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

구 조 계 산 서 (4/20)

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.

확인	작 성 자	검 토 자	승 인 자
		임 철수	
	이정선	임철수	최석운

한국철도시설공단 KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

시현기술단 SEOHYUN ENGINEERING

seoyeong |주|서영엔지니어링

주식회사 동명기술공단

sunjin ENGINEERING & ARCHITECTURE

(주)선구엔지니어링 SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구)

노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (4/20)

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

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 1권

제1장 탑 리 제 1 교

1. 탑리제1교 ····· 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 탑 리 제 2 교

2. 탑리제2교 ····· 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 탑 리 제 3 교

3. 탑리제3교 ····· 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 탑 리 제 4 교

4. 탑리제4교 ····· 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

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

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 북 교

7. 수북교 ····· 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

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

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

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

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

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

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

제4장 탑리제4교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

4.1 상부공
4.2 교대공
4.3 옹벽공

4.1 상부공

4.1.1 WPC

1. 설 계 조 건

1.1 일 반 사 항

(1) 교 량 형 식 : WPC BEAM 교 (단경간)

(2) 교 량 연 장 : 40.000 m

(3) 교 량 폭 원 : 10.900 m

(4) 교 량 등 급 : 1 등 교 [KRL-2012]

(5) 곡 선 반 경 : 직선 구간

(6) 사 각 : 90.0 °

1.2 하 중 조 건

(1) 고 정 하 중

① 철근콘크리트 : 24.5 kN/m^3

② 무근콘크리트 : 23.0 kN/m^3

③ 자 갈 도 상 : 19.0 kN/m^3

④ 침목 및 궤도 : 4.1 kN/m^3

⑤ 강 재 : 77.0 kN/m^3

(2) 활 하 중

⇒ KRL - 2012

(3) 충 격 하 중

⇒ 철근콘크리트교 및 프리스트레스트 콘크리트교

$$i = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18$$

* 여기서 $0 < i \leq 0.67$ 여야 함

* L_c 은 부재의 지간 길이(m)이다.

1.3 사 용 재 료

(1) WPC BEAM

① 설계기준강도 f_{ck} = 45 MPa

② 긴장시 강도 f_{ci} = 42 MPa

③ BEAM 의 탄성계수 $E_c = 8500 \times \sqrt[3]{(f_{ck} + 4.5)}$ = 31210 MPa

④ 긴장시