.00	1,249,581.00	165.43	
2	24,779.00	987.00	1,392,854.00	165,559.00	1,227,295.00	164.45	
3	24,863.00	987.00	1,392,854.00	189,238.00	1,203,616.00	163.52	
4	24,638.00	987.00	1,392,854.00	203,164.00	1,189,690.00	161.17	
5	25,037.00	987.00	1,392,854.00	211,524.00	1,181,330.00	163.25	

4.12 정착부 설계

(1) 설계조건

① 설계단면



$$\begin{aligned}
 H &= 2,350 \text{ mm} \\
 H1 &= 2,134 \text{ mm} \\
 H2 &= 350 \text{ mm} \\
 H3 &= 400 \text{ mm} \\
 b &= 680 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

강선 번호	높이 (mm)	Jacking Force P_j (N)	유효긴장력 P_e (N)	입사각 α (도)	수평분력 P_{hj} (N)	수직분력 P_{vj} (N)
1	350	1,392,850.00	1,105,765.71	4.02	1,389,423.09	97,645.31
2	750	1,392,850.00	1,083,479.25	8.15	1,378,782.66	197,457.57
3	1,150	1,392,850.00	1,059,801.12	12.22	1,361,290.90	294,818.94
4	1,550	1,392,850.00	1,045,874.55	15.08	1,344,885.13	362,374.27
5	1,950	1,392,850.00	1,037,514.66	16.08	1,338,355.99	385,790.56
합계					5,474,381.78	952,296.09

② 정착판 규격

- 정착판 규격 215 mm × 215 mm

- 쉬스관 직경 ϕ 65 mm

(2) 지압응력 검토

① 긴장재 정착 직후

- 허용지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{ba} &= 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2 \right)} \leq 1.1 \times f_{ci} \\
 &= 0.7 \times 32.00 \times \sqrt{\left(\frac{160,000.00}{42,906.69} - 0.2 \right)} \\
 &= 42.08 \text{ MPa} > 1.1 \times 32.00 = 35.20 \text{ MPa} \\
 f_{ci} &: \text{프리스트레스 도입시의 압축강도} & 32.00 \text{ MPa} \\
 A_b' &: \text{정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닻은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을 때} \\
 &\quad \text{그 도형의 면적} & 400.00 \times 400.00 = 160,000.00 \text{ mm}^2 \\
 A_b &: \text{정착판의 면적} & 215.00 \times 215.00 = 46,225.00 \text{ mm}^2 \\
 A_e &: \text{정착판의 유효면적} & A_e = \Sigma \pi D_i^2 / 4 = 42,906.69 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- 실제로 작용하는 지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{bt} &= P_j / A_e \\
 &= 1,392,850.00 / 42,906.69 = 32.46 \text{ MPa} < 35.20 \text{ MPa} \\
 &\therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 프리스트레스 손실 발생후

- 허용지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{api} &= 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} \right)} \leq 0.9 \times f_{ck} \\
 &= 0.5 \times 40.00 \times \sqrt{160,000.00 / 42,906.69} \\
 &= 38.62 \text{ MPa} > 0.9 \times 40.00 = 36.00 \text{ MPa} \\
 f_{ck} &: \text{설계기준강도} \quad 40.00 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 실제로 작용하는 지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{b1} &= P_t / A_e \\
 &= 1,105,765.71 / 42,906.69 = 25.77 \text{ MPa} < 36.00 \text{ MPa} \\
 &\therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(3) 단부 정착부 보강 철근

① T_{burst} 에 대한 보강철근

- 수평방향 파열력 및 보강철근

$$R_j = 0.25 \times F_{jo} \times (1 - a_j / b_j) \quad (a_j: \text{정착구 일변길이}, b_j: \text{짧은 사각형 일변길이})$$

$$A_{bj} = R_j / (k_j \cdot f_{s,lim})$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$f_{s,lim} = 2/3 f_y = 200.00 \text{ MPa}$$

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

강선 번호	정착구 $a_j(\text{mm})$	분포폭 $b_j(\text{mm})$	수평파열력 $R_j \text{ (N)}$	필요철근량 $A_{bj} \text{ (mm}^2\text{)}$	사용 철근량 $A_{use} \text{ (mm}^2\text{)}$	비 고
1	215	400	160,652.04	803.26	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
2	215	400	159,421.75	531.41	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
3	215	400	157,399.26	524.66	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
4	215	400	155,502.34	777.51	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
5	215	400	154,747.41	773.74	D13 x 22 = 2,787.40	O.K

- 수직방향 파열력 및 보강철근

$$R_j = 0.25 \times F_{jo} \times (1 - a_j / b_j) \quad (a_j: \text{정착구 일변길이}, b_j: \text{짧은 사각형 일변길이})$$

$$A_{bj} = R_j / (k_j \cdot f_{s,lim})$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$f_{s,lim} = 2/3 f_y = 200.00 \text{ MPa}$$

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

강선 번호	정착구 $a_j(\text{mm})$	분포폭 $b_j(\text{mm})$	수직파열력 $R_j \text{ (N)}$	필요철근량 $A_{bj} \text{ (mm}^2\text{)}$	사용 철근량 $A_{use} \text{ (mm}^2\text{)}$	비 고
1	215	400	11,290.24	56.45	D13 x 5 = 633.50	O.K
2	215	400	22,831.03	76.10	D13 x 5 = 633.50	O.K
3	215	400	34,088.44	113.63	D13 x 5 = 633.50	O.K
4	215	400	41,899.52	209.50	D13 x 5 = 633.50	O.K
5	215	400	44,607.03	223.04	D13 x 5 = 633.50	O.K

② T_{spall} 에 대한 보강철근

$$T_{spall} = 0.04 \times F_{jo} = 0.04 \times 1,392,850.00 = 55,714.00 \text{ N}$$

$$A_{s2} = T_{spall} / f_{s,lim}$$

$$= 55,714.00 / 200.00 = 278.57 \text{ mm}^2$$

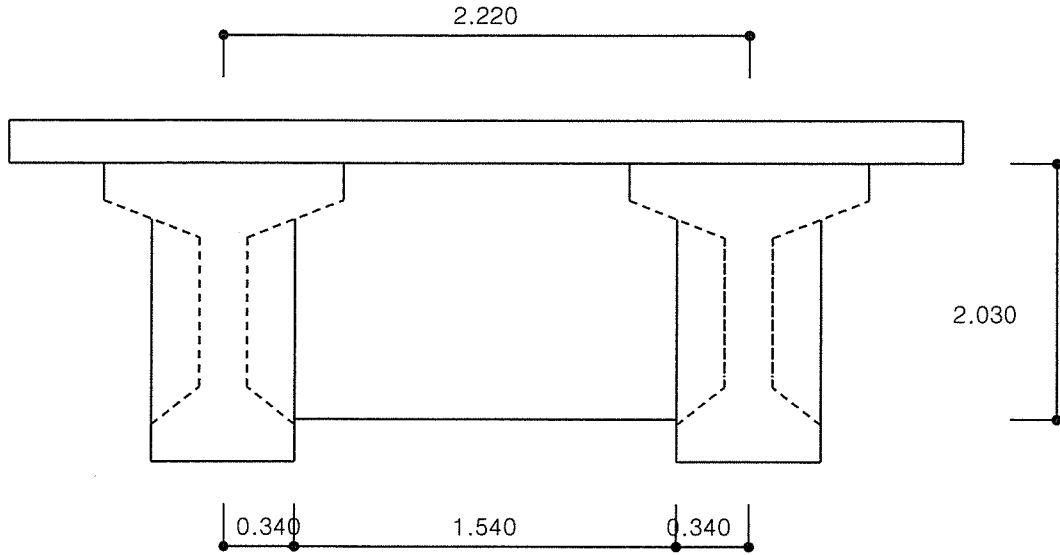
$$A_{use} = D16 - 4 = 794.40 \times 4$$

$$= 3,177.60 \text{ mm}^2 > 278.57 \text{ mm}^2$$

∴ O.K

5. 가로보 설계

5.1 가로보 제원



가로보 길이	L_c	=	1.540	m	가로보 간격	L_i	=	12.000	m
가로보 높이	H_c	=	2.030	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_a	=	0.554	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m	방수 두께	t_a	=	0.000	m
하중분포폭	L_s	=	3.211	m					

5.2 하중 산정

(1) 고정하중

① 슬래브	w_{sl}	=	0.280	x	12.000	x	24.500	=	82.320	kN/m
② 가로보 자중	w_{cr}	=	2.030	x	0.300	x	24.500	=	14.921	kN/m
	w_{d1}	=						=	97.241	kN/m
③ 궤도	w_{tr}	=	3.000	/	3.211	x	12.000	=	11.211	kN/m
④ 도상	w_{ba}	=	0.554	x	12.000	x	24.500	=	162.876	kN/m
	w_{d2}	=						=	174.087	kN/m

(2) 활하중

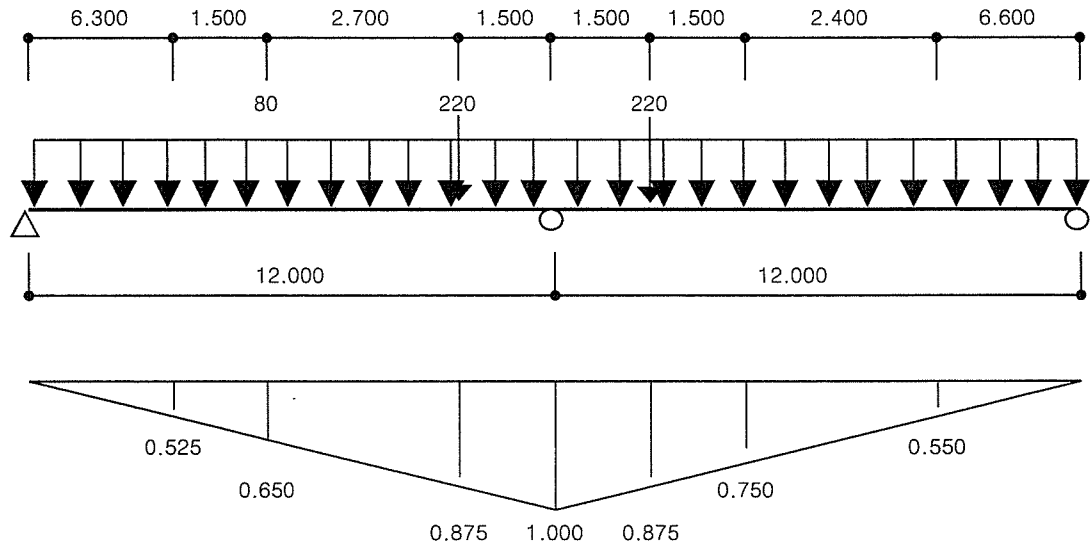
① 충격계수

$$4 \text{ m} < l \leq 39 \text{ m}$$

$$i = 125 / \sqrt{l} = 125 / \sqrt{12.000} = 36.950 \%$$

$$= 0.370$$

② KL2012하중



$$P_L = 220.00 \times 0.875 + 220.00 \times 0.875 = 385.00 \text{ kN}$$

$$P_{Ll} = 80.00 \times 12.000 \times 0.50 \times 2 = 960.00 \text{ kN}$$

$$w_{li} = (385.00 + 960.00) \times 1.37 / 3.21 = 573.86 \text{ kN/m}$$

5.3 단면력 계산

하중 단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
합성전 고정하중(D1)	74.876	28.827	
합성후 고정하중(D2)	134.047	51.608	
합 계 (DL)	208.923	80.435	
열 차 하 중 (L)	441.872	170.121	

5.4 하중 조합

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.35 \times M_d + 1.85 \times M_L \\
 &= 1.35 \times 80.435 + 1.85 \times 170.121 = 423.31 \text{ kN-m} \\
 &= 1.6 \times M_d + 1.6 \times M_L \\
 &= 1.6 \times 80.435 + 1.6 \times 170.121 = 400.89 \text{ kN-m} \\
 V_u &= 1.35 \times S_d + 1.85 \times S_L \\
 &= 1.35 \times 208.923 + 1.85 \times 441.872 = 1,099.51 \text{ kN} \\
 &= 1.6 \times S_d + 1.6 \times S_L \\
 &= 1.6 \times 208.923 + 1.6 \times 441.872 = 1,041.27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.5 휨 설계

(1) 설계 조건

계수 하중 모멘트	$M_u =$	423,310,000.00	N-mm
계수 하중 전단력	$M_u =$	1,099,510.00	N
콘크리트 설계기준 강도	$f_{ck} =$	30.00	MPa
철근 항복 강도	$f_y =$	300.00	MPa
휨강도 감소 계수	$\Phi_b =$	0.90	
전단 강도 감소 계수	$\Phi_v =$	0.85	
	$k_1 =$	0.85	
가로보 폭	$b_c =$	300.00	mm
단면 높이	$h_c =$	2,030.00	mm
유효 높이	$d =$	1,950.00	mm
피복 두께	$d_c =$	80.00	mm

(2) 필요 철근량 산정

$$\alpha = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0392 \quad A_s$$

$$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - \alpha / 2) \quad \text{이므로,}$$

$$6.00 \quad A_s^2 - 585,000.00 \quad A_s + 470,344,444.00 = 0$$

필요 철근량	A_s	=	810.75	mm ²
단면 철근비	$\rho = A_s / (b \times d)$	=	0.00139	
최대 철근비	$\rho_{max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times f_{ck} / f_y \times 600 / (600 + f_y)$	=	0.03613	
최소 철근비	$\rho_{min1} = \max (1.4 / f_y , 0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y)$	=	0.00467	
단면 철근비	$\rho_{min2} = 4/3 \times A_s / (b \times d)$	=	0.00185	
최소 철근량	$A_{s\_min} = \min (\rho_{min1} , \rho_{min2}) \times b \times d$	=	1,082.25	mm ²

(3) 사용 철근량 $A_{s\_use} = \text{D29} @ 2 = 1,284.80 \text{ mm}^2$

(4) 철근비 검토 $\rho_{use} = A_{s\_use} / (b \times d) = 0.00220$
 $\therefore \text{O.K}$

(5) 휨강도 검토

$$\alpha = f_y \times A_{s\_use} / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 50.38 \text{ mm}$$

$$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - \alpha / 2)]$$

$$= 667,708,889.76 \text{ N-m} > M_u = 423,310,000.00 \text{ N-m}$$

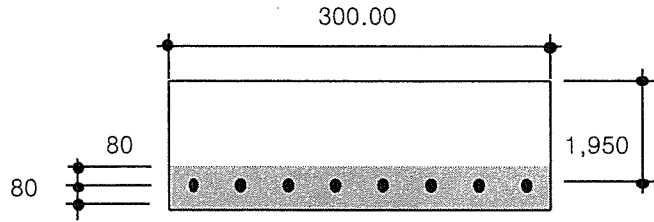
$$\therefore \text{O.K}$$

(6) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{max} = M_d + M_l = 250.556 \text{ kN-m}$$



- 종립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1284.80 / (300.00 \times 1950.00) = 0.00220$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00220 = 0.01597$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.163$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.163 / 3 = 0.946$$

$$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) = 250,556,000.00 / (0.00220 \times 0.946 \times 300.00 \times 1950.00^2) = 105.54 \text{ MPa} < f_{sa} = 150.00 \text{ MPa} \therefore \text{O.K}$$

- 휨철근 간격 검토

$$c = d_c - (\text{주철근직경}) / 2 = 80.00 - 29.00 / 2 = 65.500 \text{ mm}$$

$$s_a = \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] = \text{Min} [582.413, 596.93] = 582.413 \text{ mm}$$

$$\therefore s = 180.000 \text{ mm} < s_a = 582.413 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

5.6 전단 설계

$$L_c / d = 1,540 / 1,950 = 0.8 < 5 \quad \therefore \text{DEEP BEAM 설계}$$

(1) V_c 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

$$\begin{aligned} V_c &= 1 / 6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 534,029.49 \text{ N} \\ \Phi V_c &= 0.85 \times V_c = 453,925.07 \text{ N} < V_u = 1,099,510.00 \text{ N} \end{aligned}$$

$\therefore$ 전단설계

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

$$\begin{aligned} \text{수직철근의 최대간격 : } & \text{i) } 400\text{mm 이하} = 400 \text{ mm} \\ & \text{ii) } d / 5 \text{ 이하} = 390 \text{ mm} \\ \therefore & = 390 \text{ mm} > s_v = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

$$\begin{aligned} A_{v\_min} &= 0.0025 \times b \times s_v = 150.0 \text{ mm}^2 \\ A_{v\_use} &= 2 - \text{D } 16 @ 200 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.20 \text{ mm}^2 > 150.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

② 수평철근량

$$\begin{aligned} \text{수평철근의 최대간격 : } & \text{i) } 400\text{mm 이하} = 400 \text{ mm} \\ & \text{ii) } d / 5 \text{ 이하} = 390 \text{ mm} \\ \therefore & = 390 \text{ mm} > s_v = 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

$$\begin{aligned} A_{v\_min} &= 0.0015 \times b \times s_v = 112.5 \text{ mm}^2 \\ A_{v\_use} &= 2 - \text{D } 16 @ 250 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.2 \text{ mm}^2 > 112.50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

③ 전단철근량 검토

$$\begin{aligned} (1 + L_c/d) / 12 \times A_v / s_v + (11 - L_c/d) / 12 \times A_h / s_h \\ &= 0.149 A_v / s_v + 0.851 A_h / s_h = 1.648 \\ (V_u - \Phi V_c) / (\Phi \times f_y \times d) &= 1.298 < 1.648 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

5.7 가로보 용접 검토

(1) 가로보 주철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	100

- 사용철근

(mm)

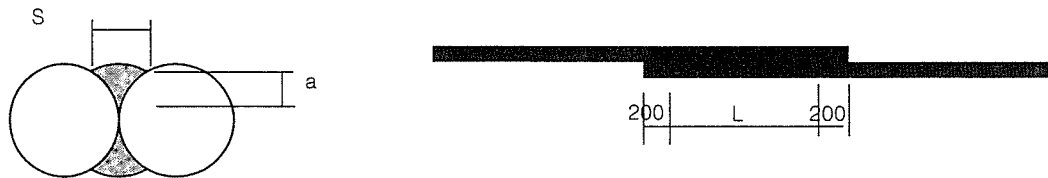
구 분	단면적	지름
H 29	642.40	28.60

2. 용접의 폭

(mm)

구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\begin{aligned}
 \ell &= \frac{A_s \times F_{ta}}{a \times V_a} + 2S \\
 &= \frac{642.4}{8.15} \times \frac{150}{100} + 2 \times 14.50 \\
 &= 147.175 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

A_s : 철근의 공칭 단면적
 F_{ta} : 철근의 인장허용응력
 V : 철근의 전단허용응력
 a : $0.390 D - 3.0$
 $= 0.390 \times 28.6 - 3.00$
 $= 8.154$

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

$$\begin{aligned}
 \ell' &= 28.60 \times 10 = 286.000 \text{ mm} \\
 \ell &= 147.175 < 286.000 \text{ 이므로 } 286.000 \text{ 사용}
 \end{aligned}$$

6. 양면 용접이므로

$$L = 286.000 / 2 = 143.000 \text{ mm} \approx 130.000 \text{ mm} \text{ 를 적용함}$$

(2) 가로보 수평철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)		
구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	80

- 사용철근

(mm)		
구 분	단면적	지름
D 16	198.60	15.90

2. 용접의 폭

(mm)							
구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\begin{aligned}
 l &= \frac{A_s \times F_{ta}}{a \times V_a} + 2 S \\
 &= \frac{198.6}{3.20} = \frac{150}{80} + 2 \times 8.00 \\
 &= 132.331 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

A_s : 철근의 공칭 단면적
 F_{ta} : 철근의 인장허용응력
 V : 철근의 전단허용응력
 a : $0.390 D - 3.0$
 $= 0.390 \times 15.9 - 3.00$
 $= 3.201$

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

$$\begin{aligned}
 l' &= 15.90 \times 10 = 159.000 \text{ mm} \\
 l &= 132.331 < 159.000 \text{ 이므로 } 159.000 \text{ 사용}
 \end{aligned}$$

6. 양면 용접이므로,

$$L = 159.000 / 2 = 79.500 \text{ mm} \approx 80.000 \text{ mm} \text{ 를 적용함}$$

6. 신축이음 설계

6.1 신축량 계산

(1) 온도변화에 의한 신축량

- 온도변화 (ΔT) = 40 °C
- 선팽창계수 (α) = 0.00001
- 신축거더 길이 (L) = 24.0 m

$$\begin{aligned}\Delta L_t &= \Delta T \times \alpha \times L \\ &= 40 \times 0.00001 \times 24.0 \\ &= 0.009600 \text{ m} = 9.600 \text{ mm}\end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 신축량

- 건조수축 및 크리프의 저감계수 (β)

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

- 건조수축 변형률은 온도변화 -20 °C의 온도변형과 같다.

$$\begin{aligned}\Delta L_{sh} &= 20 \times \alpha \times \beta \times L \\ &= 20 \times 0.00001 \times 0.5 \times 24.0 \\ &= 0.002400 \text{ m} = 2.400 \text{ mm}\end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 신축량

- 콘크리트의 크리프 계수 (ϕ) = 2.2

$$\begin{aligned}\Delta L_c &= \frac{P_i}{E_c A_c} \times \phi \times L \times \beta \\ &= \frac{18393.66}{27,537 \times 4435631.3} \times 2.2 \times 24.0 \times 0.5 \\ &= 0.000004 \text{ m} = 0.004 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) 신축여유량

신축장 100m 미만일 경우

$$\begin{aligned}& (\Delta L_t + \Delta L_{sh} + \Delta L_c) \times 20.0 \% + 10.0 \\ &= (9.600 + 2.400 + 0.004) \times 20.0 \% + 10.0 \\ &= 12.401 \text{ mm}\end{aligned}$$

(5) 총 신축량

$$\begin{aligned}\Delta L_1 &= 9.600 + 2.400 + 0.004 + 12.401 \\ &= 24.405 \text{ mm}\end{aligned}$$

6.2 가동받침의 가동량 계산

가동받침의 가동량은 고정받침으로부터의 거리 1m당 1.5mm 이상으로 하는 것을 표준으로 함.

$$\begin{aligned}\Delta L_2 &= 1.5 \text{ mm/m} \times 24.0 \text{ m} \\ &= 36.000 \text{ mm}\end{aligned}$$

6.3 신축이음장치 선정

$$\begin{aligned}\text{설계신축량} &= \text{Max} (24.405 , 36.000) \\ &= 36.000 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{적용 신축이음장치 NO.} \quad 50 \quad > \quad 36.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

10.1.2 PSC(S4~S5,S7~S8)

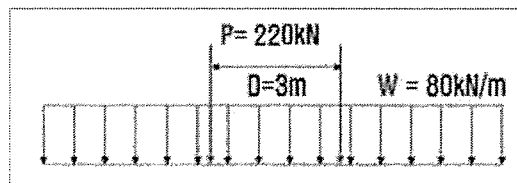
1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식	:	단순 PSC 합성 거더교
(2) 거더 제작 공법	:	포스트텐션방식(Post-tensioning)
(3) 경간 및 주거더 높이	:	
거더 전체 길이	l_t	= 24.900 m
지 간	l	= 24.000 m x 1 경간
거더 높이	h_t	= 2.350 m
평면 사각	θ	= 90.0 °
(4) 교량 폭	:	B = 10.900 m

1.2 설계 하중

- (1) 표준 활하중 : 선로 1급선 (KL 여객, 화물 혼용선)



(2) 궤도 중심 간격	:	s_{tel} = 4.30 m
(3) 충격 계수	:	철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교 [철도설계기준(노반편) 8.2.16]
		$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 \quad (0 < i_m \leq 0.67)$
		$i_m = (1.44 / \sqrt{24.00} - 0.2) - 0.18$ $= 0.126$
(4) 궤도의 단위중량	:	w_t = 3.00 kN/m (1 궤도당 1.5kN/m)
(5) 도상의 단위중량	:	w_b = 24.50 kN/m ³ (보선헬중 30% 활중)
(6) 방수 및 방진재	:	w_m = 11.00 kN/m ³
(7) PSC, RC 단위중량	:	w_c = 24.50 kN/m ³
(8) 보도 적재 하중	:	w_w = 2.00 kN/m ³ (주거더 설계시)
		w_w = 5.00 kN/m ³ (바닥판 설계시)
(9) 난간, 방음벽 형태	:	
난간, 방음벽(좌)	:	w_{h1} = 1.00 kN/m
난간, 방음벽(우)	:	w_{h2} = 1.00 kN/m

1.3 사용 재료

(1) PS 강재, 규격

SWPC 7B	7	-	12.7	mm	-	10	(저릴랙세이션 강재 사용)
	A_p	=	987.10	mm ²			
① 인장강도	: f_{pu}	=	1,900.00	MPa			
② 항복강도	: f_{py}	=	1,600.00	MPa			
③ 허용 인장응력							
- 초기 인장응력	: f_{pia}	=	0.9 x f_{py}	=	1,440.00	Mpa	
- 도입 인장응력	: f_{pta}	=	0.7 x f_{pu}	=	1,330.00	MPa	
- 사용하중 작용시	: f_{pa}	=	0.8 x f_{py}	=	1,280.00	MPa	
④ 탄성계수	: E_p	=	200,000.00	MPa			

(2) PS 강재의 곡선 배치 자료

- ① 마찰계수
- 정착장치의 활동량 : ζ = 6.000 mm
 - 케이블의 마찰계수 : μ = 0.250 / rad
 - 쉬스관의 마찰계수 : κ = 0.0050
- ② PS 강선 케이블 정착구의 치수 (mm)
- 원형의 경우에는, α = 8.8 D (지름) 로 함.
 - 일변의 폭 : A = 21.5
 - 거동 방향 길이 : l = 22.0
- ③ PS 강선 케이블의 곡선 종류
- 곡선 종류 : 포물선
- ④ PS 강선 케이블의 기본 배치수 : 케이블 개수, N_n = 5 다발

No.	s (m)	e (m)	f (m)	α (도,분)
5	0.325	0.35	0.1	16° 05'
4	0.225	0.55	0.1	15° 05'
3	0.125	1	0.1	12° 13'
2	0.125	1.45	0.1	08° 09'
1	0.125	1.9	0.1	04° 01'

(3) 프리스트레스트 콘크리트

① 설계기준강도	: f_{ck}	=	40.00	MPa
② PS도입시 압축강도	: f_{ci}	= $0.80 \times f_{ck}$	=	32.00 MPa
③ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력				
- 허용 휨압축응력	: f_{cai}	= $0.55 \times f_{ci}$	=	17.60 MPa
- 허용 휨인장응력				
부착된 철근이 없는 인장구역				
	: f_{tai}	= $0.25 \times \sqrt{f_{ci}}$	=	-1.41 MPa
부착된 철근이 있는 인장구역				
	: f_{ta}	= $0.50 \times \sqrt{f_{ci}}$	=	-2.83 MPa
④ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력				
- 허용 휨압축응력	: f_{ca}	= $0.40 \times f_{ck}$	=	16.00 MPa
- 허용 휨인장응력	: f_{ta}	=	=	0.00 MPa
⑤ 탄성계수				
- PS도입직후	: E_{ci}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ci} + 4}$	=	28,066 MPa
- 사용하중 작용시	: E_{pc}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ck} + 4}$	=	30,008 MPa
⑥ 탄성계수비				
- PS도입직후	: n_p'	= E_p / E_{ci}	=	7.13
- 사용하중 작용시	: n_p	= E_p / E_{pc}	=	6.66
⑦ 크리프 계수				
- 초기 (28일)	: Φ_c	=	3.0	
- 최종 (90일)	: Φ_c'	=	2.2	
⑧ 건조수축률				
- 초기 (28일)	: ϵ	=	0.00020	
- 최종 (90일)	: ϵ	=	0.00014	

(4) 현장타설 콘크리트

① 설계기준강도	: $f_{ck(slab)}$	=	30.00	MPa
② 탄성계수	: E_{ci}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ck(slab)} + 4}$	=	27,537 MPa
③ 허용 휨압축응력	: f_{ca}	= $0.40 \times f_{ck(slab)}$	=	12.00 MPa
④ 허용 휨인장응력	: f_{ta}	=	=	0.00 MPa
⑤ 허용 전단응력 (1)	: v_{cad1}	= $0.08 \times \sqrt{f_{ck(slab)}}$	=	0.44 MPa
⑥ 허용 전단응력 (2)	: v_{cad2}	= $0.4 \times \sqrt{f_{ck(slab)}}$	=	2.19 MPa
⑦ 탄성계수비(철근)	: n_c	= $E_s / E_{c(slab)}$	=	7.26

(5) 철근 (바닥판용)

SD 400

① 항복응력	: f_{sy}	=	400.00	MPa
② 허용 인장응력	: f_{sa}	=	180.00	MPa
③ 탄성계수	: E_s	=	200,000.00	MPa

(6) 철근 (PSC거더 및 가로보용) SD 300

① 항복응력	: f_{sy}	=	300.00	MPa
② 허용 인장응력	: f_{sa}	=	150.00	MPa
③ 탄성계수	: E_s	=	200,000.00	MPa

1.4 사용성의 한계

(1) 활하중 처짐의 허용값

① 주행안전성에 대한 검토

$$\delta_L \leq \delta_{La} = L / 600$$

여기서, δ_L = 충격계수가 고려된 표준열차하중이 가장 불리하게

재하된 상태(복선재하 포함)의 처짐값

② 승차감 만족에 대한 검토

실 열차하중에 의한 속도별 동적해석 응답의 최대값과 충격계수를 고려한 표준열차하중 단선재하에 의한 최대값 중 불리한 값을 적용한다.

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L/1500	L/1500	L/1600	L/1750	L/1900	L/2100	L/2200	L/2350	L/2500	L/2200	L/1900
200<V≤270	L/1300	L/1400	L/1500	L/1600	L/1700	L/1900	L/2000	L/2100	L/2000	L/1700	L/1400
V≤200	L/1100	L/1200	L/1300	L/1500	L/1500	L/1400	L/1300	L/1200	L/1100	L/800	L/600

(2) 휨철근 간격의 허용값

콘크리트 인장연단에 가장 가까이에 배치되는 철근의 중심간격 s 는 다음 식에 의해 계산된 값 중에서 작은 값 이하로 해야 한다.

$$① s = 375 (210/f_s) - 2.5C_c$$

$$② s = 300 (210/f_s)$$

여기서, C_c = 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면 사이의 최소두께.

철근이 하나만 배치된 경우에는 인장연단의 폭을 s 로 한다.

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에 가장 가까이에 위치한 철근의 응력
(근사값으로 f_y 의 2/3를 사용할 수 있다.)

1.5 해석프로그램

Midas CIVIL 2009 V1.0.0 (마이다스 아이티)

1.6 참고 문헌

1. 철도설계기준 (2013), 한국철도시설공단
2. 철도설계기준(노반편) (2011), 한국철도시설공단
3. 철도설계기준(철도교편) (2004), 대한토목학회
4. 콘크리트 구조 설계기준 (2012), 한국콘크리트학회
5. 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단
6. 철도설계편람(토목편-강철도 교량) (2004), 대한토목학회
7. 합성구조론 (2006), 장승필 저, 구미서관
8. 도로교 설계기준 및 해설 (2003), 대한토목학회
9. 도로설계편람(교량편) (2001), 건설교통부
10. 횡분배 실용 계산법 (1998), 원기술
11. 강도로교 상세부 설계지침 (2006), 건설교통부

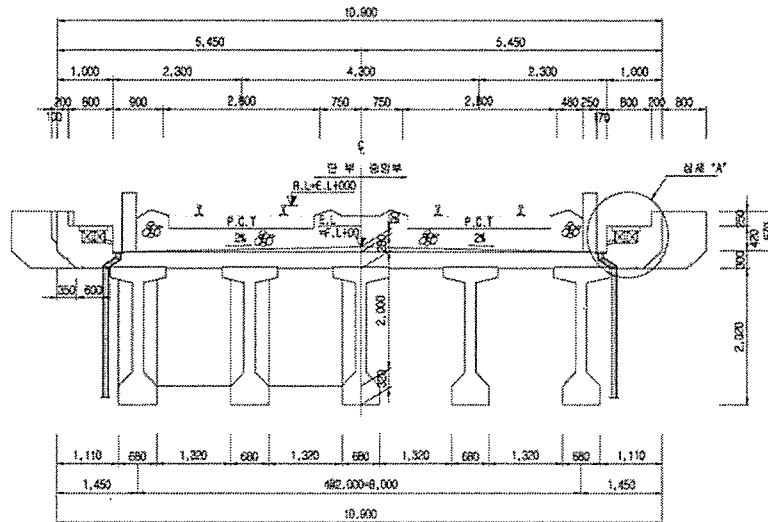
2.1 단면가정

Technical drawing of a bridge cross-section. The drawing shows a central span of 24,900 (beam length) and two side spans of 12,000 each. The total length is 48,900. The drawing includes dimensions for the deck width (25,000), the width of the central span (24,980), and the width of the side spans (11,670). The drawing also shows the width of the deck (2,842) and the width of the side spans (2,320). The drawing includes labels for the deck (슬래브 중심), the central span (중심간 거리), the side spans (합성 슬래브 전장), the width of the deck (슬래브 너비), and the width of the side spans (슬래브 외측). The drawing also shows the width of the deck (2,842) and the width of the side spans (2,320). The drawing includes labels for the deck (슬래브 중심), the central span (중심간 거리), the side spans (합성 슬래브 전장), the width of the deck (슬래브 너비), and the width of the side spans (슬래브 외측).

(3) 횡 단 면

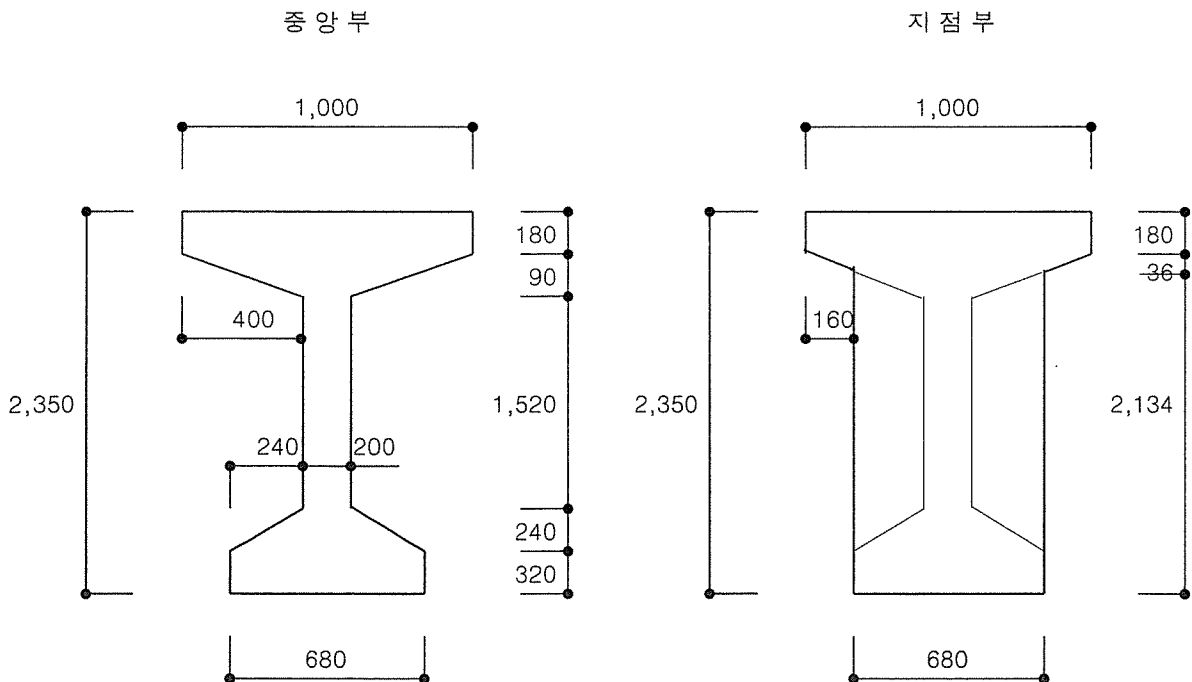
거더간격 = 1.910 m
교량 폭 = 12.450 m
바닥판 두께 = 0.280 m
도상 = 0.354 m

좌측캐널레버 길이 = 1.450 m
우측캐널레버 길이 = 1.450 m



(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도



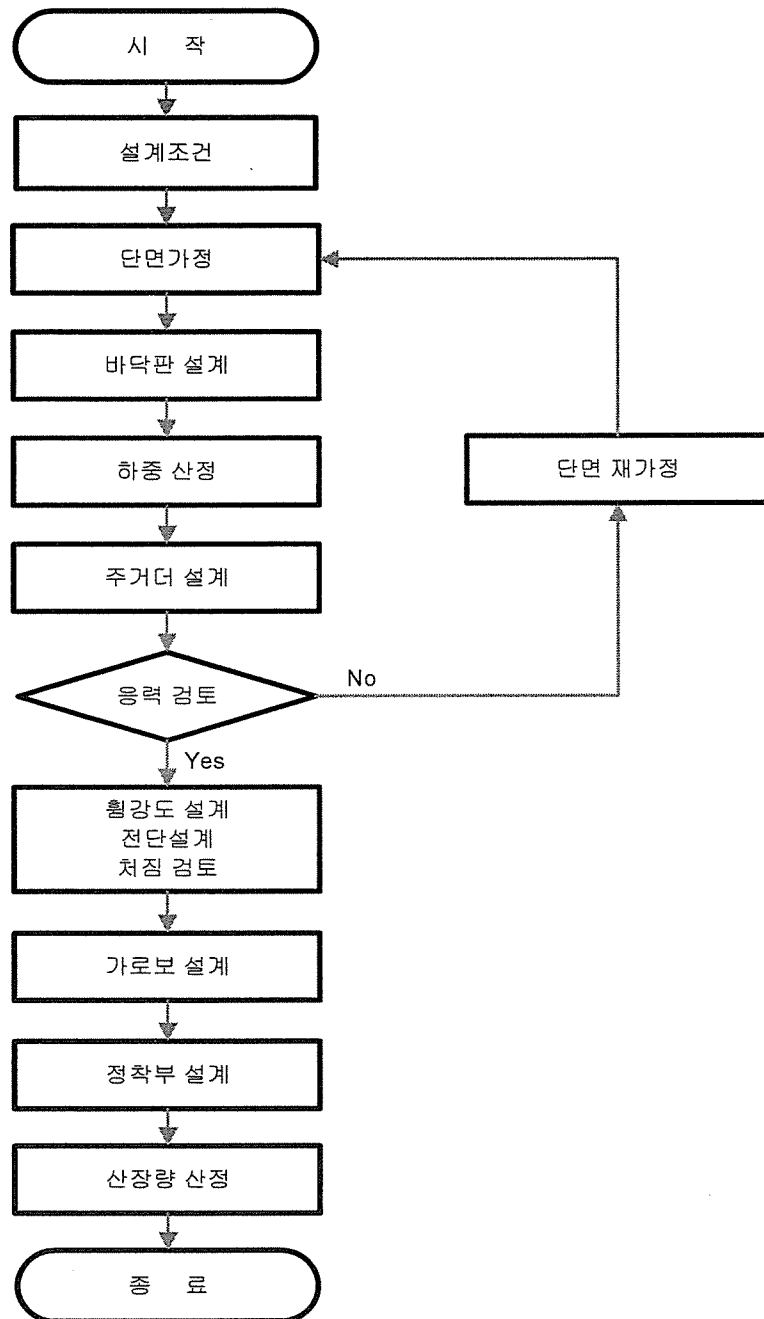
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

강선번호	지점부	H 위치	L/4 위치	중앙부
1	320	137	125	125
2	695	297	130	125
3	1,077	526	208	125
4	1,465	815	401	225
5	1,849	1,070	564	325

2.2 거더 설계시 단계별 사용단면 제원

구 분	단면 계수	탄성 계수	비 고
자 중	순 단 면	프리스트레스 도입시	
프리스트레싱	순 단 면	프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	PS강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
합성후 고정하중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	

2.3 설계 흐름도

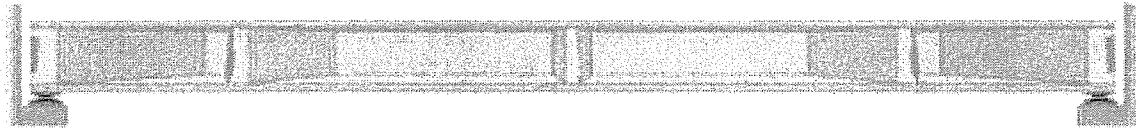


2.4 시공 순서도

1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장



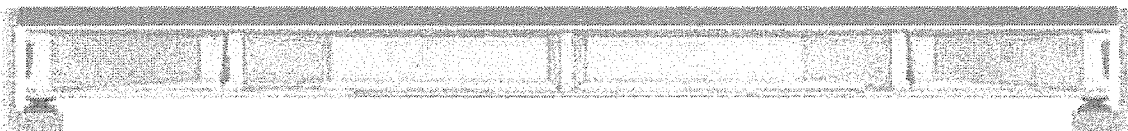
2. 크레인을 이용한 빔 거치



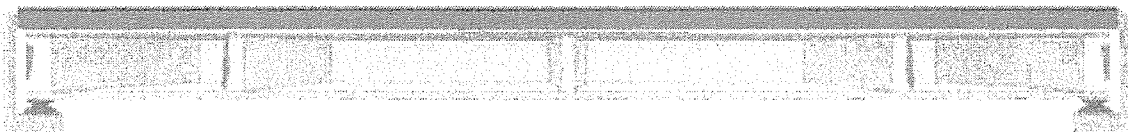
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



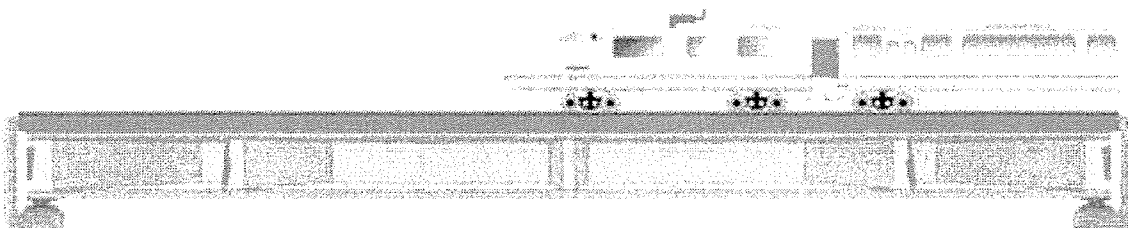
4. 바닥판 콘크리트 경화



5. 방호벽 설치 및 도상, 레일 설치 (2차 고정하중 재하)



6. 완공후 열차하중 재하



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

3.1.1 바닥판 최소 두께 검토

[철도설계기준(2011) p10-176]

구 분			궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단 순 판			$40l + 110$	$65l + 130$
연 속 판			$30l + 110$	$50l + 130$
캔틸레버판	l	≤ 0.25	$280l + 160$	$240l + 130$
	l	> 0.25	$80l + 210$	

여기서, l 은 작용하는 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다.

단순판 및 연속판의 지간은 순지간으로 한다.

궤도부분 바닥판의 최소두께는 200mm 또는 위의 표의 값 중 큰 값을 사용한다.

- 바닥판의 지간 $l_s = 1.910 - 0.200 = 1.71 \text{ m}$
- 바닥판 최소두께 $t_{\min} = 30 l_s + 110 = 161.30 \text{ mm}$
최소 200.00 mm 이상
- 바닥판 사용두께 $t_{\text{use}} = 280 \text{ mm} > 200 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$

3.1.2 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.40 m
- 도상두께 = 0.354 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상두께 + 바닥판 두께
= 2.400 + 1.5 × 0.354 + 0.280 = 3.211 m

(1) 고정하중

슬 레 브	: w_s	= 0.28 × 24.50	= 6.860 kN/m ²
구 배	: w_g	= 0.090 / 2 × 24.50	= 1.103 kN/m ²
도 상	: w_d	= 0.554 × 24.50	= 13.573 kN/m ²
계 도	: w_r	= 3.00 × 1 / 3.211	= 0.934 kN/m ²
계	: w_d	=	= 22.470 kN/m ²

도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할인된 값을 사용한다. [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

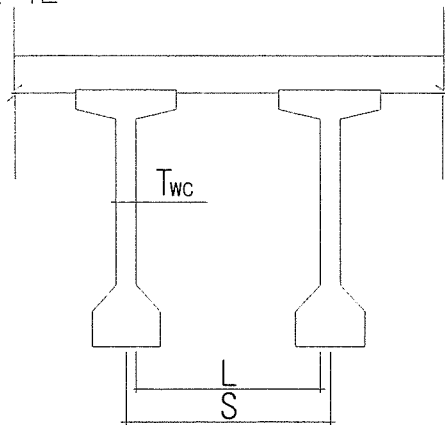
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만

설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.10.3]

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 8$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 2$
연속판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 10$
	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 10$

- 바닥판 지간



$$L = S - TWC = 1.710 \text{ m}$$

[철도설계기준(노반편) 10.10.3]

- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w l_d^2}{10} = \frac{22.470 \times 1.710^2}{10} = 6.570 \text{ kN-m}$$

(2) 활하중 (L)

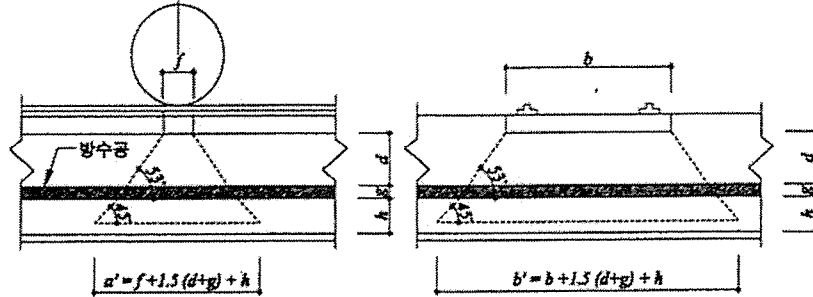
① 하중 분포폭 산정

철도설계기준(노반편) 10.10.5

주거터에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w 로 계산한다.

$$w = P / a \cdot b'$$

여기서, P 는 축중(軸重) [kN]이고, a 는 축거, b' 는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭 = 0.240 m

b : 침목길이 = 2.400 m

d : 자갈도상깊이 = 0.354 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a = 등륜하중 축거 = 3.00 m (KRL2012하중)

객차하중 축거 = 1.00 m (객차 하중)

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.40 m

$b' = b + 2(d+g) + h$

$2.4 + 1.5 \times (0.354 + 0) + 0.28 = 3.211$ m

② 충격 계수

$$I_m = 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18$$

$$= 1.44 / (\sqrt{1.71} - 0.2) - 0.18 = 1.12$$

따라서, $I_m = 0.670$ (여기서, $0 < I_m \leq 0.67$)

③ 활하중(충격포함)

- 동륜 하중의 경우

$$w(1+i) = 220 \times (1 + 0.67) \times 1\text{ea} / (3 \times 3.211) = 38.140 \text{ kN/m}^2$$

- 등분포 하중의 경우

$$w(1+i) = 80 \times (1 + 0.67) \times 1\text{ea} / (1 \times 3.211) = 41.607 \text{ kN/m}^2$$

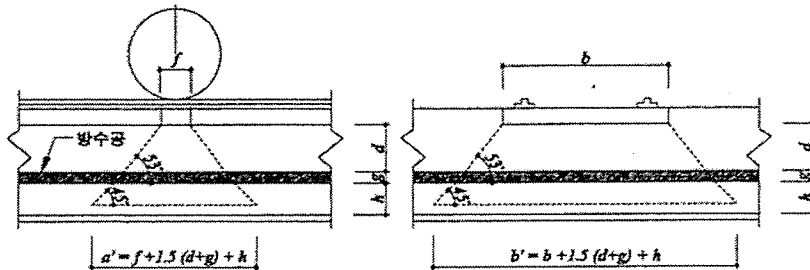
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$$w(1+i) = 79.747 \text{ kN/m}^2$$

$$ML(1+i) = \frac{w(1+i) \times L^2}{10} = 23.319 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

(3) 탈선하중에 의한 단면력

1) 활하중 분포폭 산정 (철도설계기준(노반편) 10.10.5)



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리 = 0.000 m

b : 도상 길이 = 0.000 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.554 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 종방향 분포폭(a')

$$f = 0.00 \text{ m}$$

$$a' = f + 2 (d + g) + h$$

$$0 + 1.5 \times (0.554 + 0) + 0.28 = 1.11 \text{ m}$$

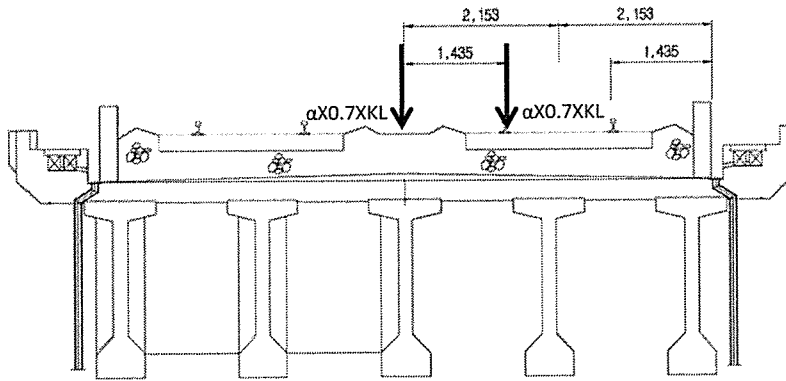
- 횡방향 분포폭(b')

$$b = 0.00 \text{ m}$$

$$b' = b + 2 (d + g) + h$$

$$0 + 1.5 \times (0.554 + 0) + 0.28 = 1.111 \text{ m}$$

2) 탈선활하중



① 동륜 하중의 경우

$$w = 0.7 \times 220 / (1.111 \times 1.111) = 124.765 \text{ kN/m}^2$$

② 객차 하중의 경우

$$w = 0.7 \times 80 / (1.111 \times 1.111) = 45.369 \text{ kN/m}^2$$

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$$w_{dr} = 170.134 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{dr} = \frac{w_{dr} \times L^2}{10} = 49.749 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

3.1.3 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 (L + I) \\ &= 1.35 \times 6.570 + 1.85 \times 23.319 = 52.009 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (L + I)) \\ &= 1.6 \times (6.570 + 23.319) = 47.822 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 3 : } U &= 1.35 D + 1.4 (L_{DR}) \\ &= 1.35 \times 6.570 + 1.40 \times 49.749 = 78.518 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

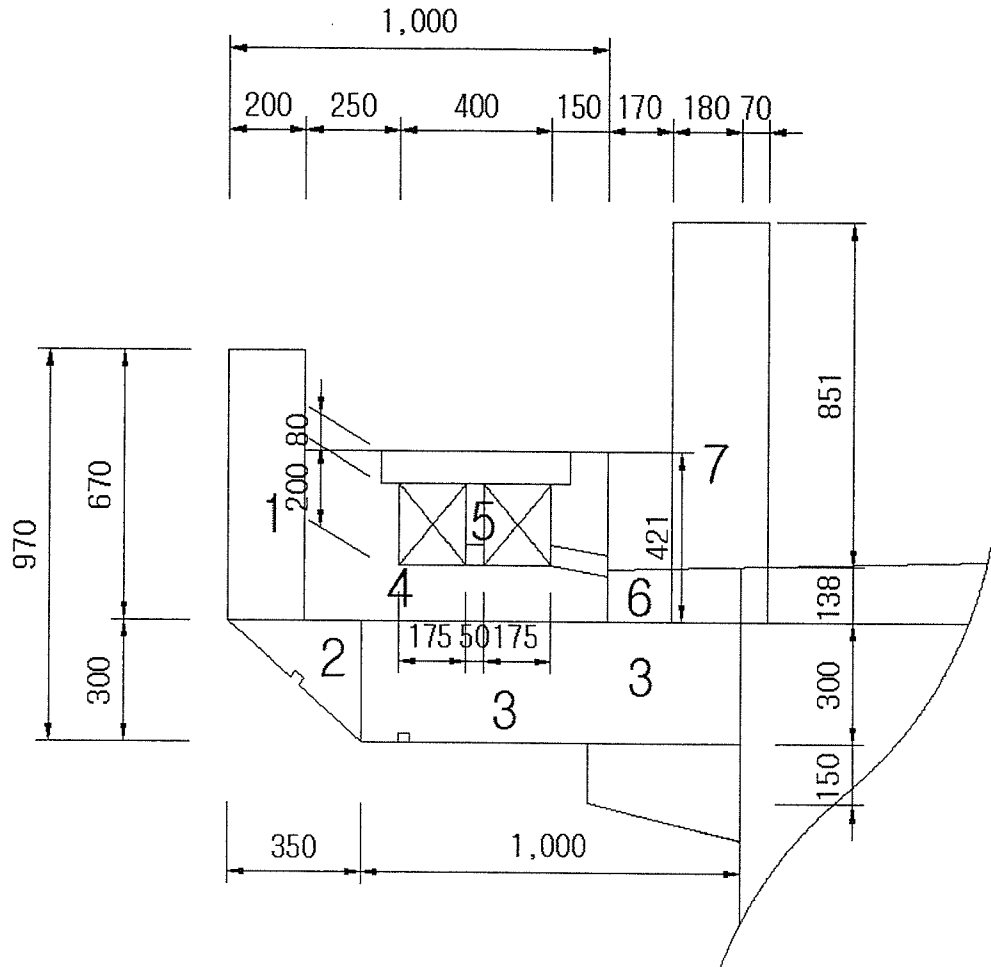
(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + (L + I)) \\ &= 1.0 \times (6.570 + 23.319) = 29.889 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L_{DR}) \\ &= 1.0 \times (6.570 + 49.749) = 56.319 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

3.2 캔틸레버부

3.2.1 하중 계산

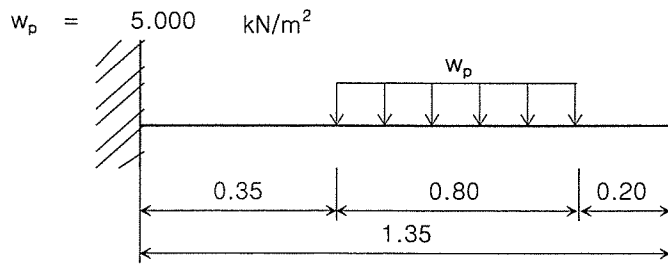


$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.450 - 0.100 = 1.350 \text{ m}$$

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN-m)
(1)	$0.200 \times 0.670 \times 24.5 = 3.283$	1.250	4.104
(2)	$0.350 \times 0.300 \times 24.5 \times 1/2 = 1.286$	1.233	1.586
(3)	$1.000 \times 0.300 \times 24.5 = 7.350$	0.500	3.675
(4)	$0.800 \times 0.500 \times 24.5 = 9.800$	0.575	5.635
(5)	$0.350 \times 0.200 \times 24.5 = -1.715$	0.575	-0.986
(6)	$0.170 \times 0.138 \times 24.5 = 0.575$	0.281	0.162
(7)	$0.250 \times 0.851 \times 24.5 = 5.212$	0.075	0.391
CABLE	$= 2.000$	0.575	1.150
난간	$= 1.000$	1.250	1.250
방음벽기초	$= 2.328$	1.250	2.909
TOTAL	$= 31.119$		19.876

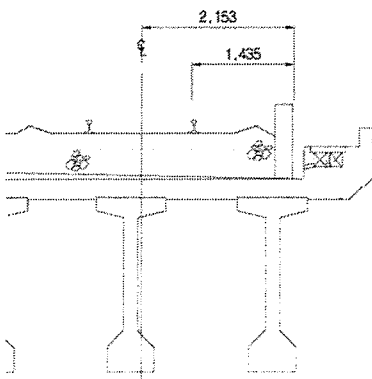
(2) 균집하중 (L)



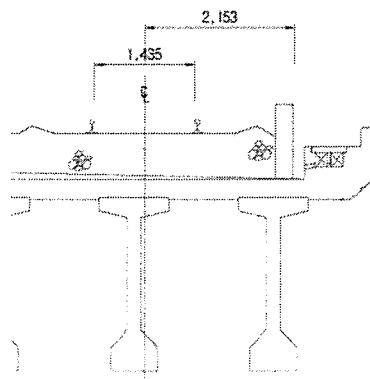
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.800 \times 0.750 = 3.000 \text{ kN-m}$$

(3) 열차 탈선하중(L_{DR} , Derailment Load - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

$$L = 0.000 \text{ m}$$

② 탈선하중에 의한 단면력 - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

$$\text{CASE1 } P = (220.00 / 3 + 80.000) \times 0.7 = 107.333 \text{ kN/m}$$

$$\text{CASE2 } P = (0.00 / 3 + 80.000) \times 1.4 = 112.000 \text{ kN/m}$$

$$M_{LR^*} = 107.33 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LR^*} = 112.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

(4) 풍하중 (W)

$$\text{난간 높이} = 1.1 \text{ m}$$

$$F_W = (0.850 + 1.100) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 5.850 \text{ kN/m}$$

$$M_W = 5.85 \times (0.850 + 1.100) / 2 = 5.704 \text{ kN-m/m}$$

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\
 &= 1.35 \times 19.88 + 1.85 \times 3.00 = 32.383 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (L_I)) \\
 &= 1.60 \times (19.88 + 3.00) = 36.602 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\
 &= 1.35 \times (19.88 + 5.70) = 34.533 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (19.88 + 3.00 + 0.5 \times 5.70) = 34.733 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.40 L_{DR} \\
 &= 1.35 \times 19.88 + 1.85 \times 0.00 = 26.833 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\
 &= 1.0 \times (19.88 + 3.00) = 22.876 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (19.88 + 3.00 + 0.5 \times 5.70) = 34.733 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 L_{DR} : 탈선하중

3.2.3 처짐 검토

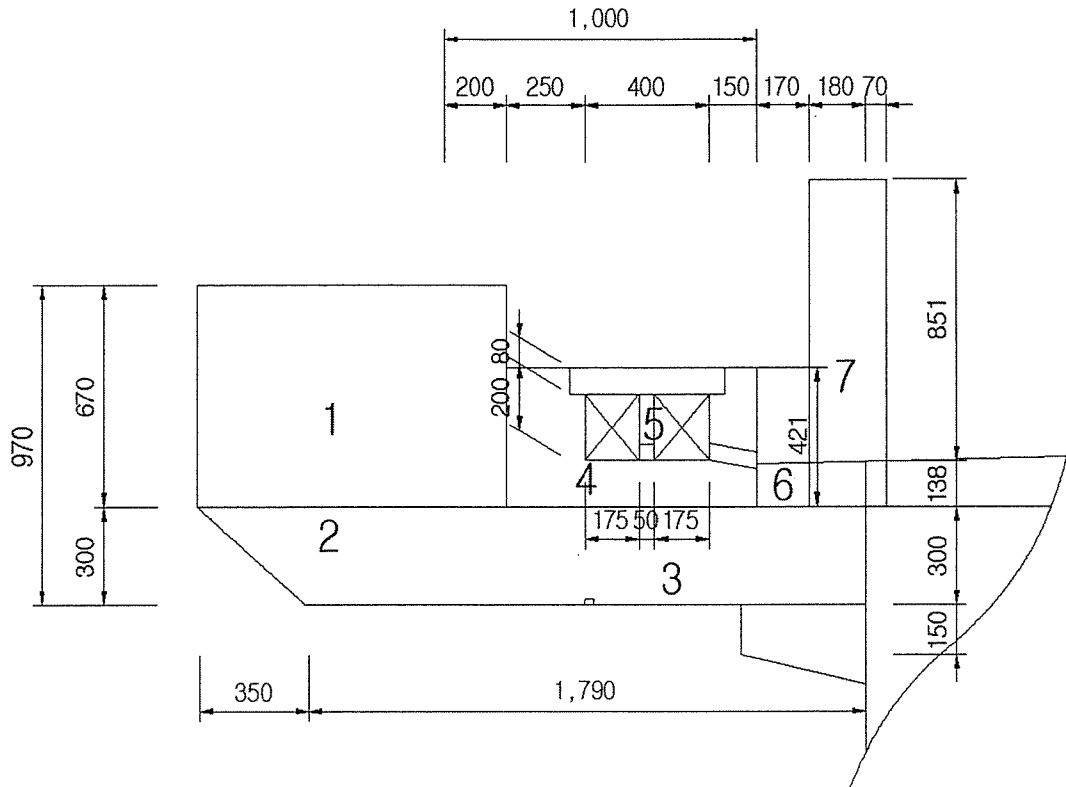
[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

$$\therefore t_{\min} = 140 \text{ mm} < h_{\text{use}} = 280 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!}$$

3.3 전철주기초부

3.3.1 하중 계산



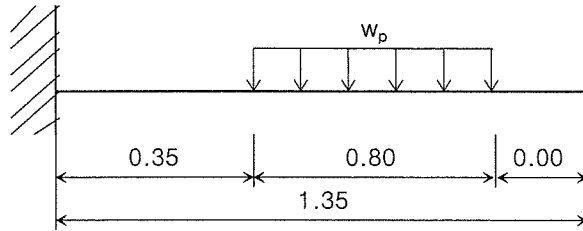
$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.450 - 0.100 = 1.350 \text{ m}$$

(1) 고정하중(D)

구 분	단위폭당 작용하중 (kN/m)	거리 (m)	M (kN · m/m)
1	$0.670 \times 0.200 \times 24.5 = 3.283$	1.250	4.104
2	$0.370 \times 0.800 \times 24.5 = 7.252$	0.750	5.439
	$0.200 \times 0.400 \times 24.5 = -1.96$	0.700	-1.372
3	$0.020 \times 0.650 \times 24.5 = 0.319$	0.675	0.215
4	$0.030 \times 0.350 \times 0.500 \times 24.5 = 0.129$	1.117	0.144
5	$0.280 \times 1.000 \times 24.5 = 6.860$	0.500	3.430
6	$0.150 \times 0.350 \times 23.0 = 1.208$	0.175	0.211
전철주 기 초	$0.670 \times 0.800 \times 24.5 / 1.750 = 7.504$	1.750	13.132
	$0.300 \times 0.800 \times 24.5 / 1.575 = 3.733$	1.575	5.880
전철주	$20.0 / (1.000 \times 1.645) = 12.158$	1.645	20.000
합 계	$= 40.49$		51.183

(2) 균집하중 (L)

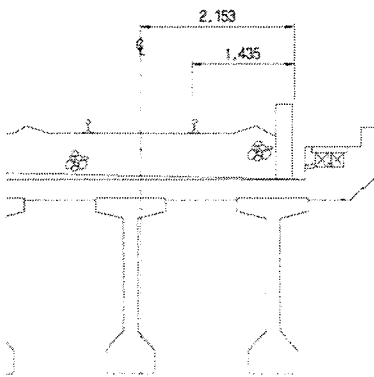
$$w_p = 5.000 \text{ kN/m}^2$$



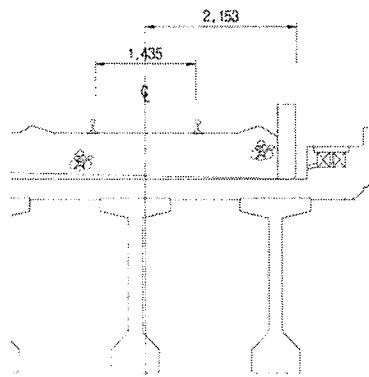
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.800 \times 0.750 = 3.00 \text{ kN-m}$$

(3) 열차 탈선하중(L_{DR} , Derailment Load - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

$$L = 0.000 \text{ m}$$

② 탈선하중에 의한 단면력 - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

$$\text{CASE1 } P = (220.00 / 3 + 80.000) \times 0.7 = 107.333 \text{ KN/m}$$

$$\text{CASE2 } P = (0.00 / 3 + 80.000) \times 1.4 = 112.000 \text{ KN/m}$$

$$M_{LRi} = 107.33 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LRi} = 112.00 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

(4) 풍하중 (W)

$$\text{방음벽 높이} = 2.0 \text{ m}$$

$$F_w = (0.000 + 2.000) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 6.000 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 6.00 \times (0.000 + 2.000) / 2 = 6.000 \text{ kN-m/m}$$

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}\text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\ &= 1.35 \times 51.18 + 1.85 \times 3.00 \\ &= 74.647 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\ &= 1.6 \times (51.18 + 3.00) \\ &= 86.692 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\ &= 1.35 \times (51.18 + 6.00) \\ &= 77.197 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.35 \times (51.18 + 3.00 + 0.5 \times 6.00) \\ &= 77.20 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.4 L_{DR} \\ &= 1.35 \times 51.18 + 1.40 \times 0.00 \\ &= 69.097 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}\text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\ &= 1.0 \times (51.18 + 3.00) \\ &= 54.183 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.00 \times (51.18 + 3.00 + 0.5 \times 6.00) \\ &= 57.18 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

여기서, D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력
 L : 활하중 또는 이에 따른 단면력
 W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 W_L : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력
 L_{DR} : 탈선하중

3.3.3 처짐 검토

[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

$$\therefore t_{\min} = 140 \text{ mm} < h_{\text{use}} = 280 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!}$$

3.4 바닥판 설계

3.4.1 궤도부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 78.52 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 87,242,222.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 1,027.37 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1,027.37 = 1,369.83 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(상면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(하면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{20.77}{2})
 \end{aligned}$$

$$= 99,910,894 \text{ N-mm}$$

$$= 99.91 \text{ kN-m} > M_u = 78.52 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(\rho_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.602 \% < p_{\max} = 0.714 \times \rho = 2.321 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.00 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-상면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-하면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

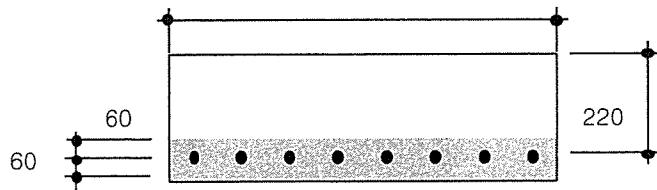
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_l = 29.889 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1324.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00602$$

$$n\rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00602 = 0.04371$$

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} = 0.255$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 / 3 = 0.915$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 29,889,000 / (0.00602 \times 0.915 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 112.11 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 16.00 / 2 = 52.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [572.435, 561.948] = 561.948 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 561.948 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

3.4.2 캔틸레버부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 36.60 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000 A_s + 40,668,889 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 469.67 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 469.67 = 626.23 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 99,910,894 \text{ N-mm} \\
 &= 99.91 \text{ kN-m} > M_u = 36.60 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(p_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.602 \% < p_{\max} = 0.714 \% \times \zeta = 2.321 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.0 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

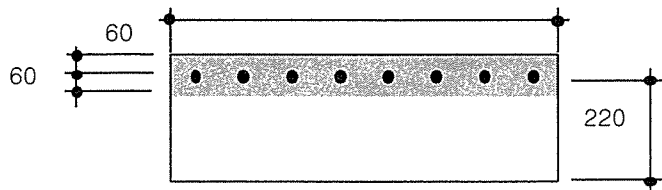
(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반판) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_l = 22.876 \text{ kN-m}$$

1000.00



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1324.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00602$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00602 = 0.04371$$

$$k = - n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.255$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 / 3 = 0.915$$

$$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) = 22,876,000.00 / (0.00602 \times 0.915 \times 1000.00 \times 220.00^2) = 85.81 \text{ MPa}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 16.00 / 2 = 52.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [787.725, 734.18] = 734.180 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 734.180 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

3.4.4 전철주기초부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 86.692 \text{ kN-m} \\
 b &= 1000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 96,324,444.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 1,138.81 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1,138.81 = 1,518.41 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} \quad A_s = H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2}) \\
 &= 140,971,752 \text{ N-mm} \\
 &= 140.97 \text{ kN-m} > M_u = 86.69 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(\rho_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.868 \% < \rho_{\max} = 0.714 \times \rho = 2.321 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,910.00 / 6 = 318.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \ 13 \ @ \ 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

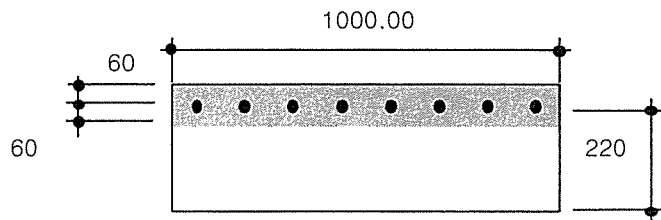
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_l = 57.180 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 8.19$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1910.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00868$$

$$n \rho = n \times \rho = 8.19 \times 0.00868 = 0.07109$$

$$k = - n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.313$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.313 / 3 = 0.896$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 57,180,000.00 / (0.00868 \times 0.896 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 151.90 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 균열폭 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 19.00 / 2 = 50.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [392.183, 414.747] = 392.183 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 392.183 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4.5 캔틸레버판 단부 검토

(1) 좌측

- 거더 단부 이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 469.67 \text{ mm}^2$$

- 거더 단부 캔틸레버판에 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 2 \times 469.67 = 939.34 \text{ mm}^2$$

- 사용철근

$$\text{인장철근-상면} \quad H \quad 19 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 286.5 \quad \times \quad \frac{1,000}{150} \quad = \quad 1,910.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축철근-하면} \quad H \quad 16 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 198.6 \quad \times \quad \frac{1,000}{150} \quad = \quad 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 보강범위

단부에서 1.35 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 469.67 \text{ mm}^2$$

- 거더 단부 캔틸레버판에 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 2 \times 469.67 = 939.34 \text{ mm}^2$$

- 사용철근

$$\text{인장철근-상면} \quad H \quad 19 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 286.5 \quad \times \quad \frac{1,000}{150} \quad = \quad 1,910.00 \text{ mm}^2$$

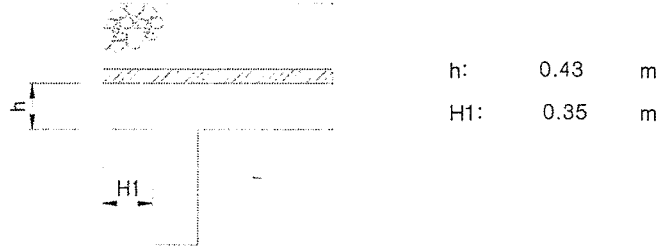
$$\text{압축철근-하면} \quad H \quad 16 \quad @ \quad 150 \quad = \quad 198.6 \quad \times \quad \frac{1,000}{150} \quad = \quad 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 보강범위

단부에서 1.35 m 까지

3.5 슬래브 단부 설계

3.5.1 단면치수



3.5.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

$$w_d = 22.470 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = w_d \times H_1^2 / 2 = 1.376 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

2) 활하중에 의한 단면력

$$w_L = 79.747 \text{ kN/m}^2$$

$$M_L = w_L \times H_1^2 / 2 = 4.884 \text{ KN}\cdot\text{m/m}$$

3) 하중조합

– 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\ &= 1.35 \times 1.38 + 1.85 \times 4.88 = 10.894 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\ &= 1.6 \times (1.38 + 4.88) = 10.017 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

3. 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	10.894	
적 용	10.894	MAX

3.5.3 철근량 산정

1. 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 10.894 \text{ kN-m} \\
 b &= 1000.00 \text{ mm} & h &= 430.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 370.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

2. 휨검토

1) 필요철근량

$$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s$$

$$M_n = M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,}$$

$$3.00 A_s^2 - 148,000.00 A_s + 12,104,763.00 = 0$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 81.92 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다

[철도설계기준(2011) p10-57]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 81.92 = 109.23 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 370.00 = 1,266.61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 370.00 = 1,295.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \ 16 \ @ \ 200 = 198.6 \times \frac{1,000}{200} = 993.00 \text{ mm}^2$$

2) 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{993.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 15.58 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 993.00 \times 400.00 \times (370.00 - \frac{15.58}{2}) \\
 &= 129,482,830.80 \text{ N-mm} \\
 &= 129.48 \text{ kN-m} > M_u = 10.89 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 11.885) \\
 &\quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

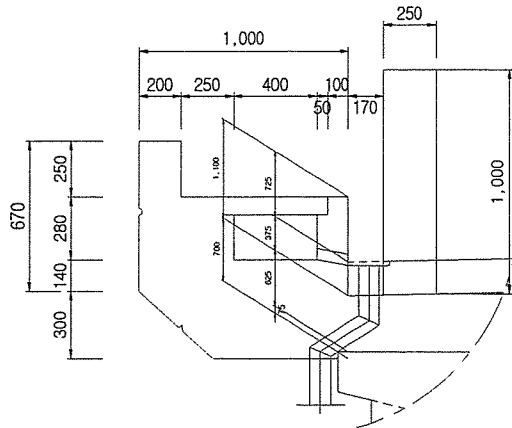
3) 철근비검토

$$\text{균형철근비}(p_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.268 \% < p_{max} = 0.714 \times p_b = 2.321 \% \quad \text{O.K.!!}$$

3.6 탈선방호벽 설계

3.6.1 단면치수



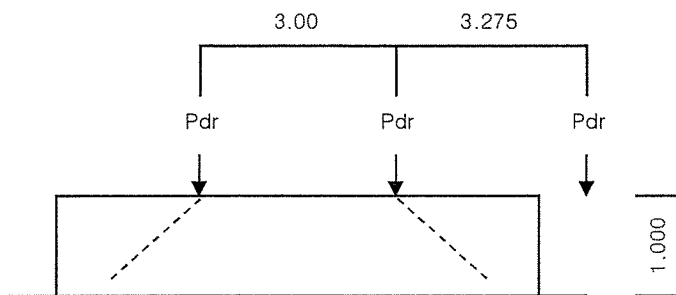
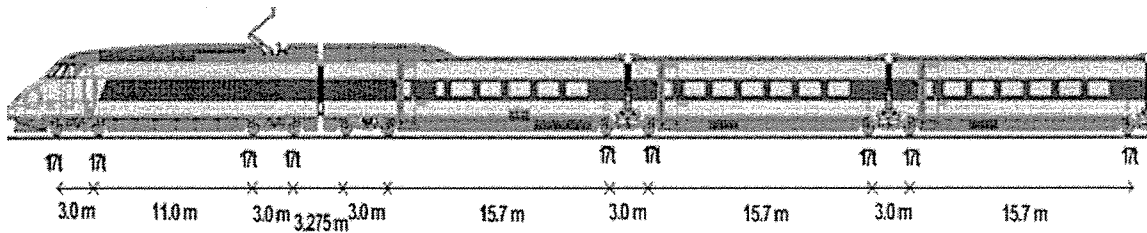
h: 1.000 m

t: 0.250 m

3.6.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정



$$\begin{aligned} P_{dr} &= 150.0 \times 2 \text{ ea} / 5.00 \\ &= 60.0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. 전단력 산정

$$S_r = 60.0 \text{ kN}$$

3. 휨모멘트 산정

$$M_r = 60.0 \times 1.000 = 60.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 활중하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 60.00 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 250.00 \text{ mm} \\
 d' &= 50.00 \text{ mm} & d &= 200.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

2) 휨검토

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 80,000.00 A_s + 66,666,667.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 861.14 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다

[철도설계기준(2011) p10-57]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 861.14 = 1,148.19 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 684.65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 700.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 90,378,093.60 \text{ N-mm} \\
 &= 90.38 \text{ kN-m} > M_u = 60.00 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 1.506) \\
 &\quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\text{균형철근비}(p_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.662 \% < p_{max} = 0.714 \times p_b = 2.321 \% \quad \text{O.K.!!}$$

3) 전단검토

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 0.85 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000 = 155.19 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 155.19 > V_u = 60.000 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}
 \end{aligned}$$

3.7 바닥판 설계 요약

3.7.1 횡방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²
궤도부		H 16 @ 150 = 1,324.00 mm ²	

3.7.2 종방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	

(2) 바닥판 하면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	

(3) 슬래브단부

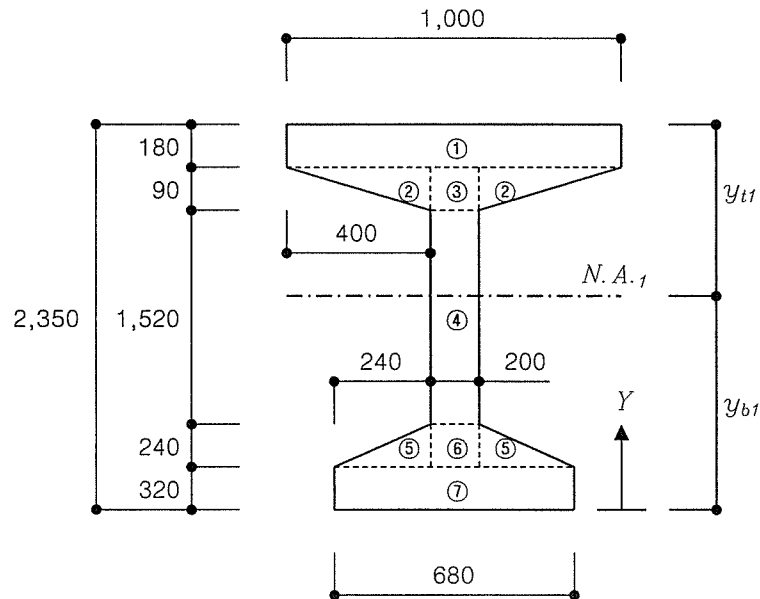
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 16 @ 200 = 993.00 mm ²		
궤도부	H 16 @ 200 = 993.00 mm ²		

4. 주거더 설계

4.1 단면제원

4.1.1 내측 단면(G2~G5)

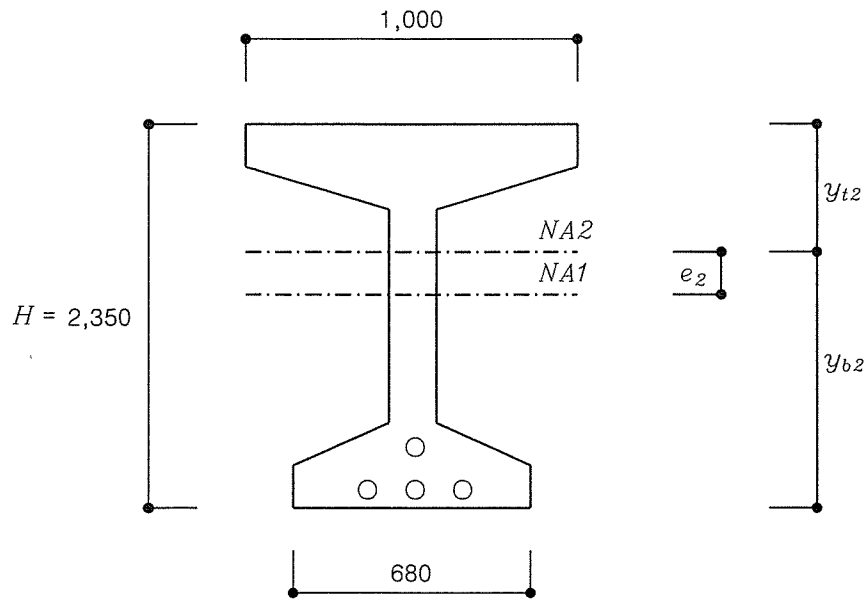
(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	800	90	36,000	2,140	77,040,000	164,865,600,000	16,200,000
3	200	90	18,000	2,125	38,250,000	81,281,250,000	12,150,000
4	200	1,520	304,000	1,320	401,280,000	529,689,600,000	58,530,133,333
5	480	240	57,600	400	23,040,000	9,216,000,000	184,320,000
6	200	240	48,000	440	21,120,000	9,292,800,000	230,400,000
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			861,200		1,002,346,000	1,719,283,810,000	61,316,056,666

$$\begin{aligned}
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,163.89 = 1,186.11 \text{ mm} \\
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 1,002,346,000 / 861,200 = -1,163.89 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 1,780,599,866,666 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 1,780,599,866,666 - 861,200 \times -1,163.89^2 \\
 &= 613,983,957,141 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm ²)	개수	총단면적 (mm ²)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm ²)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
2	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
3	12.7	98.7	10	987	65	3,318	125	
4	12.7	98.7	10	987	65	3,318	225	
5	12.7	98.7	10	987	65	3,318	325	

강선 중심 거리 (하연부터) = 925 / 5 = 185.00 mm

구 분	A_2 (mm ²)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm ³)	$A_2 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
전체단면적	861,200	0.00	0	0	613,983,957,141
쉬스관	-16,590	-978.89	16,239,785	-15,896,963,237	-4,381,203
합 계	844,610		16,239,785	-15,896,963,237	613,979,575,938

$$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 16,239,785 / 844,610 = 19.23 \text{ mm}$$

(+ : ↑, - : ↓)

$$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,186.11 - 19.23 = 1,166.88 \text{ mm}$$

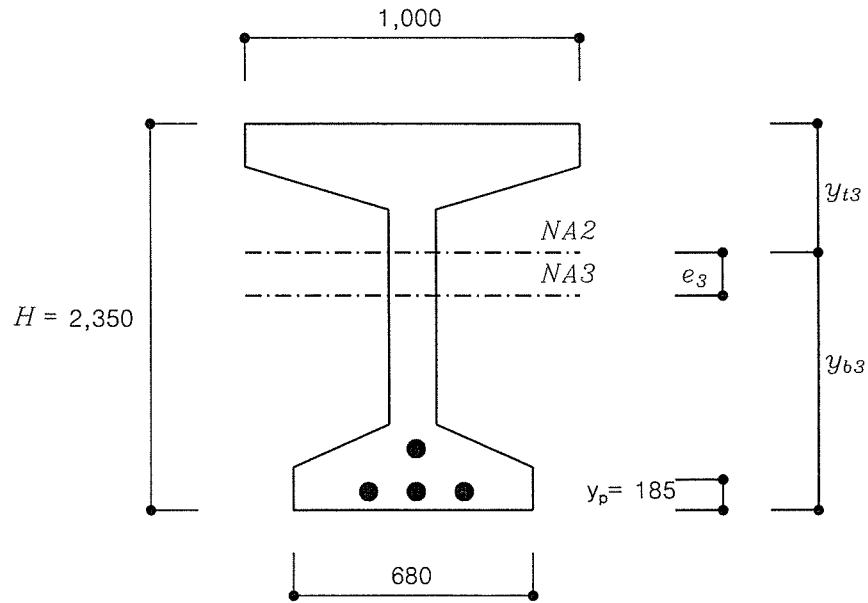
$$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,163.89 - 19.23 = -1,183.12 \text{ mm}$$

$$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$$

$$= 613,979,575,938 + -15,896,963,237 - 312,330,781$$

$$= 597,770,281,920 \text{ mm}^4$$

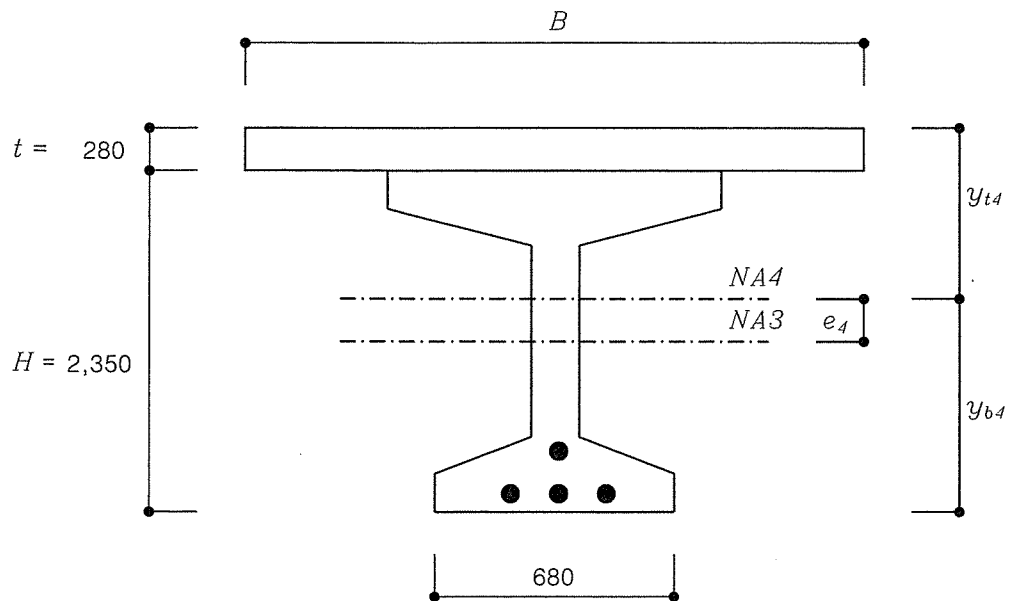
(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm ²)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm ³)	$A_3 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
순단면적	844,610	0.00	0	0	597,770,281,920
PS 강선	32,867	-998	-32,805,310	32,743,635,869	425,235
합 계	877,477		-32,805,310	32,743,635,869	597,770,707,155

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \sum (A_3 \times y) / \sum A_3 = -32,805,310 / 877,477 = -37.39 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,166.88 - (-37.39) = 1,204.27 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,183.12 - (-37.39) = -1,145.73 \text{ mm} \\
 I_{NA3} &= \sum I_o + \sum (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 597,770,707,155 + 32,743,635,869 - 1,226,723,603 \\
 &= 629,287,619,421 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2~G5)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 200 + 12 \times 280 = 3,560 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,910 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,910 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_f (mm ²)	y (mm)	$A_f \times y$ (mm ³)	$A_f \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	492,016	1,344.27	661,402,348	889,103,334,776	3,214,504,533
합 계	1,369,493		661,402,348	889,103,334,776	632,502,123,954

$$\begin{aligned}
 n_s &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_s &= \Sigma (A_f \times y) / \Sigma A_f = 661,402,348 / 1,369,493 = 482.95 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_s = 1484.27 - 482.95 = 1,001.32 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_s = -1145.73 - 482.95 = -1,628.68 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_f \times y^2) - A_s \times e_s^2 \\
 &= 632,502,123,954 + 889,103,334,776 - 319,421,532,713 \\
 &= 1,202,183,926,017 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 내측거더(G2~G5)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 200 + 12 \times 280 = 3,560 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,910 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,910 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	492,016	1,344.27	661,402,348	889,103,334,776	3,214,504,533
합 계	1,369,493		661,402,348	889,103,334,776	632,502,123,954

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 661,402,348 / 1,369,493 = 482.95 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1484.27 - 482.95 = 1,001.32 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1145.73 - 482.95 = -1,628.68 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 632,502,123,954 + 889,103,334,776 - 319,421,532,713 \\
 &= 1,202,183,926,017 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G1,G6)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,550 + 6 \times 280 = 4,910 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,550 + 1,710 / 2 = 2,405 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,405 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	877,477	0.00	0	0	629,287,619,421
바닥판	619,528	1,344.27	832,812,905	1,119,525,403,213	4,047,582,933
합 계	1,497,005		832,812,905	1,119,525,403,213	633,335,202,354

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 832,812,905 / 1,497,005 = 556.32 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1484.27 - 556.32 = 927.95 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1145.73 - 556.32 = -1,702.05 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 633,335,202,354 + 1,119,525,403,213 - 463,311,016,182 \\
 &= 1,289,549,589,385 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(6) 단면 제원 집계표

① 중앙 거더(G3,G4)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	844,610	877,477	1,369,493
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,001.32
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	721.32
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,628.68
단면2차모멘트	(mm ⁴)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,202,183,926,017
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,200,599,135
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,666,644,383
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-738,133,904

② 내측거더(G2,G5)

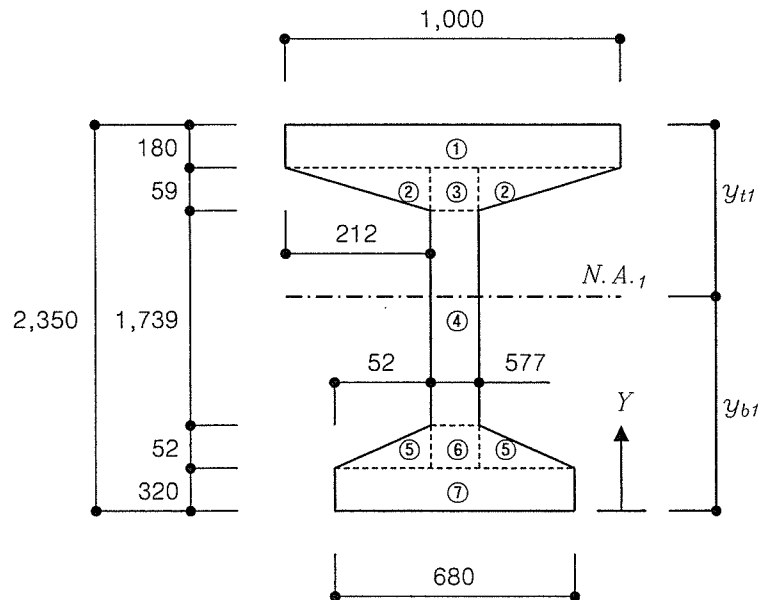
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	844,610	877,477	1,369,493
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,001.32
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	721.32
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,628.68
단면2차모멘트	(mm ⁴)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,202,183,926,017
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,200,599,135
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,666,644,383
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-738,133,904

③ 외측거더(G1,G6)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	844,610	877,477	1,497,005
바닥판 상연	(mm)	-	-	927.95
거더 상연	(mm)	1,166.88	1,204.27	647.95
거더 하연	(mm)	-1,183.12	-1,145.73	-1,702.05
단면2차모멘트	(mm ⁴)	597,770,281,920	629,287,619,421	1,289,549,589,385
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,389,675,725
	$S_{t,gir}$	512,280,853	522,546,953	1,990,199,227
	$S_{b,gir}$	-505,249,072	-549,246,000	-757,644,951

4.1.2 H 지점 단면 (지점에서 2.350 m)

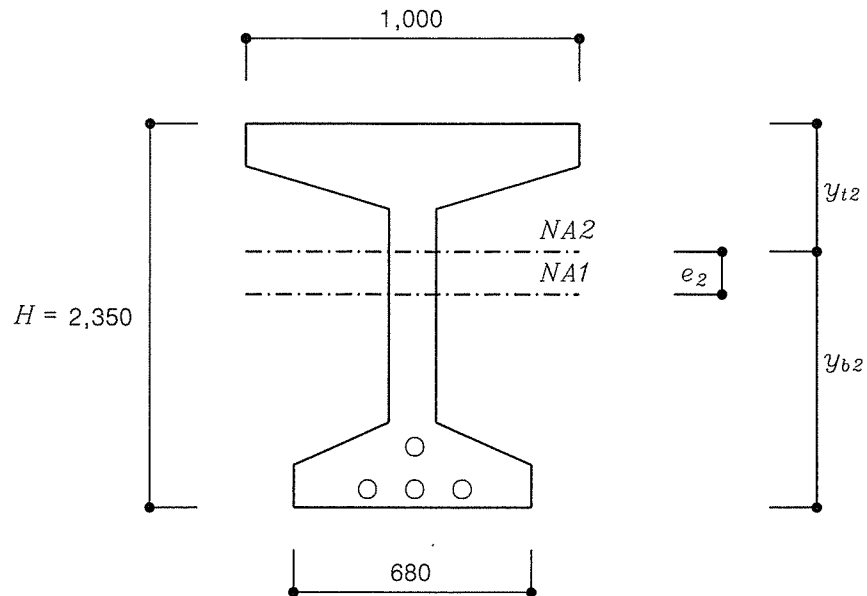
(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	423	59	12,479	2,150	26,829,850	57,684,177,500	2,413,203
3	577	59	34,043	2,141	72,886,063	156,049,060,883	9,875,307
4	577	1,739	1,003,403	1,242	1,246,226,526	1,547,813,345,292	252,867,673,647
5	103	52	2,678	337	902,486	304,137,782	402,295
6	577	52	30,004	346	10,381,384	3,591,958,864	6,760,901
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			1,480,207		1,798,842,309	2,690,381,240,321	255,229,978,686

$$\begin{aligned}
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,215.26 = 1,134.74 \text{ mm} \\
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 1,798,842,309 / 1,480,207 = -1,215.26 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 2,945,611,219,007 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 2,945,611,219,007 - 1,480,207 \times -1,215.26^2 \\
 &= 759,557,345,587 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm ²)	개수	총단면적 (mm ²)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm ²)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	10	987	65	3,318	137	
2	12.7	98.7	10	987	65	3,318	297	
3	12.7	98.7	10	987	65	3,318	526	
4	12.7	98.7	10	987	65	3,318	815	
5	12.7	98.7	10	987	65	3,318	1070	

$$\text{강선 중심 거리 (하연부터)} = 2845 / 5 = 569.00 \text{ mm}$$

구 분	A_2 (mm ²)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm ³)	$A_2 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
전체단면적	1,480,207	0.00	0	0	759,557,345,587
쉬스관	-16,590	-646.26	10,721,453	-6,928,846,474	-4,381,203
합 계	1,463,617		10,721,453	-6,928,846,474	759,552,964,384

$$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 10,721,453 / 1,463,617 = 7.33 \text{ mm}$$

(+ : ↑, - : ↓)

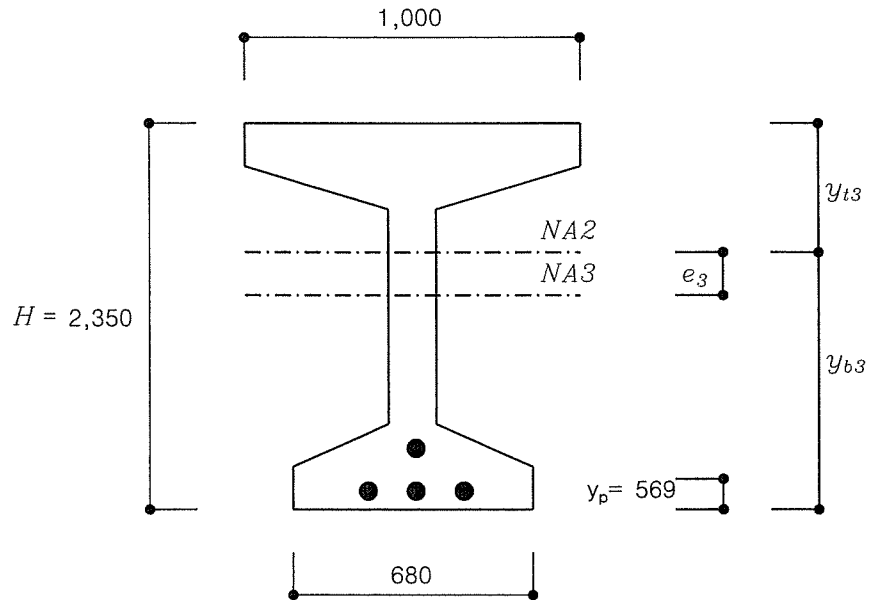
$$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,134.74 - 7.33 = 1,127.41 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,215.26 - 7.33 = -1,222.59 \text{ mm}$$

$$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$$

$$= 759,552,964,384 + -6,928,846,474 - 78,638,531 = 752,545,479,379 \text{ mm}^4$$

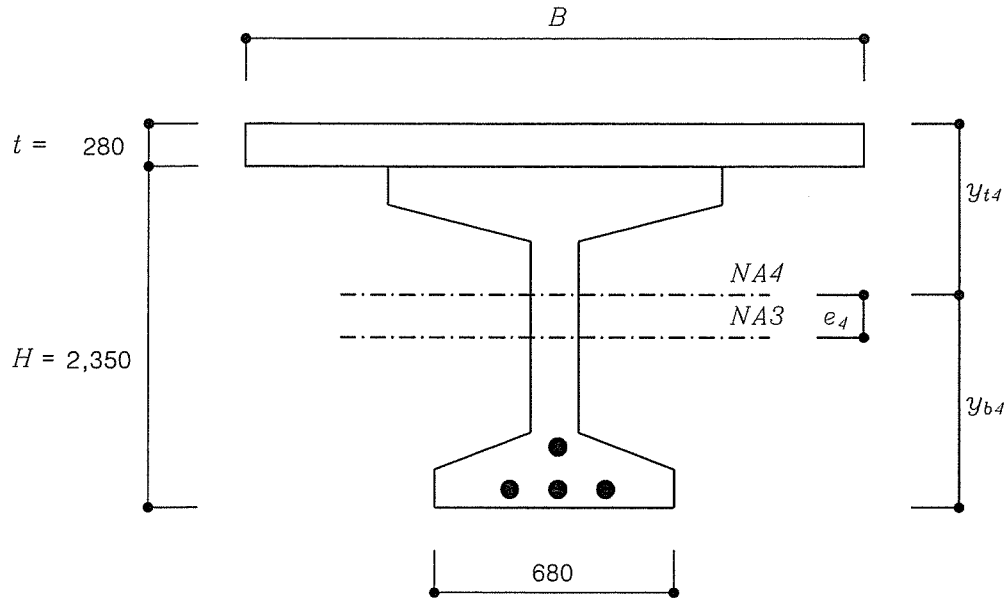
(3) PS강재 환산단면



구 분	A_3 (mm ²)	y (mm)	$A_3 \times y$ (mm ³)	$A_3 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
순단면적	1,463,617	0.00	0	0	752,545,479,379
PS 강선	32,867	-653.59	-21,481,608	14,040,164,100	425,235
합 계	1,496,484		-21,481,608	14,040,164,100	752,545,904,614

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3 = -21,481,608 / 1,496,484 = -14.35 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,127.41 - (-14.35) = 1,141.76 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,222.59 - (-14.35) = -1,208.24 \text{ mm} \\
 I_{NA3} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 752,545,904,614 + 14,040,164,100 - 308,159,747 \\
 &= 766,277,908,967 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(4) 바닥판 합성 단면



① 중앙 거더(G3,G4)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 1/4} &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 577 + 12 \times 280 = 3,937 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,910 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,910 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	492,016	1,281.76	630,646,428	808,337,365,758	3,214,504,533
합 계	1,988,500		630,646,428	808,337,365,758	769,492,413,500

$$\begin{aligned}
 n_d &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 630,646,428 / 1,988,500 = 317.15 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1484.27 - 317.15 = 1,167.12 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_d = -1145.73 - 317.15 = -1,462.88 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 769,492,413,500 + 808,337,365,758 - 200,011,537,650 \\
 &= 1,377,818,241,608 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 내측거더(G2,G5)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 577 + 12 \times 280 = 3,937 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,910 \\
 \therefore B &= 1,910 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	492,016	1,281.76	630,646,428	808,337,365,758	3,214,504,533
합 계	1,988,500		630,646,428	808,337,365,758	769,492,413,500

$$\begin{aligned}
 e_d &= \sum (A_d \times y) / \sum A_d = 630,646,428 / 1,988,500 = 317.15 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1484.27 - 317.15 = 1,167.12 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1145.73 - 317.15 = -1,462.88 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \sum I_o + \sum (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 769,492,413,500 + 808,337,365,758 - 200,011,537,650 \\
 &= 1,377,818,241,608 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G3,G4)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,550 + 6 \times 280 = 4,910 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,550 + 1,710 / 2 = 2,405 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,405 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,496,484	0.00	0	0	766,277,908,967
바닥판	619,528	1,281.76	794,086,209	1,017,827,939,607	4,047,582,933
합 계	2,116,012		794,086,209	1,017,827,939,607	770,325,491,900

$$\begin{aligned}
 e_d &= \sum (A_d \times y) / \sum A_d = 794,086,209 / 2,116,012 = 375.27 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1484.27 - 375.27 = 1,109.00 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1145.73 - 375.27 = -1,521.00 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \sum I_o + \sum (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 770,325,491,900 + 1,017,827,939,607 - 297,992,848,270 \\
 &= 1,490,160,583,237 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(6) 단면 제원 집계표

① 중앙 거더(G3,G4)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	1,463,617	1,496,484	1,988,500
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,167.12
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	887.12
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,462.88
단면2차모멘트	(mm ⁴)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,377,818,241,608
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,180,528,345
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,553,136,263
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-941,853,222

② 내측거더(G2,G5)

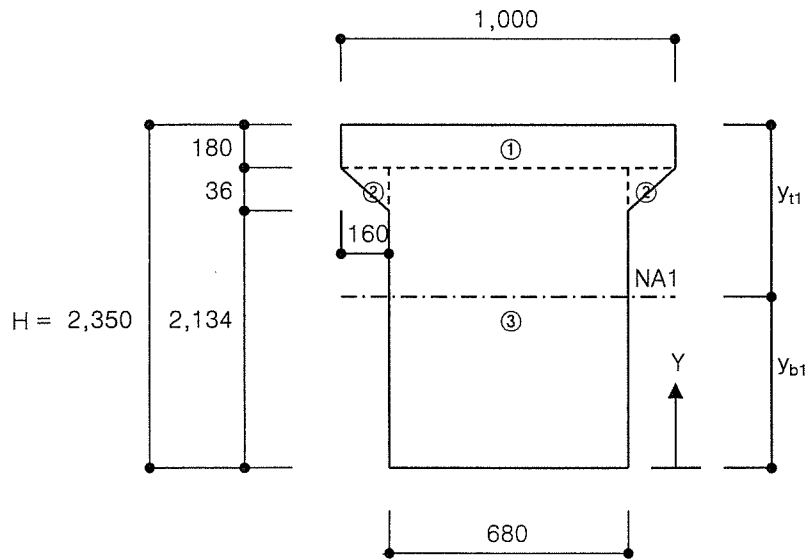
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	1,463,617	1,496,484	1,988,500
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,167.12
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	887.12
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,462.88
단면2차모멘트	(mm ⁴)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,377,818,241,608
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,180,528,345
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,553,136,263
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-941,853,222

③ 외측거더(G1,G6)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	1,463,617	1,496,484	2,116,012
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,109.00
거더 상연	(mm)	1,127.41	1,141.76	829.00
거더 하연	(mm)	-1,222.59	-1,208.24	-1,521.00
단면2차모멘트	(mm ⁴)	752,545,479,379	766,277,908,967	1,490,160,583,237
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,343,697,550
	$S_{t,gir}$	530,215,522	551,155,777	1,797,539,907
	$S_{b,gir}$	-488,937,650	-520,829,984	-979,724,249

4.1.3 단부 지점부 단면

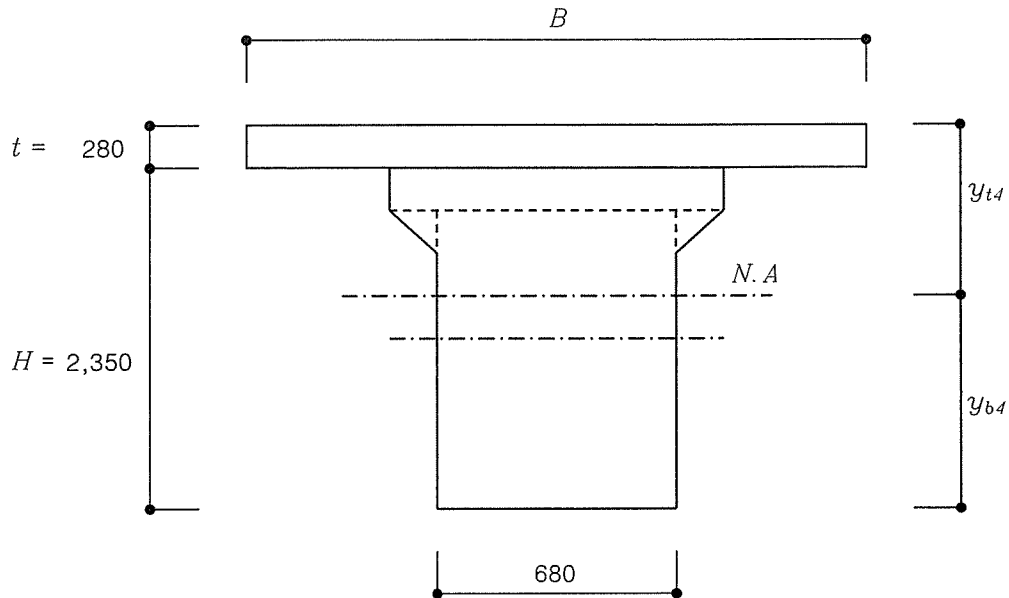
(1) 전 단면적



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	320	36	5,760	2,158	12,430,080	26,824,112,640	414,720
3	680	2,170	1,475,600	1,085	1,601,026,000	1,737,113,210,000	579,037,736,667
계			1,661,360		2,020,256,080	2,683,305,322,640	579,524,151,387

$$\begin{aligned}
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 2,020,256,080 / 1,661,360 = -1,216.0 \text{ mm} \\
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,216.0 = 1,134.0 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 3,262,829,474,027 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 3,262,829,474,027 - 1,661,360 \times -1,216.0^2 \\
 &= 806,249,541,867 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 바닥판 합성 단면



① 중앙 거더(G3,G4)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 거더 경간의 1/4	=	24,900	/	4	=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12 h_f$	=	680	+	12 \times 280	=	4,040	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,910			=	1,910	mm
					=	1,910	mm

구 분	A_f (mm ²)	y (mm)	$A_f \times y$ (mm ³)	$A_f \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	492,016	1,274.0	626,828,384	798,579,361,216	3,214,504,533
합 계	2,153,376		626,828,384	798,579,361,216	809,464,046,400

$$\begin{aligned}
 n_f &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_f &= \Sigma (A_f \times y) / \Sigma A_f = 626,828,384 / 2,153,376 = 291.09 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_f = 1414.00 - 291.09 = 1122.91 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_f = -1216.00 + 291.09 = -924.91 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_f \times y^2) - A_f \times e_f^2 \\
 &= 809,464,046,400 + 798,579,361,216 - 182,462,844,333 \\
 &= 1,425,580,563,283 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 내측거더(G2,G5)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 거더 경간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 680 + 12 \times 280 = 4,040 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,910 \\
 &= 1,910 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	492,016	1,274.0	626,828,384	798,579,361,216	3,214,504,533
합 계	2,153,376		626,828,384	798,579,361,216	809,464,046,400

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 626,828,384 / 2,153,376 = 291.09 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1414.00 - 291.09 = 1122.91 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1216.00 + 291.09 = -924.91 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 809,464,046,400 + 798,579,361,216 - 182,462,844,333 \\
 &= 1,425,580,563,283 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G1,G6)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,550 + 24,900 / 12 = 3,625 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,550 + 6 \times 280 = 4,910 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,550 + 1,710 / 2 = 2,405 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,405 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	619,528	1,274.0	789,278,672	1,005,541,028,128	4,047,582,933
합 계	2,280,888		789,278,672	1,005,541,028,128	810,297,124,800

$$\begin{aligned}
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 789,278,672 / 2,280,888 = 346.04 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{td} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1414.00 - 346.04 = 1067.96 \text{ mm} \\
 y_{bd} &= y_{b3} + e_d = -1216.00 + 346.04 = -869.96 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 810,297,124,800 + 1,005,541,028,128 - 273,121,926,437 \\
 &= 1,542,716,226,491 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	중 앙 거 더(G3,G4)		내 측 거 더(G2,G5)	
		전단면(A_f)	합성단면(A_d)	전단면(A_f)	합성단면(A_d)
단면적	(mm ²)	1,661,360	2,153,376	1,661,360	2,153,376
바닥판 상연	(mm)	-	1,122.91	-	1,122.91
거더 상연	(mm)	1,134.00	842.91	1,134.00	842.91
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-924.91	-1,216.00	-924.91
단면2차모멘트	(mm ⁴)	806,249,541,867	1,425,580,563,283	806,249,541,867	1,425,580,563,283
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	1,269,541,248	-	1,269,541,248
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,691,260,708	710,978,432	1,691,260,708
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,541,318,143	-663,034,163	-1,541,318,143

구 분	단위	외 측 거 더(G1,G6)	
		전단면(A_f)	합성단면(A_d)
단면적	(mm ²)	1,661,360	2,280,888
바닥판 상연	(mm)	-	1,067.96
거더 상연	(mm)	1,134.00	787.96
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-869.96
단면2차모멘트	(mm ⁴)	806,249,541,867	1,542,716,226,491
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	1,444,544,952
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,957,861,093
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,773,318,574

4.2 하 중 산 정

4.2.1 고정하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d₀) → (주거더 당)

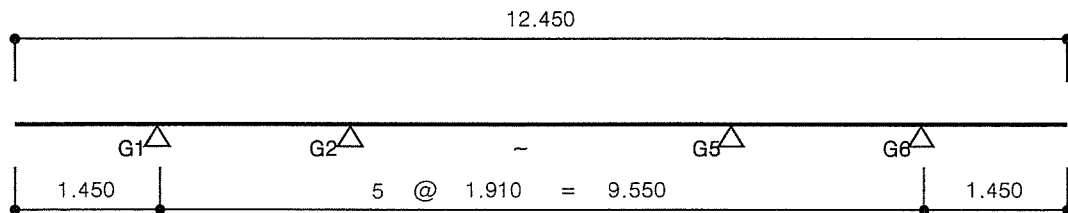
① 중앙부 단면

$$w_{c1} = \text{단면적} \times \text{단위중량} = 0.861 \times 24.50 = 21.095 \text{ kN/m}$$

② 지점 단면

$$w_{c2} = \text{단면적} \times \text{단위중량} = 1.661 \times 24.50 = 40.695 \text{ kN/m}$$

(2) 합성전 고정하중 (d₁) → (주거더 당)



① 외측거더(G1,G6)

$$\begin{aligned} \text{- 바닥판 } w_{slab,o} &= \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.280 \times 2.405 \times 24.50 = 16.498 \text{ kN/m} \\ \text{- 배수구배 콘크리트 } w_{slab,o} &= \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.014 \times 1.405 \times 24.50 = 0.484 \text{ kN/m} \\ \text{- 가로보 } P_{slab,o} &= \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.300 \times 2.030 \times 0.615 \times 24.50 = 9.176 \text{ kN} \end{aligned}$$

② 내측거더(G2,G5)

$$\begin{aligned} \text{- 바닥판 } w_{slab,o} &= \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.280 \times 1.910 \times 24.50 = 13.103 \text{ kN/m} \\ \text{- 배수구배 콘크리트 } w_{slab,o} &= \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.019 \times 1.910 \times 24.50 = 0.894 \text{ kN/m} \\ \text{- 가로보 } P_{slab,o} &= \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.300 \times 2.030 \times 1.230 \times 24.50 = 18.352 \text{ kN} \end{aligned}$$

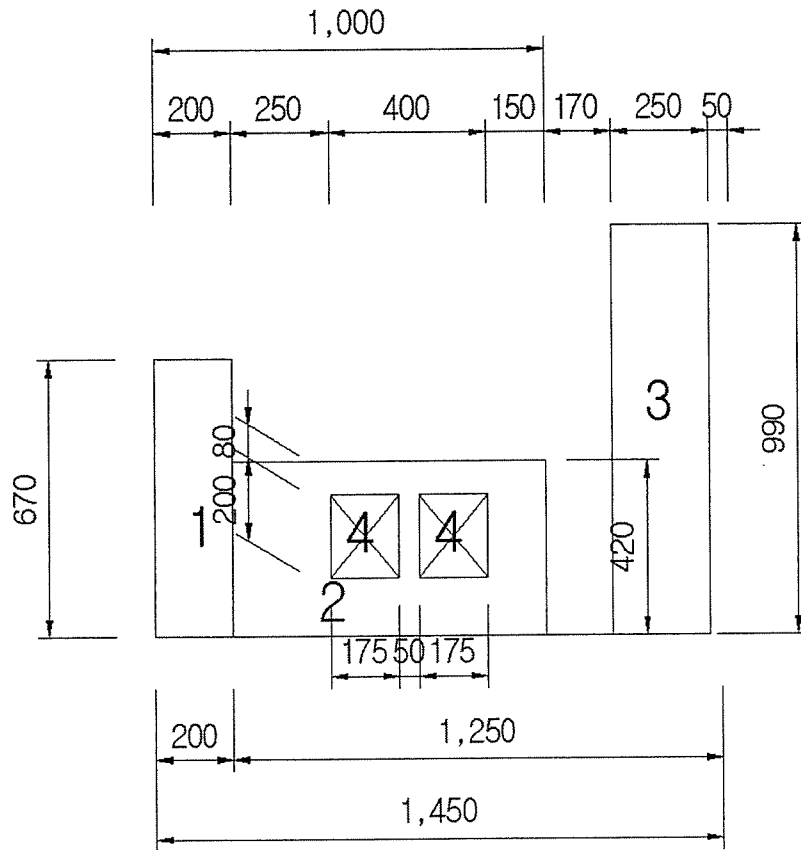
③ 중앙거더(G3,G4)

$$\begin{aligned} \text{- 바닥판 } w_{slab,i} &= \text{슬래브 두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.280 \times 1.910 \times 24.50 = 13.103 \text{ kN/m} \\ \text{- 배수구배 콘크리트 } w_{slab,o} &= \text{평균두께} \times \text{유효폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.019 \times 1.910 \times 24.50 = 0.894 \text{ kN/m} \\ \text{- 가로보 } P_{slab,i} &= \text{가로보 두께} \times \text{높이} \times \text{가로보폭} \times \text{단위중량} \\ &= 0.300 \times 2.030 \times 1.230 \times 24.50 = 18.352 \text{ kN} \end{aligned}$$

(3) 합성후 고정하중 (d_2)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 종방향부재에 재하)

- 방호벽



			(면적)	(팔길이:좌측기준)	
①	0.200	×	0.670	=	0.134
②	0.800	×	0.420	=	0.336
③	0.250	×	0.990	=	0.248
④	-0.350	×	0.200	=	-0.070
계			0.648		0.738
하중(P1)	=	0.648	×	24.500	= 15.864 kN/m
M1	=	15.864	×	0.712	= 11.295 kN.m

- 난간

$$= 1.000 \text{ kN/m}$$

좌측 난간 재하위치 : G1거더에서 1.350 m 이격

우측 난간 재하위치 : G6 거더에서 1.350 m 이격

② 도상하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)

$$\begin{aligned} & (\text{도상 깊이}) \times \text{단위중량} \\ & = (0.200 + 0.354) \times 24.5 \\ & = 13.573 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

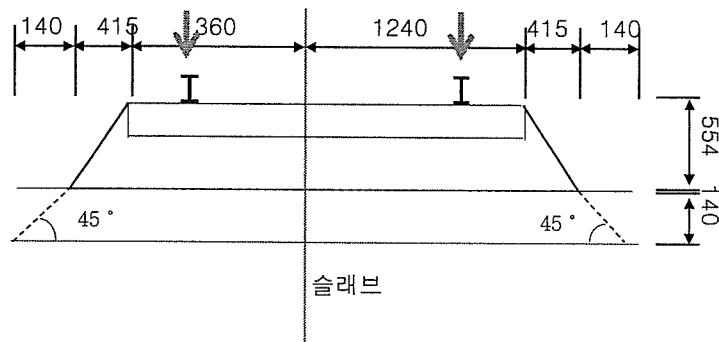
재하범위 : G1거더에서 외측으로 0.450 m 부터

G6 거더에서 외측으로 0.450 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.475 m) = 20.02 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 27.146 kN/m

③ 레일하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)



하중 분포폭

$$\begin{aligned} & \text{침목길이} + 1.5 \times \text{도상 깊이} + \text{바닥판 두께} \\ & = 2.800 + 1.5 \times 0.554 + 0.280 \\ & = 3.911 \text{ m} \end{aligned}$$

레일 침목 하중

$$\begin{aligned} & = 6.000 / 3.911 \\ & = 1.534 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

재하범위 : G2,G5거더 외측으로 1.915 m 부터

G2,G5거더 내측으로 1.795 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.475 m) = 2.263 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 3.068 kN/m

④ 케이블 (격자모델 종방향부재에 재하)

$$= 2.000 \text{ kN/m}$$

재하위치 : G1거더에서 외측으로 0.800 m 이격

G6 거더에서 외측으로 0.800 m 이격

4.2.2 활하중 (격자모델 종방향부재에 재하)

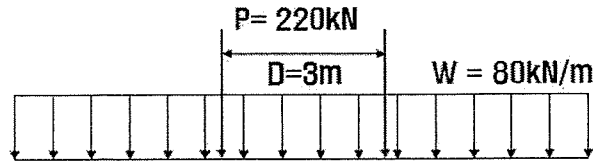
(1) 보도적재하중

$$w_w = 2.000 \times 0.800 = 1.600 \text{ kN/m}$$

재하위치 : 외측거더에서 0.800 m 이격

(2) 표준활하중

KL2012하중



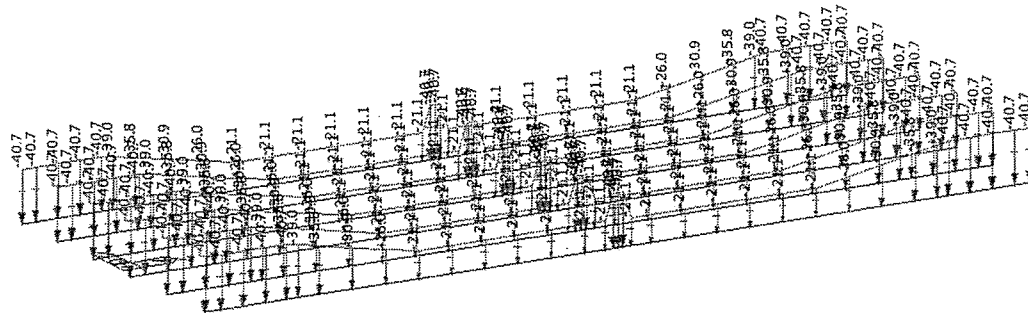
(3) 충격하중

$$\text{충격계수 } i (\%); = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.126 = 112.645 \%$$

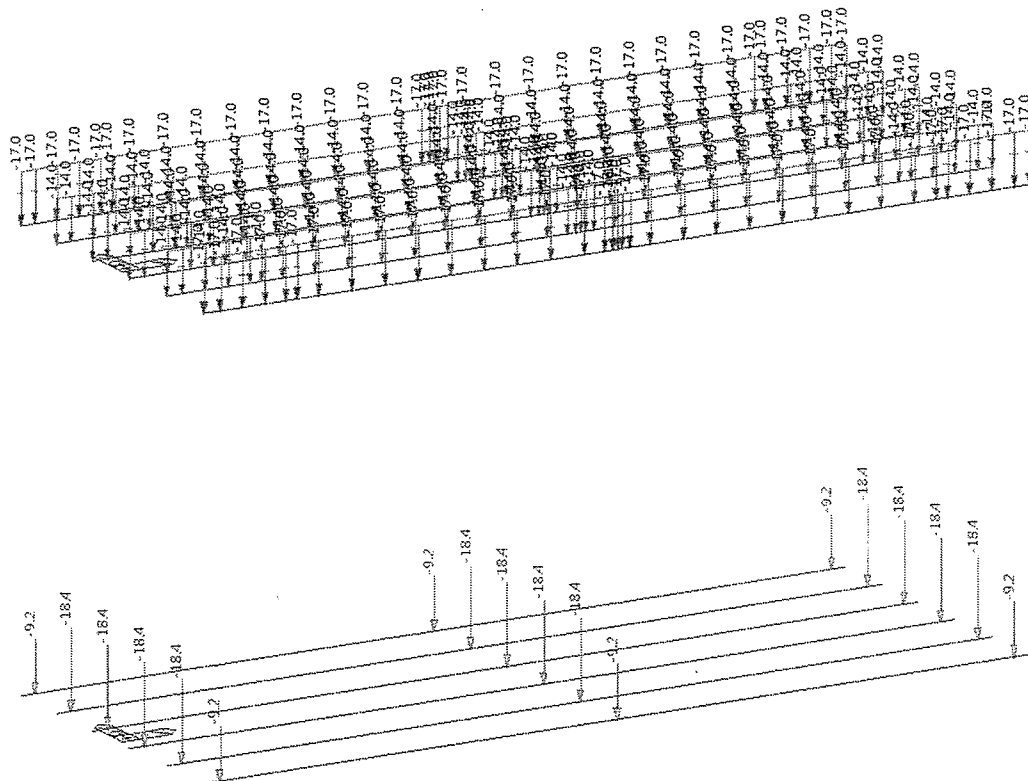
4.3 구조해석

4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중

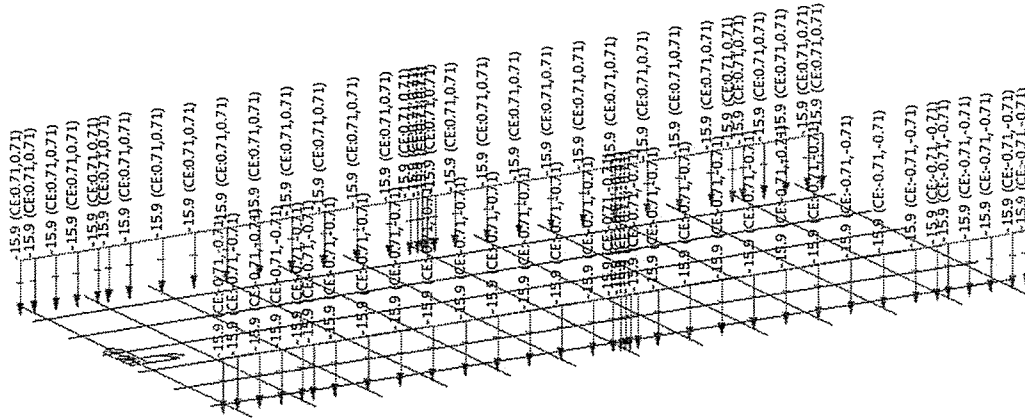


(2) 합성전 고정하중

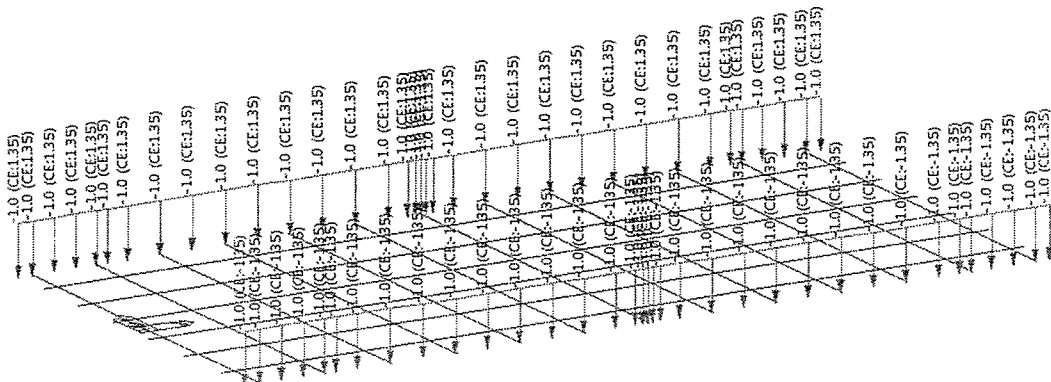


(3) 합성후 고정하중

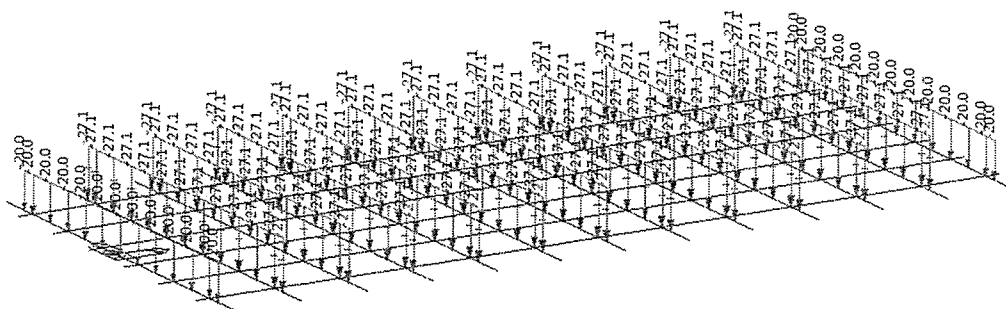
- 방한벽



- 난간

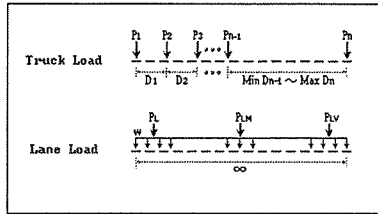


- 도상

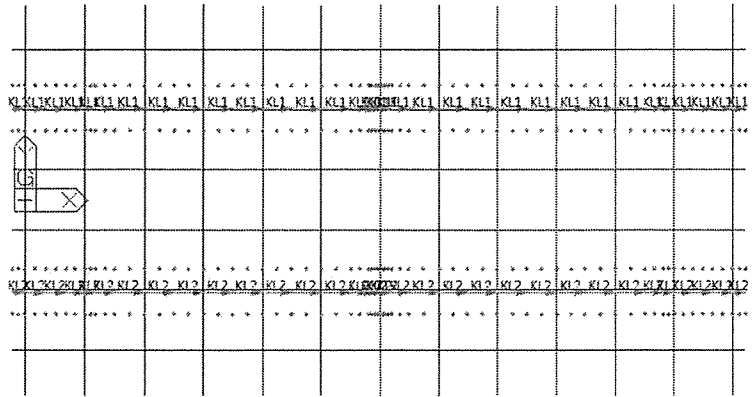


- KL2012

Vehicular Load Name : KL2012



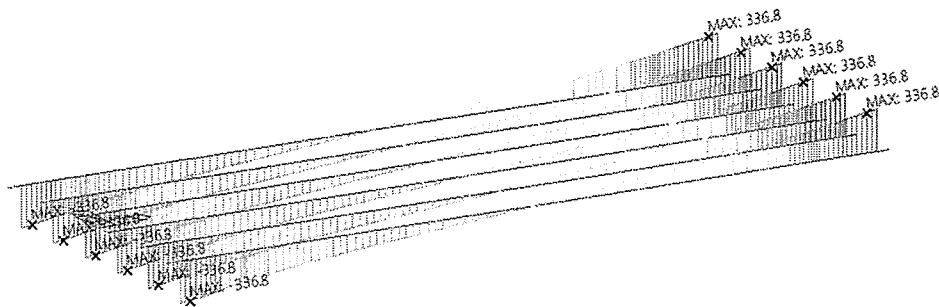
Truck Load			Lane Load		
P#	D#		w	PL	PLV
No	Load(kN)	Spacing(m)			
1	220	220		0	0
2	220	220		0	0



4.3.2 단면력도

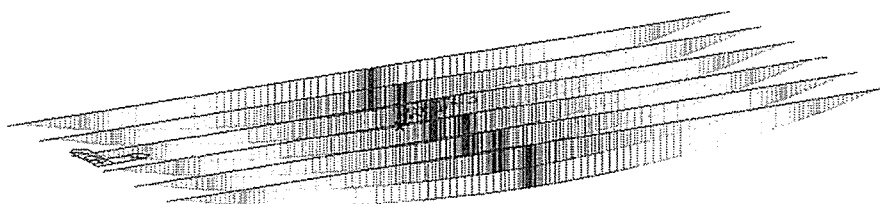
(1) 빔 자중

- 전단력도



MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-2	
	336.832
	275.590
	214.347
	153.105
	91.863
	30.621
	0.000
	-91.863
	-153.105
	-214.347
	-275.590
	-336.832
ST: 빔자중	
MAX : 233	
MIN : 262	
FILE: PSC BEAM_2~	
UNIT: MN	
DATE: 03/30/2015	
VIEW-DIRECTION	
Direction	
0: 0.250	

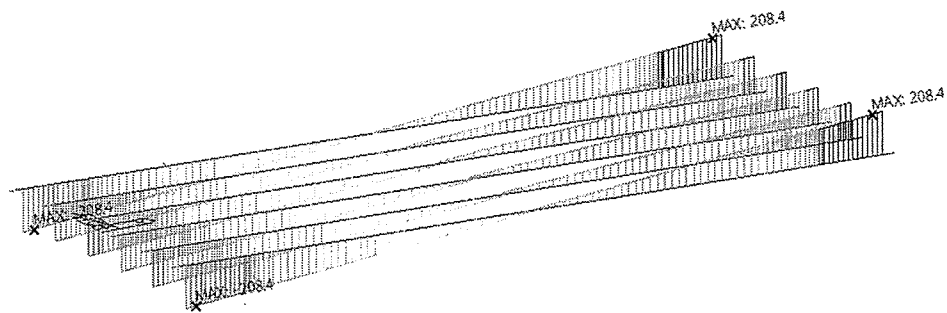
- 모멘트도



MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	1747.325
	1538.103
	1428.861
	1269.658
	1110.436
	951.214
	791.991
	632.769
	473.547
	314.324
	0.000
	-4.120
ST: 빔자중	
MAX : 217	
MIN : 133	
FILE: PSC BEAM_2~	
UNIT: MN-m	
DATE: 03/30/2015	

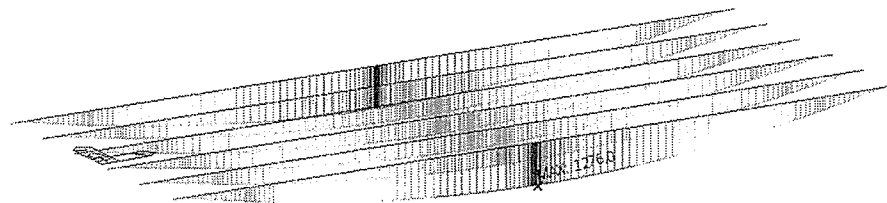
(2) 합성전 고정하중

- 전단력도



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-2	
	208.372
	170.486
	132.690
	94.715
	56.829
	0.000
	-18.945
	-56.829
	-94.715
	-132.690
	-170.486
	-208.372
ST: 합성전사하중	
MAX :	633
MIN :	602
FILE:	PSC BEAM_2-
UNIT:	kN
DATE:	03/30/2015
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.000
Y:	0.000
Z:	0.250

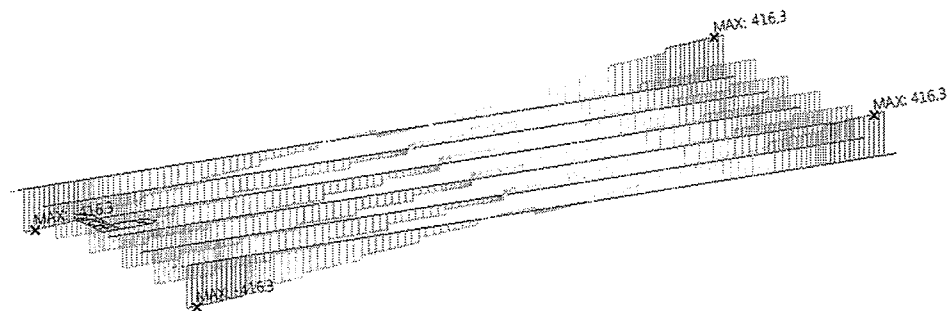
- 모멘트도



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-Y	
	1276.041
	1169.851
	1043.721
	927.561
	811.401
	695.241
	579.081
	462.921
	346.761
	230.601
	0.000
	-1.719
ST: 합성전사하중	
MAX :	618
MIN :	133
FILE:	PSC BEAM_2-
UNIT:	kN-m
DATE:	03/30/2015
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.000
Y:	0.000
Z:	0.250

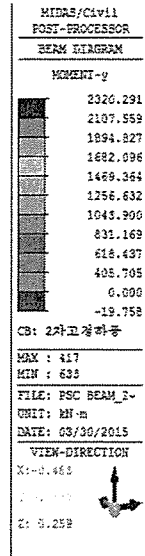
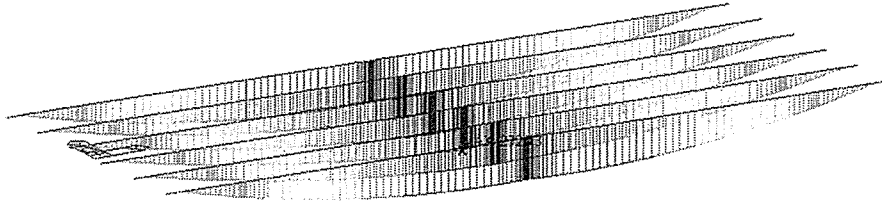
(3) 합성후 고정하중

- 전단력도



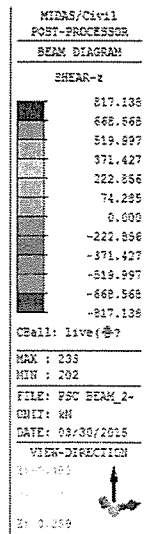
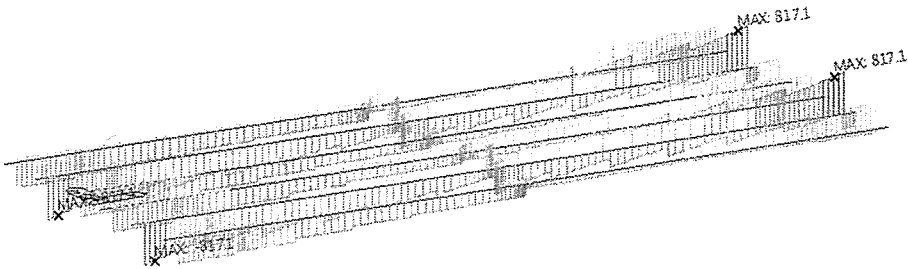
MIDAS/Civil POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-2	
	416.277
	340.590
	264.903
	189.217
	113.530
	37.843
	0.000
	-113.530
	-189.217
	-264.903
	-340.590
	-416.277
CB: 2차고정하중	
MAX :	633
MIN :	602
FILE:	PSC BEAM_2-
UNIT:	kN
DATE:	03/30/2015

- 모멘트도

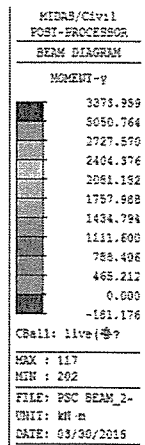
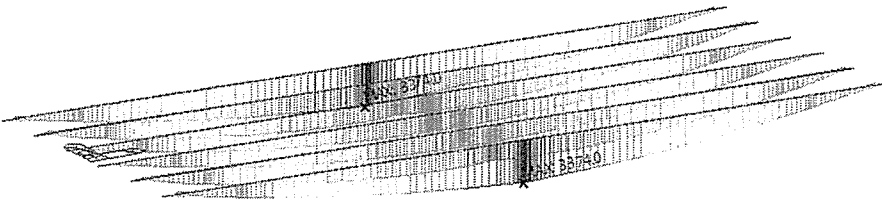


(4) 합성후 활하중

- 전단력도



- 모멘트도



4.4 단면력 집계

4.4.1 단면력 집계

(1) 합성전 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		빔 자중	슬래브하중	계	빔 자중	슬래브하중	계
0.450	G1,G6	-336.83	-208.37	-545.20	-4.12	-1.72	-5.84
	G2,G5	-336.83	-177.14	-513.97	-4.12	-1.42	-5.54
	G3,G4	-336.83	-177.14	-513.97	-4.12	-1.42	-5.54
2.800	G1,G6	-241.50	-168.46	-409.96	675.10	441.06	1,116.16
	G2,G5	-241.50	-144.25	-385.75	675.10	376.21	1,051.31
	G3,G4	-241.50	-144.25	-385.75	675.10	376.21	1,051.31
6.450	G1,G6	-131.86	-106.48	-238.34	1,336.63	942.84	2,279.47
	G2,G5	-131.86	-93.16	-225.02	1,336.63	809.48	2,146.11
	G3,G4	-131.86	-93.16	-225.02	1,336.63	809.48	2,146.11
12.450	G1,G6	0.00	4.59	4.59	1,747.33	1,276.04	3,023.37
	G2,G5	0.00	9.18	9.18	1,747.33	1,116.48	2,863.81
	G3,G4	0.00	9.18	9.18	1,747.33	1,116.48	2,863.81

(2) 합성후 단면력

거 리	구 분	전 단 력 (kN)			모 멘 트 (kN-m)		
		2차고정	활하중	계	2차고정	활하중	계
0.450	G1,G6	-416.280	-501.210	-917.490	-19.760	185.870	166.110
	G2,G5	-330.110	-821.48	-1,151.590	10.690	36.920	47.610
	G3,G4	-322.690	-464.040	-786.730	7.150	37.220	44.370
2.800	G1,G6	-325.390	-441.900	-767.290	883.060	1,086.850	1,969.910
	G2,G5	-276.640	-628.760	-905.400	772.080	1,252.260	2,024.340
	G3,G4	-269.490	-396.560	-666.050	749.570	1,077.840	1,827.410
6.450	G1,G6	-170.610	-298.070	-468.680	1,853.810	2,362.440	4,216.250
	G2,G5	-158.350	-547.810	-706.160	1,667.620	2,387.510	4,055.130
	G3,G4	-167.260	-257.440	-424.700	1,632.240	2,304.940	3,937.180
12.450	G1,G6	-34.330	229.490	195.160	2,271.600	3,399.580	5,671.180
	G2,G5	48.900	-499.600	-450.700	2,280.310	2,846.410	5,126.720
	G3,G4	62.050	196.590	258.640	2,320.290	3,065.080	5,385.370

4.4.2 반력 집계

(1) 받침 및 하부구조의 구조검토용 (충격하중 포함)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.144	225.190	455.054	1,035.389	502.020	1,537.408
	A2	355.144	225.190	455.054	1,035.389	502.020	1,537.408
G2	A1	355.144	201.791	372.666	929.601	891.348	1,820.949
	A2	355.144	201.791	372.666	929.601	891.348	1,820.948
G3	A1	355.144	201.791	362.828	919.763	464.043	1,383.806
	A2	355.144	201.791	362.828	919.763	464.043	1,383.806
G4	A1	355.144	201.791	362.828	919.763	464.043	1,383.806
	A2	355.144	201.791	362.828	919.763	464.043	1,383.806
G5	A1	355.144	201.791	372.666	929.601	891.348	1,820.949
	A2	355.144	201.791	372.666	929.601	891.348	1,820.948
G6	A1	355.144	225.190	455.054	1,035.389	502.020	1,537.408
	A2	355.144	225.190	455.054	1,035.389	502.020	1,537.408

(2) 하부구조의 안정검토용 (충격하중 제외)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.144	225.190	455.054	1,035.389	445.843	1,481.232
	A2	355.144	225.190	455.054	1,035.389	445.843	1,481.232
G2	A1	355.144	201.791	372.666	929.601	791.605	1,721.206
	A2	355.144	201.791	372.666	929.601	791.605	1,721.206
G3	A1	355.144	201.791	362.828	919.763	412.116	1,331.880
	A2	355.144	201.791	362.828	919.763	412.116	1,331.880
G4	A1	355.144	201.791	362.828	919.763	412.116	1,331.880
	A2	355.144	201.791	362.828	919.763	412.116	1,331.880
G5	A1	355.144	201.791	372.666	929.601	791.605	1,721.206
	A2	355.144	201.791	372.666	929.601	791.605	1,721.206
G6	A1	355.144	225.190	455.054	1,035.389	445.843	1,481.232
	A2	355.144	225.190	455.054	1,035.389	445.843	1,481.232

(3) 횡분배계수

(단위 : kN)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	G6	계
활하중(복선)	0.133	0.242	0.126	0.126	0.242	0.133	1.0
활하중(단선)	0.274	0.465	0.176	0.084	0.035	-0.034	1.0
보도하중(복선)	0.334	0.097	0.071	0.071	0.097	0.334	1.0
보도하중(단선)	0.811	0.206	0.101	0.040	-0.013	-0.144	1.0

4.5 PS강재의 긴장력 손실량

4.5.1 프리스트레스의 즉시 손실

(1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량

① 탄성계수 $E_p = 200,000 \text{ MPa}$

② Jacking Stress $f_{pj} = 0.98 \times f_{pia} = 0.98 \times 1,440.00 = 1,411.20 \text{ MPa}$

③ 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

$$\Delta f_{pf} = f_{p0} (1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa L)})$$

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

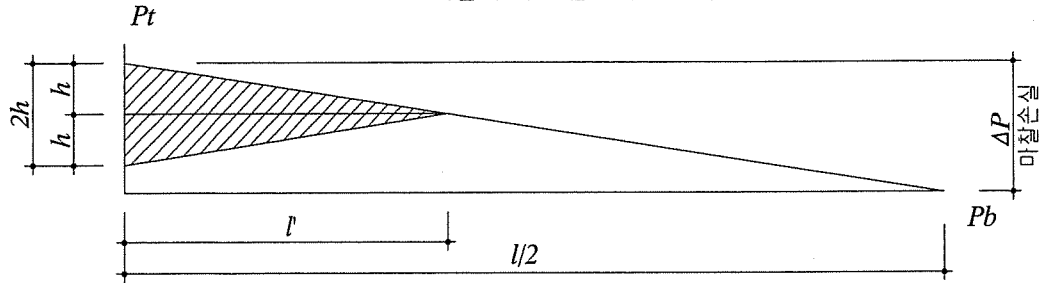
④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

강선번호	각변화 (α)		강선길이 L (m)	$\mu\alpha + \kappa L$	$1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa L)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	105.86
2	08° 09'	0.142	12.390	0.097	0.092	129.83	128.14
3	12° 13'	0.213	12.432	0.115	0.109	153.82	151.82
4	15° 05'	0.263	12.319	0.127	0.119	167.93	165.75
5	16° 05'	0.281	12.519	0.133	0.125	176.40	174.11

(2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 $\Delta l = 6 \text{ mm}$ 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정
마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta l}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad \text{----- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \quad \text{----- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{----- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P \quad h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \quad \text{----- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P} \quad (l')^2 = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta l \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta l}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (kN)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'	$l/2$ (m)	Δf_{sl}
1	1,411.20	1,392.85	107.25	1,286.99	11.759	< 12.359	0.0
2	1,411.20	1,392.85	129.83	1,264.71	10.701	< 12.390	0.0
3	1,411.20	1,392.85	153.82	1,241.03	9.848	< 12.432	0.0
4	1,411.20	1,392.85	167.93	1,227.10	9.382	< 12.319	0.0
5	1,411.20	1,392.85	176.40	1,218.74	9.228	< 12.519	0.0
계		5,571.40		5,019.83			

∴ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir}$$

여기서, E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는
긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c}$$

$$M_d = 1,747.33 \text{ kN-m}$$

$$f_{cir} = \frac{5,019,830}{844,610} + \frac{5,019,830 \times 960.73^2}{629,287,619,421} - \frac{1,747.33 \times 10^6 \times 960.73}{629,287,619,421}$$

$$= 10.64 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 10.64 = 37.91 \text{ MPa}$$

(4) 즉시 손실 합계

강선번호	Δf_{pf} (MPa)	Δf_{sl} (MPa)	Δf_{pel} (MPa)	즉시손실량 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)
1	107.25	0.00	37.91	145.16	1,266.04	1,249.58
2	129.83	0.00	37.91	167.74	1,243.46	1,227.30
3	153.82	0.00	37.91	191.73	1,219.47	1,203.62
4	167.93	0.00	37.91	205.84	1,205.36	1,189.69
5	176.40	0.00	37.91	214.31	1,196.89	1,181.33
계	558.83	0.00	151.64	710.47	4,934.33	4,870.19

4.5.2 프리스트레스의 시간적 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

$$\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds}$$

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

① 내측거더(G2)

$$M_{d1} = 1,116.48 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,280.31 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{1,116.48 \times 10^6 \times 960.73}{629,287,619,421} + \frac{2,280.31 \times 10^6 \times 1,443.68}{1,202,183,926,017} = 4.44 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 10.64 - 7 \times 4.44 = 96.60 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$M_{d1} = 1,276.04 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,271.60 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{1,276.04 \times 10^6 \times 960.73}{629,287,619,421} + \frac{2,271.60 \times 10^6 \times 1,443.68}{1,202,183,926,017} = 4.68 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 10.64 - 7 \times 4.68 = 94.92 \text{ MPa}$$

③ 중앙거더(G3)

$$M_{d1} = 1,116.48 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,320.29 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{1,116.48 \times 10^6 \times 960.73}{629,287,619,421} + \frac{2,320.29 \times 10^6 \times 1,517.05}{1,289,549,589,385} = 4.43 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 10.64 - 7 \times 4.43 = 96.67 \text{ MPa}$$

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

$$H_r \text{ (주위의 연간 평균 상대습도)} = 70 \%$$

$$\Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r)$$

$$= 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \text{ MPa}$$

(3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$$\Delta f_r = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

① 내측거더(G2)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 111.77 - 0.1 \times 30.33 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 96.60) \end{aligned} = 17.49 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 111.77 - 0.1 \times 30.33 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 94.92) \end{aligned} = 17.58 \text{ MPa}$$

③ 중앙거더(G3)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 111.77 - 0.1 \times 30.33 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 96.67) \end{aligned} = 17.49 \text{ MPa}$$

(4) 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분		Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	비 고
PS 강선	내측거더(G2)	96.60	36.40	17.49	150.49	
	외측거더(G1)	94.92	36.40	17.58	148.90	
	중앙거더(G3)	96.67	36.40	17.49	150.56	

4.5.3 PS강재의 유효응력

(1) 내측거더(G2)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	145.16	1,266.04	150.49	1,115.55	1,101.05
2	1,411.20	167.74	1,243.46	150.49	1,092.97	1,078.76
3	1,411.20	191.73	1,219.47	150.49	1,068.98	1,055.08
4	1,411.20	205.84	1,205.36	150.49	1,054.87	1,041.16
5	1,411.20	214.31	1,196.89	150.49	1,046.40	1,032.80
계	7,056.00	924.78	6,131.22	752.45	5,378.77	5,308.85

(2) 외측거더(G1)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	145.16	1,266.04	148.90	1,117.14	1,102.62
2	1,411.20	167.74	1,243.46	148.90	1,094.56	1,080.33
3	1,411.20	191.73	1,219.47	148.90	1,070.57	1,056.65
4	1,411.20	205.84	1,205.36	148.90	1,056.46	1,042.73
5	1,411.20	214.31	1,196.89	148.90	1,047.99	1,034.37
계	7,056.00	924.78	6,131.22	744.50	5,386.72	5,316.70

(3) 중앙거더(G3)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	145.16	1,266.04	150.56	1,115.48	1,100.98
2	1,411.20	167.74	1,243.46	150.56	1,092.90	1,078.69
3	1,411.20	191.73	1,219.47	150.56	1,068.91	1,055.01
4	1,411.20	205.84	1,205.36	150.56	1,054.80	1,041.09
5	1,411.20	214.31	1,196.89	150.56	1,046.33	1,032.73
계	7,056.00	924.78	6,131.22	752.80	5,378.42	5,308.50

4.6 거더 응력 검토

4.6.1 거더 자중에 의한 응력

$$\text{빔 자중에 의한 모멘트 } (M_{D1}) = 1,747.33 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{522,546,953} = 3.34 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{-549,246,000} = -3.18 \quad \text{MPa}$$

4.6.2 PS강선 긴장에 의한 응력

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

$$\text{초기 긴장력 } (P_i) = \sum (f_{pi} \times A_{ps}) = 4,870.19 = 4,870,190.00 \quad \text{N}$$

$$\begin{aligned} \text{초기 편심 모멘트 } (M_{pi}) &= P_i \times e_p = 4,870,190.00 \times -960.73 \\ &= -4,678,937,638.70 \quad \text{N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{4,870,190}{877,477} + \frac{-4,678,937,639}{522,546,953} \\ &= 5.55 + -8.95 = -3.40 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{4,870,190}{877,477} + \frac{-4,678,937,639}{-549,246,000} \\ &= 5.55 + 8.52 = 14.07 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

① 내측거더(G2)

$$\text{유효 긴장력 } (P_e) = \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 5,308.85 = 5,308,850.00 \quad \text{N}$$

$$\begin{aligned} \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 5,308,850.00 \times -960.73 \\ &= -5,100,371,460.50 \quad \text{N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,308,850}{877,477} + \frac{-5,100,371,461}{522,546,953} \\ &= 6.05 + -9.76 = -3.71 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,308,850}{877,477} + \frac{-5,100,371,461}{-549,246,000} \\ &= 6.05 + 9.29 = 15.34 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

$$\begin{aligned} \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 5,316.70 = 5,316,700.00 \text{ N} \\ \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 5,316,700.00 \times -960.73 \\ &= -5,107,913,191.00 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,316,700}{877,477} + \frac{-5,107,913,191}{522,546,953} \\ &= 6.06 + -9.78 = -3.72 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,316,700}{877,477} + \frac{-5,107,913,191}{-549,246,000} \\ &= 6.06 + 9.30 = 15.36 \text{ MPa} \end{aligned}$$

③ 중앙거더(G3)

$$\begin{aligned} \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 5,308.50 = 5,308,500.00 \text{ N} \\ \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 5,308,500.00 \times -960.73 \\ &= -5,100,035,205.00 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{5,308,500}{877,477} + \frac{-5,100,035,205}{522,546,953} \\ &= 6.05 + -9.76 = -3.71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{5,308,500}{877,477} + \frac{-5,100,035,205}{-549,246,000} \\ &= 6.05 + 9.29 = 15.34 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4.6.3 바닥판, 가로보 하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 1,116.48 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,116.48 \times 10^6}{522,546,953} = 2.14 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,116.48 \times 10^6}{-549,246,000} = -2.03 \quad \text{MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 1,276.04 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,276.04 \times 10^6}{522,546,953} = 2.44 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,276.04 \times 10^6}{-549,246,000} = -2.32 \quad \text{MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

$$\text{바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 } (M_{d1}) = 1,116.48 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,116.48 \times 10^6}{522,546,953} = 2.14 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,116.48 \times 10^6}{-549,246,000} = -2.03 \quad \text{MPa}$$

4.6.4 포장, 방호벽 등에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,280.31 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,280.31 \times 10^6 \times 0.92}{1,200,599,135} = 1.75 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,280.31 \times 10^6 \times 0.92}{1,666,644,383} = 1.26 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,280.31 \times 10^6}{1,666,644,383} = 1.37 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,280.31 \times 10^6}{-738,133,904} = -3.09 \quad \text{MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,271.60 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,271.60 \times 10^6 \times 0.92}{1,200,599,135} = 1.74 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,271.60 \times 10^6 \times 0.92}{1,666,644,383} = 1.25 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,271.60 \times 10^6}{1,666,644,383} = 1.36 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,271.60 \times 10^6}{-738,133,904} = -3.08 \quad \text{MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,320.29 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,320.29 \times 10^6 \times 0.92}{1,389,675,725} = 1.54 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,320.29 \times 10^6 \times 0.92}{1,990,199,227} = 1.07 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,320.29 \times 10^6}{1,990,199,227} = 1.17 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,320.29 \times 10^6}{-757,644,951} = -3.06 \quad \text{MPa}$$

4.6.5 활하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_l) = 2,846.41 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{2,846.41 \times 10^6 \times 0.92}{1,200,599,135} = 2.18 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{2,846.41 \times 10^6 \times 0.92}{1,666,644,383} = 1.57 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{2,846.41 \times 10^6}{1,666,644,383} = 1.71 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{2,846.41 \times 10^6}{-738,133,904} = -3.86 \quad \text{MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_l) = 3,399.58 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{3,399.58 \times 10^6 \times 0.92}{1,200,599,135} = 2.61 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{3,399.58 \times 10^6 \times 0.92}{1,666,644,383} = 1.88 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3,399.58 \times 10^6}{1,666,644,383} = 2.04 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3,399.58 \times 10^6}{-738,133,904} = -4.61 \quad \text{MPa}$$

(3) 중앙거더(G3)

$$\text{활하중에 의한 모멘트 } (M_l) = 3,065.08 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{t,slab}} = \frac{3,065.08 \times 10^6 \times 0.92}{1,389,675,725} = 2.03 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_d}{S_{b,slab}} = \frac{3,065.08 \times 10^6 \times 0.92}{1,990,199,227} = 1.42 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3,065.08 \times 10^6}{1,990,199,227} = 1.54 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3,065.08 \times 10^6}{-757,644,951} = -4.05 \quad \text{MPa}$$

4.6.6 하중 단계별 응력 집계

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-3.40	14.07
	유효				-3.71	15.34
3. 바닥판		1116.48			2.14	-2.03
4. 포장, 방호벽		2280.31	1.75	1.26	1.37	-3.09
5. 활하중		2846.41	2.18	1.57	1.71	-3.86

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-3.40	14.07
	유효				-3.72	15.36
3. 바닥판		1,276.04			2.44	-2.32
4. 포장, 방호벽		2,271.60	1.74	1.25	1.36	-3.08
5. 활하중		3,399.58	2.61	1.88	2.04	-4.61

(3) 중앙거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하중단계		모멘트	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
			상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1. 빔 자중		1747.33			3.34	-3.18
2. PS강선 긴장	초기				-3.40	14.07
	유효				-3.71	15.34
3. 바닥판		1,116.48			2.14	-2.03
4. 포장, 방호벽		2,320.29	1.54	1.07	1.17	-3.06
5. 활하중		3,065.08	2.03	1.42	1.54	-4.05

4.6.7 하중 단계별 응력 합성

(1) 내측거더(G2)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.06	10.89
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.37	12.16
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.77	10.13
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.75	1.26	3.14	7.04
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.93	2.83	4.85	3.18
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(2) 외측거더(G1)

(+) 압축 / (-) 인장

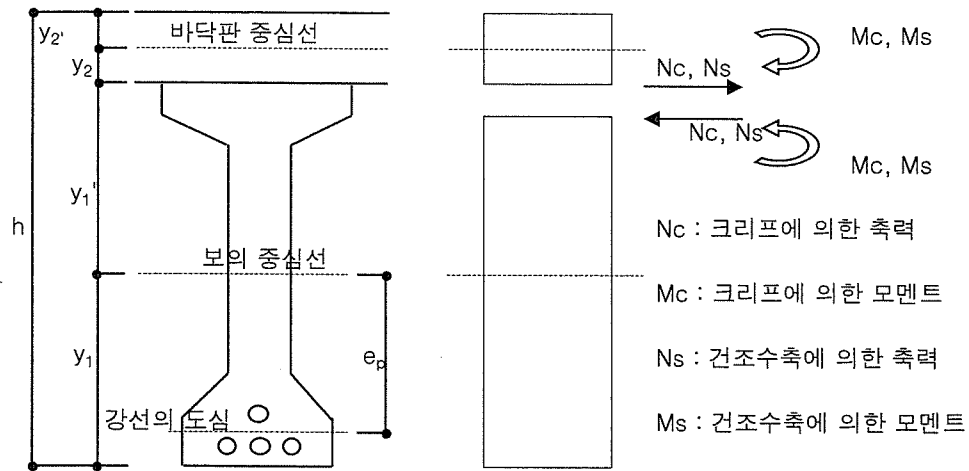
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.06	10.89
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.38	12.18
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			2.06	9.86
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.74	1.25	3.42	6.78
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.35	3.13	5.46	2.17
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(3) 중앙거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.06	10.89
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.37	12.16
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.77	10.13
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.54	1.07	2.94	7.07
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.57	2.49	4.48	3.02
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

4.7 크리프 및 건조수축에 의한 단면력 계산



$$m = E_{c1} I_{c1} / E_{c2} I_{c2}, \quad B = 1 + m, \quad C = y_1' - m y_2$$

$$F = y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$K = \phi^\infty / (1 + \phi^\infty), \quad K' = \phi_t / (1 + \phi^\infty)$$

ϕ^∞ : 콘크리트 초기재령 으로부터 $T = \infty$ 까지의 크리프계수 (3.000)

ϕ_t : 바닥판을 합성한 후 부터 $T = \infty$ 까지의 크리프계수 (2.200)

ε_s : 콘크리트의 건조수축 변형률(부정정력 계산시 0.00015) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

P : PS 강선의 긴장력 (N)

(단면력을 계산하는 시점에서의 크리프, 건조수축 및 릴랙세이션에 의한 프리스트레스의 감소량을 고려하며, 프리스트레스를 준후 부터 합성할때 까지가 3개월 이상 경과할 경우에는 릴랙세이션은 끝난 것으로 보아도 좋다.)

M_{d1} : 보의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

M_{d2} : 현장치기 바닥판의 고정하중에 의한 휨모멘트 (N-mm)

A_{c1} : 보의 단면적 (mm^2)

I_{c1} : 보의 단면 2차 모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$

E_{c1} : 보의 종탄성 계수 (MPa)

A_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면적 (mm^2)

I_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면 2차모멘트 (mm^4)

$\gamma_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$

E_{c2} : 현장치기 바닥판의 종탄성 계수 (MPa)

- 크리프에 의한 단면력

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

$$M_s = \varepsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

4.7.1 내측거더 (G2)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,287,619,421}{3,214,504,533} = 213.332$$

$$B = 1 + m = 1 + 213.332 = 214.332$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 214.332 \times 0.140 = -28.865$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\ &= 1.204^2 + 0.717 + 213.332 \times 0.007 + 213.332 \times 0.140^2 \\ &= 7.742 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 5,308.850 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.330 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 1,116.480 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-28.865^2 - 214.332 \times 7.742} \times [5,308.850 \times \{214.332 \times (1.204 \times 0.639 - 0.717) \\ &\quad - 28.865 \times 0.639\} + 1,747.330 \times (-28.865 - 214.332 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-28.865^2 - 214.332 \times 7.742} \times 1,116.480 \times (-28.865 - 214.332 \times 1.204) \\ &= -519.586 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{214.332 \times 7.742 - 28.865^2} \times [5,308.850 \times \{-28.865 \times (1.204 \times 0.639 - 0.717) \\ &\quad - 7.742 \times 0.639\} + 1,747.330 \times (7.742 - 28.865 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{214.332 \times 7.742 - 28.865^2} \times 1,116.480 \times (7.742 - 28.865 \times 1.204) \\ &= -69.657 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{214.332}{214.332 \times 7.742 - 28.865^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 183.711 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{-28.865}{-28.865^2 - 214.332 \times 7.742} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 24.741 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

4.7.2 외측거더 (G1)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,287,619,421}{3,214,504,533} = 213.332$$

$$B = 1 + m = 1 + 213.332 = 214.332$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 214.332 \times 0.140 = -28.865$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}'^2 + m y_{c2}'^2 + m y_2'^2 \\ &= 1.204^2 + 0.717^2 + 213.332 \times 0.007^2 + 213.332 \times 0.140^2 \\ &= 7.742 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 5,316.700 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.330 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 1,276.040 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-28.865^2 - 214.332 \times 7.742} \times [5,316.700 \times \{214.332 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) \\ &\quad - 28.865 \times 1.208\} + 1,747.330 \times (-28.865 - 214.332 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-28.865^2 - 214.332 \times 7.742} \times 1,276.040 \times (-28.865 - 214.332 \times 1.204) \\ &= 16.960 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{214.332 \times 7.742 - -28.865^2} \times [5,316.700 \times \{-28.865 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) \\ &\quad - 7.742 \times 1.208\} + 1,747.330 \times (7.742 - -28.865 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{214.332 \times 7.742 - -28.865^2} \times 1,276.040 \times (7.742 - -28.865 \times 1.204) \\ &= 9.819 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{214.332}{214.332 \times 7.742 - -28.865^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 183.711 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{-28.865}{-28.865^2 - 214.332 \times 7.742} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 24.741 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

4.7.3 중앙거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,287,619,421}{4,047,582,933} = 169.424$$

$$B = 1 + m = 1 + 169.424 = 170.424$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.142 - 170.424 \times 0.140 = -22.718$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\ &= 1.204^2 + 0.717^2 + 169.424 \times 0.007^2 + 169.424 \times 0.140^2 \\ &= 6.595 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 5,308.500 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.330 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 1,116.480 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-22.718^2 - 170.424 \times 6.595} \times [5,308.500 \times \{170.424 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) \\ &\quad - 22.718 \times 1.208\} + 1,747.330 \times (-22.718 - 170.424 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-22.718^2 - 170.424 \times 6.595} \times 1,116.480 \times (-22.718 - 170.424 \times 1.204) \\ &= 61.451 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{170.424 \times 6.595 - -22.718^2} \times [5,308.500 \times \{-22.718 \times (1.204 \times 1.208 - 0.717) \\ &\quad - 6.595 \times 1.208\} + 1,747.330 \times (6.595 - -22.718 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{170.424 \times 6.595 - -22.718^2} \times 1,116.480 \times (6.595 - -22.718 \times 1.204) \\ &= 18.338 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{170.424}{170.424 \times 6.595 - -22.718^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 198.545 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629288 \times \frac{-22.718}{-22.718^2 - 170.424 \times 6.595} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 26.467 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

4.8 휨강도 검토

4.8.1 내측 거더(G2)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 1,116.48 + 2,280.31 = 5,144.12 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 2,846.41 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,144.12 + 1.85 \times 2,846.41 = 12,210.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,144.12 + 1.60 \times 2,846.41 = 12,785.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 12,785.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 1,910.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 185.00 = 2,445.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

③ PS 강재

$$A_{ps} = 4,935.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,083.09 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,935.00}{1,910.00 \times 2,445.00} = 0.001057$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_p &= 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 &= 0.55 \\
 &0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \\
 &0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 &= 0.836 \\
 &0.85 : f_{ck} < 28
 \end{aligned}$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right] \\ &= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.066943 \right] = 1,816.32 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(6) 해석단면 판단

$$\begin{aligned} 0.85 \times f_{ck} \times a \times b &= A_{ps} \times f_{ps} \\ a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,935.00 \times 1,816.32}{0.85 \times 30.00 \times 1,910.00} \\ &= 184.04 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석} \end{aligned}$$

(7) 강재지수 계산

$$\begin{aligned} q_{pw} &= \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \\ &= \frac{4,935.00}{1,910.00 \times 2,445.00} \times \frac{1,816.32}{30.00} \\ &= 0.064 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301 \end{aligned}$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 $0.36 \beta_1$ 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a/2) \\ &= 0.9 \times 4,935.00 \times 1,816.32 \times (2,445.00 - 184.04 / 2) \\ &= 18,981.93 \text{ kN-m} > M_u = 12,785.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 18,981.93 / 12,785.00 = 1.48$$

(9) M_{cr} 계산

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c \\ \text{여기서, } f_{ru} &= 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa} \\ f_{pe} &= 15.34 \text{ MPa} \\ Z_c &= 738,133,904.00 \text{ mm}^3 \\ M_{cr} &= (15.34 + 3.98) \times 738,133,904.00 = 14,260,747,025.28 \text{ N-mm} \\ 1.2 M_{cr} &= 17,112.90 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 18,981.93 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (14,260.75 - 5,144.12) / 2,846.41 = 3.20 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 14,260.75 / (5,144.12 + 2,846.41) = 1.78 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (18,981.93 - 5,144.12) / 2,846.41 = 4.86 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 18,981.93 / (5,144.12 + 2,846.41) = 2.38 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 18,981.93 / 14,260.75 = 1.33 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 18,981.93 / 12,785.00 = 1.48 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.8.2 외측 거더(G1)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 1,276.04 + 2,271.60 = 5,294.97 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 3,399.58 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,294.97 + 1.85 \times 3,399.58 = 13,437.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,294.97 + 1.60 \times 3,399.58 = 13,911.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 13,911.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 1,910.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 185.00 = 2,445.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{③ PS 강재 } A_{ps} &= 4,935.00 \text{ mm}^2 \\
 f_{pe} &= 1,084.68 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)} \\
 f_{pu} &= 1,900.00 \text{ MPa} \\
 f_{py} &= 1,600.00 \text{ MPa} \\
 \rho_p &= \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,935.00}{1,910.00 \times 2,445.00} = 0.001057
 \end{aligned}$$

(3) γ_p , β_f 계산

$$\begin{aligned}
 \frac{f_{py}}{f_{pu}} &= \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84 \\
 \gamma_p &= 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 = 0.55 \\
 &\quad 0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \\
 &\quad 0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90 \\
 \beta_f &= 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836 \\
 &\quad 0.85 : f_{ck} < 28
 \end{aligned}$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_f} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right] \\ &= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.066943 \right] = 1,816.32 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(6) 해석단면 판단

$$\begin{aligned} 0.85 \times f_{ck} \times a \times b &= A_{ps} \times f_{ps} \\ a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,935.00 \times 1,816.32}{0.85 \times 30.00 \times 1,910.00} \\ &= 184.04 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석} \end{aligned}$$

(7) 강재지수 계산

$$\begin{aligned} q_{pw} &= \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \\ &= \frac{4,935.00}{1,910.00 \times 2,445.00} \times \frac{1,816.32}{30.00} \\ &= 0.064 < 0.36 \beta_f = 0.36 \times 0.836 = 0.301 \end{aligned}$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_f 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2) \\ &= 0.9 \times 4,935.00 \times 1,816.32 \times (2,445.00 - 184.04 / 2) \\ &= 18,981.93 \text{ kN-m} > M_u = 13,911.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 18,981.93 / 13,911.00 = 1.36$$

(9) M_{cr} 계산

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c \\ \text{여기서, } f_{ru} &= 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa} \\ f_{pe} &= 15.36 \text{ MPa} \\ Z_c &= 738,133,904.00 \text{ mm}^3 \\ M_{cr} &= (15.36 + 3.98) \times 738,133,904.00 = 14,275,509,703.36 \text{ N-mm} \\ 1.2 M_{cr} &= 17,130.61 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 18,981.93 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (14,275.51 - 5,294.97) / 3,399.58 = 2.64 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 14,275.51 / (5,294.97 + 3,399.58) = 1.64 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (18,981.93 - 5,294.97) / 3,399.58 = 4.03 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 18,981.93 / (5,294.97 + 3,399.58) = 2.18 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bII} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 18,981.93 / 14,275.51 = 1.33 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bIII} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 18,981.93 / 13,911.00 = 1.36 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.8.3 중앙 거더(G3)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 1,116.48 + 2,320.29 = 5,184.10 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 3,065.08 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,184.10 + 1.85 \times 3,065.08 = 12,669.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,184.10 + 1.60 \times 3,065.08 = 13,199.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 13,199.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

$$\begin{aligned}
 \text{① 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 2,405.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 185.00 = 2,445.00 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$\text{거더 } f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,935.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,792.81 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,935.00}{2,405.00 \times 2,445.00} = 0.000839$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\gamma_p = 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 = 0.55$$

$$0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$$

$$0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

$$0.85 : f_{ck} < 28$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.053137 \right] = 1,833.58 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,935.00 \times 1,833.58}{0.85 \times 30.00 \times 2,405.00}$$

$$= 147.55 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4,935.00}{2,405.00 \times 2,445.00} \times \frac{1,833.58}{30.00}$$

$$= 0.051 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 $0.36 \beta_1$ 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2)$$

$$= 0.9 \times 4,935.00 \times 1,833.58 \times (2,445.00 - 147.55 / 2)$$

$$= 19,310.89 \text{ kN-m} > M_u = 13,199.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 19,310.89 / 13,199.00 = 1.46$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$

$$f_{pe} = 15.34 \text{ MPa}$$

$$Z_c = 757,644,951.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} = (15.34 + 3.98) \times 757,644,951.00 = 14,637,700,453.32 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 17,565.24 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 19,310.89 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (14,637.70 - 5,184.10) / 3,065.08 = 3.08 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 14,637.70 / (5,184.10 + 3,065.08) = 1.77 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (19,310.89 - 5,184.10) / 3,065.08 = 4.61 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 19,310.89 / (5,184.10 + 3,065.08) = 2.34 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 19,310.89 / 14,637.70 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 19,310.89 / 13,199.00 = 1.46 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.9 전 단 설 계

4.9.1 내측 거더(G2)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	177.14	-1.42	144.25	376.21	93.16	809.48
포장, 방호벽 (D_2)	330.11	10.69	276.64	772.08	158.35	1,667.62
활 하 중 (LL)	821.48	36.92	628.76	1,252.26	547.81	2,387.51
$1.35 \times D + 1.85 \times LL$	2,659.25	75.25	2,057.43	4,778.26	1,531.00	9,565.43
$1.6 \times (D + LL)$	2,664.90	67.31	2,065.84	4,921.04	1,489.89	9,921.98
계수 하중	2,664.90	75.25	2,065.84	4,921.04	1,531.00	9,921.98

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,308,850.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 577.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 1,496,484.10 \text{ mm}^2$$

$$y_{b,d} = -1,208.24 \text{ mm}$$

$$I_{A,d} = 766,277,908,967.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,563.24 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5$$

$$= 1,995.00 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 1,995.00 \text{ mm}$$

$$V_D = 241.50 + 144.25 + 276.64 = 662.39 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b,d}}{I_d}$$

$$= \frac{5,308,850.00}{1,496,484.10} + \frac{5,308,850.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00}$$

$$= 16.63 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{DO} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= -1.06 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{766,277,908,967}{1,208.24} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.63 + -1.06) \\
 &= 13,224.72 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 662,390.00 + \left(\frac{2,065,840.00 \times 13,224.72}{4,921.04} \right) \\
 &= 6,578,108.14 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad = 1,019,240.67 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,578.11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_g} = \frac{5,308,850.00}{1,496,484.10} = 3.55 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 5 \text{ EA} \\
 &= 0.102 \text{ rad} \\
 V_p &= 5,308,850.00 \times \sin 0.102 = 540,564.22 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.55) \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 540,564.22 \\
 &= 3,877,785.94 \text{ N} = 3,877.79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,877.79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 2,065.84 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,877.79 / 2 = 1,648.06 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,877.79 = 3,296.12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{사용철근량 } 2 \times D 13 &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \\
 &\quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,308,850 \text{ N}$$

$$h = 2,350 \text{ mm}$$

$$b = 1,000 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 877,477 \text{ mm}^2$$

$$y_{b_d} = -1,145.73 \text{ mm}$$

$$I_{A_d} = 629,287,619,421 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,318.53 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5$$

$$= 2,177.20 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,177.20 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 93.16 + 158.35 = 383.37 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b_d}}{I_{A_d}}$$

$$= \frac{5,308,850.00}{877,477.10} + \frac{5,308,850.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= 18.79 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{b_d} / I_{A_d}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.79 + -2.43)$$

$$= 13,391.87 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 383,370.00 + \left(\frac{1,531,000 \times 13,392}{9,921.98} \right)$$

$$= 2,587,485.70 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$= 385,555.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 2,587.49 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{5,308,850.00}{877,477.10} = 6.05 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \sum 2 a \times (x - k) / 5 \text{ EA}$$

$$= 0.026 \text{ rad}$$

$$V_p = 5,308,850.00 \times \sin 0.026 = 138,014.55 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 6.05) \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 138,014.55$$

$$= 1,726,987.82 \text{ N} = 1,726.99 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,726.99 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 \quad : \text{ 전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c \quad : \text{ 최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u \quad : \text{ 전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,531.00 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,726.99 / 2 = 733.97 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,726.99 = 1,467.94 \text{ kN}$$

∴ 전단설계

$$V_u = \phi (V_c + V_s) \quad , \quad V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 74.19 \text{ kN}$$

$$1/3 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 917.99 \text{ kN} > V_s = 74.19 \text{ kN}$$

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1633, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \quad , \quad A_v = \frac{V_s \times s}{f_y \times d} = 37.19 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 13 = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{O.K.}$$

⑤ 전단철근의 전단력 제한

$$2/3 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d = 1,835.98 \text{ kN} > V_s = 74.19 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{330,110}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.172 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{821,480}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.428 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{519,586 + -183,711}{1,000.00 \times 1,910} = 0.176 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 1.910 = 736.339 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{736,339}{1,000.00 \times 1,910} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.172 + 1.85 \times 0.428 = 1.024 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.172 + 1.40 \times 0.428 \\ &\quad + 1.35 \times (0.176 + 0.386) = 1.590 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\therefore \tau_u = 1.590 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

4.9.2 외측 거더(G1)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	208.37	-1.72	168.46	441.06	106.48	942.84
포장, 방호벽 (D_2)	416.28	-19.76	325.39	883.06	170.61	1,853.81
활 하 중 (LL)	501.21	185.87	441.90	1,086.85	298.07	2,362.44
$1.35 \times D + 1.85 \times LL$	2,225.24	309.30	1,810.24	4,709.62	1,103.51	9,950.44
$1.6 \times (D + LL)$	2,340.30	256.43	1,883.60	4,937.71	1,131.23	10,393.15
계수 하중	2,340.30	309.30	1,883.60	4,937.71	1,131.23	10,393.15

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 40.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 300.00 \text{ MPa} \\
 P_e &= 5,316,700.00 \text{ N} \\
 h &= 2,350.00 \text{ mm} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} \\
 b_w &= 577.00 \text{ mm} \\
 A_d &= 1,496,484.10 \text{ mm}^2 \\
 y_{bd} &= -1,208.24 \text{ mm} \\
 I_{Ad} &= 766,277,908,967.00 \text{ mm}^4 \\
 e_p &= -1,563.24 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5 \\
 &= 1,995.00 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm} \\
 \therefore d_p &= 1,995.00 \text{ mm} \\
 V_D &= 241.50 + 168.46 + 325.39 = 735.35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

① V_{ci} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{ci} &= 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \\
 M_{cr} &= \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d) \\
 f_{pe} &= \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d} \\
 &= \frac{5,316,700.00}{1,496,484.10} + \frac{5,316,700.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= 16.66 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= -1.06 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{766,277,908,967.00}{1,208.24} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.66 + -1.06) \\
 &= 13,243.75 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 735,350.00 + \left(\frac{1,883,600.00 \times 13,243.75}{4,937.71} \right) \\
 &= 6,151,489.40 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad = 1,019,240.67 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,151.49 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_d} = \frac{5,316,700.00}{1,496,484.10} = 3.55 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 5 \text{ EA} \\
 &= 0.102 \text{ rad} \\
 V_p &= 5,316,700.00 \times \sin 0.102 = 541,363.53 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.55) \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 541,363.53 \\
 &= 3,878,585.25 \text{ N} = 3,878.59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,878.59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,883.60 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,878.59 / 2 = 1,648.40 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,878.59 = 3,296.80 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D_{13} = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,316,700.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 877,477.10 \text{ mm}^2$$

$$y_{bd} = -1,145.73 \text{ mm}$$

$$I_{Ad} = 629,287,619,421.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,318.53 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5 \\ = 2,177.20 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,177.20 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 106.48 + 170.61 = 408.95 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d}$$

$$= \frac{5,316,700.00}{877,477.10} + \frac{5,316,700.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= 18.82 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{bd} / I_{Ad}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421.00}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.82 + -2.43)$$

$$= 13,408.35 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 408,950.00 + \left(\frac{1,131,230.00 \times 13,408.35}{10,393.15} \right)$$

$$= 2,006,064.06 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$= 385,555.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 2,006.06 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{5,316,700.00}{877,477.10} = 6.06 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \sum 2 a \times (x - k) / 5 EA$$

$$= 0.026 \text{ rad}$$

$$V_p = 5,316,700.00 \times \sin 0.026 = 138,218.63 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 6.06) \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 138,218.63$$

$$= 1,728,498.22 \text{ N} = 1,728.50 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,728.50 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 : \text{전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c : \text{최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,131.23 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,728.50 / 2 = 734.61 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,728.50 = 1,469.23 \text{ kN}$$

∴ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 13 = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2$$

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{416,280}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.217 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{501,210}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.261 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{-16,960 + -183,711}{1,000.00 \times 1,910} = -0.105 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 1,910 = 736.339 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{736,339}{1,000.00 \times 1,910} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\tau_u = 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값})$$

$$= 1.35 \times 0.217 + 1.85 \times 0.261 = 0.776 \text{ MPa}$$

$$= 1.35 \times 0.217 + 1.40 \times 0.261$$

$$+ 1.35 \times (-0.105 + 0.386) = 1.038 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_u = 1.038 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}$$

4.9.3 중앙 거더(G3)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	177.14	-1.42	144.25	376.21	93.16	809.48
포장, 방호벽 (D_2)	322.69	7.15	396.56	1,077.84	167.26	1,632.24
활 하 중 (LL)	464.04	37.22	269.49	749.57	257.44	2,304.94
$1.4 \times D + 2.0 \times LL$	2,099.40	76.69	1,634.21	4,479.95	1,064.07	9,899.57
$1.7 \times (D + LL)$	2,211.19	66.01	1,788.06	4,893.82	1,104.52	10,341.59
계수 하중	2,211.19	76.69	1,788.06	4,893.82	1,104.52	10,341.59

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,308,500.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 577.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 1,496,484.10 \text{ mm}^2$$

$$y_{bd} = -1,208.24 \text{ mm}$$

$$I_{Ad} = 766,277,908,967.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,563.24 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (137 + 297 + 526 + 815 + 0) / 5 = 1,995.00 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 1,995.00 \text{ mm}$$

$$V_D = 241.50 + 144.25 + 396.56 = 782.31 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d}$$

$$= \frac{5,308,500.00}{1,496,484.10} + \frac{5,308,500.00 \times -1,563.24 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00}$$

$$= 16.63 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{bA} / I_{AA} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.24}{766,277,908,967.00} \\
 &= -1.06 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{766,277,908,967}{1,208.24} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.63 + -1.06) \\
 &= 13,224.72 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 782,310.00 + \left(\frac{1,788,060.00 \times 13,224.72}{4,893.82} \right) \\
 &= 5,978,253.95 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad = 1,019,240.67 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 5,978.25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_d} = \frac{5,308,500.00}{1,496,484.10} = 3.55 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{5 EA} \\
 &= 0.102 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{5,308,500.00 \times \sin 0.102}{1} = 540,528.58 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.55) \times 577.00 \times 1,995.00 \\
 &\quad + 540,528.58 \\
 &= 3,877,750.30 \text{ N} = 3,877.75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,877.75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,788.06 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,877.75 / 2 = 1,648.04 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,877.75 = 3,296.09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

$$\begin{aligned}
 s &= 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \\
 A_v &= 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근량 } 2 \times D_{13} &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \\
 &\therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 5,308,500.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 877,477.10 \text{ mm}^2$$

$$y_{b_d} = -1,145.73 \text{ mm}$$

$$I_{A_d} = 629,287,619,421.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,318.53 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (125 + 130 + 208 + 401 + 0) / 5$$

$$= 2,177.20 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,177.20 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 93.16 + 167.26 = 392.28 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b_d}}{I_d}$$

$$= \frac{5,308,500.00}{877,477.10} + \frac{5,308,500.00 \times -1,318.53 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= 18.79 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{b_d} / I_{A_d}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.73}{629,287,619,421.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,287,619,421.00}{1,145.73} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 18.79 + -2.43)$$

$$= 13,391.87 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 392,280.00 + \left(\frac{1,104,520.00 \times 13,391.87}{10,341.59} \right)$$

$$= 1,960,279.39 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$= 385,555.01 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 1,960.28 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{5,308,500.00}{877,477.10} = 6.05 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \sum 2 a \times (\cdot x - k) / 5 \text{ EA}$$

$$= 0.026 \text{ rad}$$

$$V_p = 5,308,500 \times \sin 0.026 = 138,005.45 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 6.05) \times 200.00 \times 2,177.20$$

$$+ 138,005.45$$

$$= 1,726,978.72 \text{ N} = 1,726.98 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,726.98 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 : \text{전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c : \text{최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,104.52 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,726.98 / 2 = 733.97 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,726.98 = 1,467.93 \text{ kN}$$

∴ 최소전단철근필요

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D_{13} = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{O.K.}$$

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{322,690}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.168 \text{ MPa}$$

- ② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{464,040}{1,000.00 \times (2,630 - 711.400)} = 0.242 \text{ MPa}$$

- ③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{-61,451 + -198,545}{1,000.00 \times 2,405} = -0.108 \text{ MPa}$$

- ④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 2.405 = 927.171 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{927,171}{1,000.00 \times 2,405} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.168 + 1.85 \times 0.242 = 0.675 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.168 + 1.40 \times 0.242 \\ &\quad + 1.35 \times (-0.108 + 0.386) = 0.941 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\therefore \tau_u = 0.941 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량 } 2 \times D 16 &= 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

$$\delta_c = 5 \times M \times L^2 / (48 \times E_c \times I)$$

$$\text{여기서, } L = 24,000.00 \text{ mm}$$

$$E_c = 30,008.00 \text{ MPa}$$

- 주행안정성을 위한 허용처짐값

$$\delta_L \leq L / 600$$

- 승차감 만족을 위한 허용처짐값

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L/1500	L/1500	L/1600	L/1750	L/1900	L/2100	L/2200	L/2350	L/2500	L/2200	L/1900
200<V≤270	L/1300	L/1400	L/1500	L/1600	L/1700	L/1900	L/2000	L/2100	L/2000	L/1700	L/1400
V≤200	L/1100	L/1200	L/1300	L/1500	L/1500	L/1400	L/1300	L/1200	L/1100	L/800	L/600

$$\delta_L \leq L / 1,400$$

(2) 내측거더 (G2)

(+ : 상향, - : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-4,678.94	597,770,281,920.00	15.65	
바닥판 타설	1,116.48	629,287,619,421.00	-3.55	
도상, 방호벽 설치	2,280.31	1,202,183,926,017.00	-3.79	
긴장 손실량	1,086.30	1,202,183,926,017.00	-1.81	
계			0.66	
열차 하중	2,846.41	1,202,183,926,017.00	-4.73	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\delta_{cr1} = (3.0 - 2.2) \times (-5.84 + 15.65)$$

$$= 7.848 \text{ mm}$$

바닥판 타설 후

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.84 + -3.55 + -3.79 + 13.84)$$

$$= 1.452 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(3) 외측거더 (G1)

(+: 상향, -: 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-4,678.94	597,770,281,920.00	15.65	
바닥판 타설	1,276.04	629,287,619,421.00	-4.05	
도상, 방호벽 설치	2,271.60	1,202,183,926,017.00	-3.78	
긴장 손실량	1,074.82	1,202,183,926,017.00	-1.79	
계			0.19	
열차 하중	3,399.58	1,202,183,926,017.00	-5.65	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\delta_{cr1} = (3.0 - 2.2) \times (-5.84 + 15.65) \\ = 7.848 \text{ mm}$$

바닥판 타설 후

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.84 + -4.05 + -3.78 + 13.86) \\ = 0.418 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(4) 중앙거더 (G3)

(+: 상향, -: 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	597,770,281,920.00	-5.84	
PS 강선 긴장	-4,678.94	597,770,281,920.00	15.65	
바닥판 타설	1,116.48	629,287,619,421.00	-3.55	
도상, 방호벽 설치	2,320.29	1,289,549,589,385.00	-3.60	
긴장 손실량	1,142.04	1,289,549,589,385.00	-1.77	
계			0.89	
열차 하중	3,065.08	1,289,549,589,385.00	-4.75	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

$$\delta_{cr1} = (3.0 - 2.2) \times (-5.84 + 15.65) \\ = 7.848 \text{ mm}$$

바닥판 타설 후

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.84 + -3.55 + -3.60 + 13.88) \\ = 1.958 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(5) 하중단계별 처짐 검토

(+ : 상향, - : 하향)

하중단계	내측거더(G2)	외측거더(G1)	외측거더(G2)
1. 프리스트레스 도입	15.65	15.65	15.65
2. PSC 빔 자중 작용시	9.81	9.81	9.81
3. 합성전 고정하중 작용시	6.26	5.76	6.26
4. 초기 크리프 발생시	14.11	13.61	14.11
5. 합성후 고정하중 작용시	10.33	9.83	10.51
6. 최종 크리프 발생시	10.75	10.25	12.47
7. 활하중 작용시	5.10	4.60	7.72

4.11 강선 신장량

(1) 강선 신장량 기준

강선 신장량

$$\Delta l = (P_j + P_i) / 2 \times L / (A_p \times E_p)$$

여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa) = 200,000.00 MPa

(2) 신장량 계산

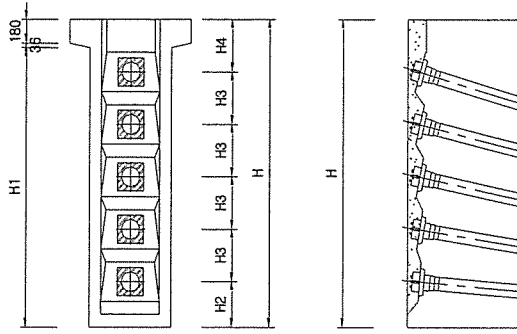
(양단긴장시)

강선	강선길이 L (mm)	강선단면적 A_p (mm ²)	긴장력 P_j (N)	초기손실 ΔP_i (N)	초기긴장력 P_i (N)	신장량 Δl (mm)	비 고
1	24,717.00	987.00	1,392,854.00	143,273.00	1,249,581.00	165.43	
2	24,779.00	987.00	1,392,854.00	165,559.00	1,227,295.00	164.45	
3	24,863.00	987.00	1,392,854.00	189,238.00	1,203,616.00	163.52	
4	24,638.00	987.00	1,392,854.00	203,164.00	1,189,690.00	161.17	
5	25,037.00	987.00	1,392,854.00	211,524.00	1,181,330.00	163.25	

4.12 정착부 설계

(1) 설계조건

① 설계단면



$$\begin{aligned}
 H &= 2,350 \text{ mm} \\
 H1 &= 2,134 \text{ mm} \\
 H2 &= 350 \text{ mm} \\
 H3 &= 400 \text{ mm} \\
 b &= 680 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

강선 번호	높이 (mm)	Jacking Force P_j (N)	유효긴장력 P_e (N)	입사각 α (도)	수평분력 P_{hj} (N)	수직분력 P_{vj} (N)
1	350	1,392,850.00	1,102,617.18	4.02	1,389,423.09	97,645.31
2	750	1,392,850.00	1,080,330.72	8.15	1,378,782.66	197,457.57
3	1,150	1,392,850.00	1,056,652.59	12.22	1,361,290.90	294,818.94
4	1,550	1,392,850.00	1,042,726.02	15.08	1,344,885.13	362,374.27
5	1,950	1,392,850.00	1,034,366.13	16.08	1,338,355.99	385,790.56
합계					5,474,381.78	952,296.09

② 정착판 규격

- 정착판 규격 215 mm × 215 mm

- 쉬스관 직경 ϕ 65 mm

(2) 지압응력 검토

① 긴장재 정착 직후

- 허용지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{ba} &= 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2 \right)} \leq 1.1 \times f_{ci} \\
 &= 0.7 \times 32.00 \times \sqrt{\left(\frac{160,000.00}{42,906.69} - 0.2 \right)} \\
 &= 42.08 \text{ MPa} > 1.1 \times 32.00 = 35.20 \text{ MPa} \\
 f_{ci} &: \text{프리스트레스 도입시의 압축강도} & 32.00 \text{ MPa} \\
 A_b' &: \text{정착판의 도심과 일치하는 정착판의 뒀은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을때} \\
 &\quad \text{그 도형의 면적} & 400.00 \times 400.00 = 160,000.00 \text{ mm}^2 \\
 A_b &: \text{정착판의 면적} & 215.00 \times 215.00 = 46,225.00 \text{ mm}^2 \\
 A_e &: \text{정착판의 유효면적} & A_e = \Sigma \pi D_i^2 / 4 = 42,906.69 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- 실제로 작용하는 지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{b1} &= P_j / A_e \\
 &= 1,392,850.00 / 42,906.69 = 32.46 \text{ MPa} < 35.20 \text{ MPa} \\
 &\therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 프리스트레스 손실 발생후

- 허용지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{api} &= 0.5 \times f_{ck} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} \right)} \leq 0.9 \times f_{ck} \\
 &= 0.5 \times 40.00 \times \sqrt{160,000.00 / 42,906.69} \\
 &= 38.62 \text{ MPa} > 0.9 \times 40.00 = 36.00 \text{ MPa} \\
 f_{ck} &: \text{설계기준강도} \quad 40.00 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 실제로 작용하는 지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{bt} &= P_t / A_e \\
 &= 1,102,617.18 / 42,906.69 = 25.70 \text{ MPa} < 36.00 \text{ MPa} \\
 &\therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(3) 단부 정착부 보강 철근

① T_{burst} 에 대한 보강철근

- 수평방향 파열력 및 보강철근

$$R_j = 0.25 \times F_{j0} \times (1 - \alpha_j / b_j) \quad (\alpha_j: \text{정착구 일변길이}, b_j: \text{짧은 사각형 일변길이})$$

$$A_{bj} = R_j / (k_j \cdot f_{s,lim})$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$f_{s,lim} = 2/3 f_y = 200.00 \text{ MPa}$$

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

강선 번호	정착구 $\alpha_j(\text{mm})$	분포폭 $b_j(\text{mm})$	수평파열력 $R_j \text{ (N)}$	필요철근량 $A_{bj} \text{ (mm}^2\text{)}$	사용 철근량 $A_{use} \text{ (mm}^2\text{)}$	비 고
1	215	400	160,652.04	803.26	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
2	215	400	159,421.75	531.41	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
3	215	400	157,399.26	524.66	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
4	215	400	155,502.34	777.51	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
5	215	400	154,747.41	773.74	D13 x 22 = 2,787.40	O.K

- 수직방향 파열력 및 보강철근

$$R_j = 0.25 \times F_{j0} \times (1 - \alpha_j / b_j) \quad (\alpha_j: \text{정착구 일변길이}, b_j: \text{짧은 사각형 일변길이})$$

$$A_{bj} = R_j / (k_j \cdot f_{s,lim})$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$f_{s,lim} = 2/3 f_y = 200.00 \text{ MPa}$$

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

강선 번호	정착구 $\alpha_j(\text{mm})$	분포폭 $b_j(\text{mm})$	수직파열력 $R_j \text{ (N)}$	필요철근량 $A_{bj} \text{ (mm}^2\text{)}$	사용 철근량 $A_{use} \text{ (mm}^2\text{)}$	비 고
1	215	400	11,290.24	56.45	D13 x 5 = 633.50	O.K
2	215	400	22,831.03	76.10	D13 x 5 = 633.50	O.K
3	215	400	34,088.44	113.63	D13 x 5 = 633.50	O.K
4	215	400	41,899.52	209.50	D13 x 5 = 633.50	O.K
5	215	400	44,607.03	223.04	D13 x 5 = 633.50	O.K

② T_{spall} 에 대한 보강철근

$$T_{spall} = 0.04 \times F_{j0} = 0.04 \times 1,392,850.00 = 55,714.00 \text{ N}$$

$$A_{s2} = T_{spall} / f_{s,lim}$$

$$= 55,714.00 / 200.00 = 278.57 \text{ mm}^2$$

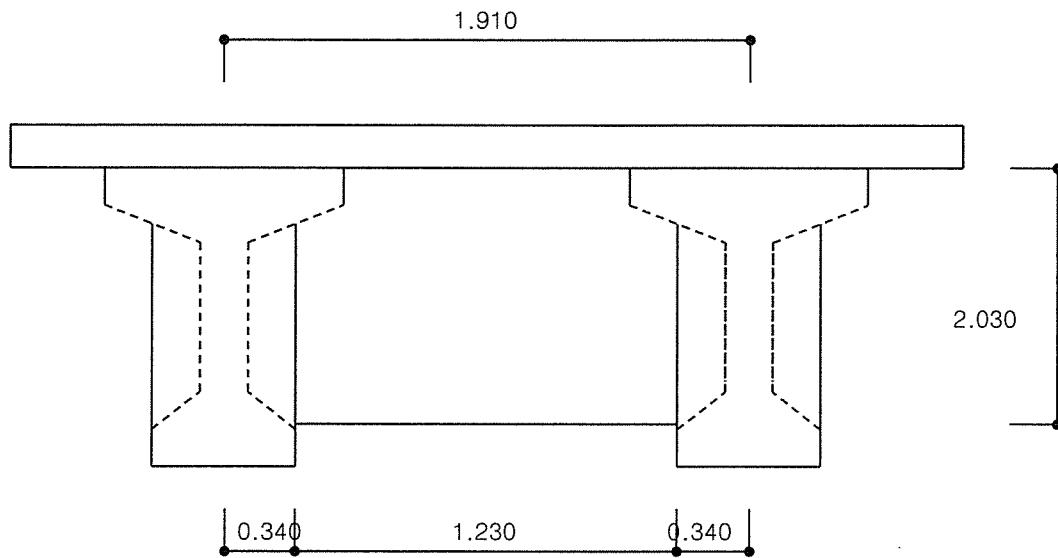
$$A_{use} = D16 - 4 = 794.40 \times 4$$

$$= 3,177.60 \text{ mm}^2 > 278.57 \text{ mm}^2$$

∴ O.K

5. 가로보 설계

5.1 가로보 제원



가로보 길이	L_c	=	1.230	m	가로보 간격	L_i	=	12.000	m
가로보 높이	H_c	=	2.030	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_a	=	0.554	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m	방수 두께	t_a	=	0.000	m
하중분포폭	L_s	=	3.211	m					

5.2 하중 산정

(1) 고정하중

① 슬래브	w_{sl}	=	0.280	x	12.000	x	24.500	=	82.320	kN/m
② 가로보 자중	w_{cr}	=	2.030	x	0.300	x	24.500	=	14.921	kN/m
	w_{d1}	=						=	97.241	kN/m
③ 궤도	w_{tr}	=	3.000	/	3.211	x	12.000	=	11.211	kN/m
④ 도상	w_{ba}	=	0.554	x	12.000	x	24.500	=	162.876	kN/m
	w_{d2}	=						=	174.087	kN/m

(2) 활하중

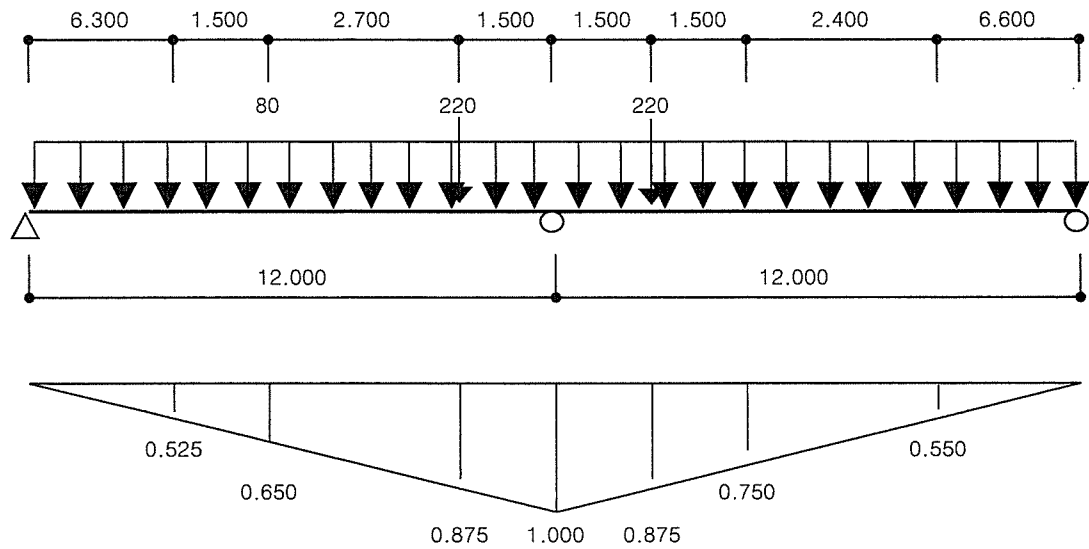
① 충격계수

$$4 \text{ m} < l \leq 39 \text{ m}$$

$$i = 125 / \sqrt{l} = 125 / \sqrt{12.000} = 36.950 \%$$

$$= 0.370$$

② KL2012하중



$$P_L = 220.00 \times 0.875 + 220.00 \times 0.875 = 385.00 \text{ kN}$$

$$P_{Ll} = 80.00 \times 12.000 \times 0.50 \times 2 = 960.00 \text{ kN}$$

$$w_{li} = (385.00 + 960.00) \times 1.37 / 3.21 = 573.86 \text{ kN/m}$$

5.3 단면력 계산

하중 단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
합성전 고정하중(D1)	59.803	18.389	
합성후 고정하중(D2)	107.064	32.922	
합 계 (DL)	166.867	51.311	
열 차 하 중 (L)	352.924	108.524	

5.4 하중 조합

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.35 \times M_d + 1.85 \times M_L \\
 &= 1.35 \times 51.311 + 1.85 \times 108.524 = 270.04 \text{ kN-m} \\
 &= 1.6 \times M_d + 1.6 \times M_L \\
 &= 1.6 \times 51.311 + 1.6 \times 108.524 = 255.74 \text{ kN-m} \\
 V_u &= 1.35 \times S_d + 1.85 \times S_L \\
 &= 1.35 \times 166.867 + 1.85 \times 352.924 = 878.18 \text{ kN} \\
 &= 1.6 \times S_d + 1.6 \times S_L \\
 &= 1.6 \times 166.867 + 1.6 \times 352.924 = 831.67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.5 휨 설계

(1) 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	270,040,000.00	N-mm
계수 하중 전단력	M_u	=	878,180.00	N
콘크리트 설계기준 강도	f_{ck}	=	30.00	MPa
철근 항복 강도	f_y	=	300.00	MPa
휨강도 감소 계수	Φ_b	=	0.90	
전단 강도 감소 계수	Φ_v	=	0.85	
	k_1	=	0.85	
가로보 폭	b_c	=	300.00	mm
단면 높이	h_c	=	2,030.00	mm
유효 높이	d	=	1,950.00	mm
피복 두께	d_c	=	80.00	mm

(2) 필요 철근량 산정

$$\alpha = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0392 \quad A_s$$

$$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - \alpha / 2) \quad \text{이므로,}$$

$$6.00 \quad A_s^2 - 585,000.00 \quad A_s + 300,044,444.00 = 0$$

필요 철근량	A_s	=	515.62	mm ²
단면 철근비	ρ	=	$A_s / (b \times d)$	= 0.00088
최대 철근비	ρ_{max}	=	$0.75 \times 0.85 \times k_1 \times f_{ck} / f_y \times 600 / (600 + f_y)$	= 0.03613
최소 철근비	ρ_{min1}	=	$\max (1.4 / f_y , 0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y)$	= 0.00467
단면 철근비	ρ_{min2}	=	$4/3 \times A_s / (b \times d)$	= 0.00118
최소 철근량	A_{s_min}	=	$\min (\rho_{min1} , \rho_{min2}) \times b \times d$	= 690.30 mm ²

(3) 사용 철근량 $A_{s\_use} = \text{D25 @ 2} = 1,013.40 \text{ mm}^2$

(4) 철근비 검토 $\rho_{use} = A_{s\_use} / (b \times d) = 0.00173$
 $\therefore \text{O.K}$

(5) 휨강도 검토

$$\alpha = f_y \times A_{s\_use} / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.74 \text{ mm}$$

$$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - \alpha / 2)]$$

$$= 528,118,310.34 \text{ N-m} > M_u = 270,040,000.00 \text{ N-m}$$

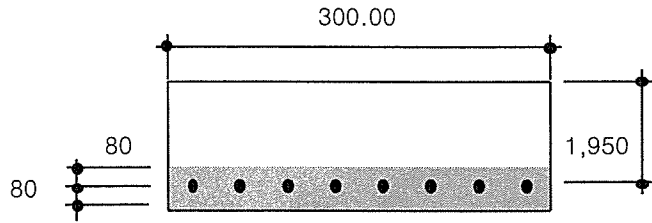
$$\therefore \text{O.K}$$

(6) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{max} = M_d + M_l = 159.835 \text{ kN-m}$$



- 종립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1013.40 / (300.00 \times 1950.00) = 0.00173$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00173 = 0.01256$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.146$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.146 / 3 = 0.951$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 159,835,000.00 / (0.00173 \times 0.951 \times 300.00 \times 1950.00^2) \\ &= 85.16 \text{ MPa} < f_{sa} = 150.00 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 80.00 - 25.00 / 2 = 67.500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c \quad 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [755.98, 739.784] = 739.784 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 180.000 \text{ mm} < s_a = 739.784 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

5.6 전단 설계

$$L_c / d = 1,230 / 1,950 = 0.6 < 5 \quad \therefore \text{DEEP BEAM 설계}$$

(1) V_c 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

$$\begin{aligned} V_c &= 1 / 6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 534,029.49 \text{ N} \\ \Phi V_c &= 0.85 \times V_c = 453,925.07 \text{ N} < V_u = 878,180.00 \text{ N} \end{aligned}$$

$\therefore$ 전단설계

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

$$\begin{aligned} \text{수직철근의 최대간격 : } & \quad \text{i) } 400\text{mm 이하} = 400 \text{ mm} \\ & \quad \text{ii) } d / 5 \text{ 이하} = 390 \text{ mm} \\ \therefore & \quad = 390 \text{ mm} > s_v = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

$$\begin{aligned} A_{v\_min} &= 0.0025 \times b \times s_v = 150.0 \text{ mm}^2 \\ A_{v\_use} &= 2 - \text{D } 16 @ 200 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.20 \text{ mm}^2 > 150.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

② 수평철근량

$$\begin{aligned} \text{수평철근의 최대간격 : } & \quad \text{i) } 400\text{mm 이하} = 400 \text{ mm} \\ & \quad \text{ii) } d / 5 \text{ 이하} = 390 \text{ mm} \\ \therefore & \quad = 390 \text{ mm} > s_v = 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

$$\begin{aligned} A_{v\_min} &= 0.0015 \times b \times s_v = 112.5 \text{ mm}^2 \\ A_{v\_use} &= 2 - \text{D } 16 @ 250 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.2 \text{ mm}^2 > 112.50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

③ 전단철근량 검토

$$\begin{aligned} (1 + L_c/d) / 12 \times A_v / s_v + (11 - L_c/d) / 12 \times A_h / s_h \\ &= 0.136 A_v / s_v + 0.864 A_h / s_h = 1.643 \\ (V_u - \Phi V_c) / (\Phi \times f_y \times d) &= 0.853 < 1.643 \end{aligned}$$

$\therefore$ O.K

5.7 가로보 용접 검토

(1) 가로보 주철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)

구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	100

- 사용철근

(mm)

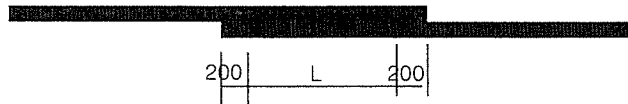
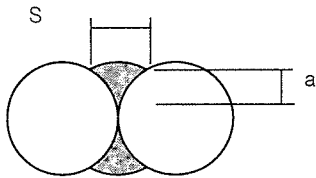
구 분	단면적	지름
H 25	506.70	25.40

2. 용접의 폭

(mm)

구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$l = \frac{A_s \times F_{ta}}{a \times V_a} + 2 S$$

$$= \frac{506.7}{6.91} \times \frac{150}{100} + 2 \times 12.50$$

$$= 135.056 \text{ mm}$$

A_s : 철근의 공칭 단면적

F_{ta} : 철근의 인장허용응력

V : 철근의 전단허용응력

a : $0.390 D - 3.0$

$$= 0.390 \times 25.4 - 3.00$$

$$= 6.906$$

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

$$l' = 25.40 \times 10 = 254.000 \text{ mm}$$

$$l = 135.056 < 254.000 \text{ 이므로 } 254.000 \text{ 사용}$$

6. 양면 용접이므로

$$L = 254.000 / 2 = 127.000 \text{ mm} \approx 130.000 \text{ mm} \text{ 를 적용함}$$

(2) 가로보 수평철근

1. 철근의 허용 인장 응력도

(MPa)		
구 분	인장 응력 (Fca)	전단 응력 (Va)
SD 300	150	80

- 사용철근

(mm)		
구 분	단면적	지름
D 16	198.60	15.90

2. 용접의 폭

(mm)							
구 분	D 13	D 16	D 19	D 22	D 25	D 29	D 32
폭	6.500	8.000	9.500	11.000	12.500	14.500	16.000

3. 단면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\begin{aligned}
 \ell &= \frac{A_s \times F_{ta}}{a \times V_a} + 2S \\
 &= \frac{198.6}{3.20} = \frac{150}{80} + 2 \times 8.00 \\
 &= 132.331 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

A_s : 철근의 공칭 단면적
 F_{ta} : 철근의 인장허용응력
 V : 철근의 전단허용응력
 a : $0.390 D - 3.0$
 $= 0.390 \times 15.9 - 3.00$
 $= 3.201$

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

$$\begin{aligned}
 \ell' &= 15.90 \times 10 = 159.000 \text{ mm} \\
 \ell &= 132.331 < 159.000 \text{ 이므로 } 159.000 \text{ 사용}
 \end{aligned}$$

6. 양면 용접이므로,

$$L = 159.000 / 2 = 79.500 \text{ mm} \approx 80.000 \text{ mm} \text{ 를 적용함}$$

6. 신축이음 설계

6.1 신축량 계산

(1) 온도변화에 의한 신축량

- 온도변화 (ΔT) = 40 °C
- 선팽창계수 (α) = 0.00001
- 신축거더 길이 (L) = 24.0 m

$$\begin{aligned}\Delta L_t &= \Delta T \times \alpha \times L \\ &= 40 \times 0.00001 \times 24.0 \\ &= 0.009600 \text{ m} = 9.600 \text{ mm}\end{aligned}$$

(2) 건조수축에 의한 신축량

- 건조수축 및 크리프의 저감계수 (β)

콘크리트의 재령(월)	0.25	0.5	1	3	6	12	24
건조수축, 크리프의 저감계수(β)	0.8	0.7	0.6	0.4	0.3	0.2	0.1

- 건조수축 변형률은 온도변화 -20 °C의 온도변형과 같다.

$$\begin{aligned}\Delta L_{sh} &= 20 \times \alpha \times \beta \times L \\ &= 20 \times 0.00001 \times 0.5 \times 24.0 \\ &= 0.002400 \text{ m} = 2.400 \text{ mm}\end{aligned}$$

(3) 크리프에 의한 신축량

- 콘크리트의 크리프 계수 (ϕ) = 2.2

$$\begin{aligned}\Delta L_c &= \frac{P_i}{E_c A_c} \times \phi \times L \times \beta \\ &= \frac{18393.66}{27,537 \times 4235991.3} \times 2.2 \times 24.0 \times 0.5 \\ &= 0.000004 \text{ m} = 0.004 \text{ mm}\end{aligned}$$

(4) 신축여유량

신축장 100m 미만일 경우

$$\begin{aligned}& (\Delta L_t + \Delta L_{sh} + \Delta L_c) \times 20.0 \% + 10.0 \\ &= (9.600 + 2.400 + 0.004) \times 20.0 \% + 10.0 \\ &= 12.401 \text{ mm}\end{aligned}$$

(5) 총 신축량

$$\begin{aligned}\Delta L_1 &= 9.600 + 2.400 + 0.004 + 12.401 \\ &= 24.405 \text{ mm}\end{aligned}$$

6.2 가동받침의 가동량 계산

가동받침의 가동량은 고정받침으로부터의 거리 1m당 1.5mm 이상으로 하는 것을 표준으로 함.

$$\begin{aligned}\Delta L_2 &= 1.5 \text{ mm/m} \times 24.0 \text{ m} \\ &= 36.000 \text{ mm}\end{aligned}$$

6.3 신축이음장치 선정

$$\begin{aligned}\text{설계신축량} &= \text{Max} (24.405 , 36.000) \\ &= 36.000 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{적용 신축이음장치 NO.} \quad 50 \quad > \quad 36.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

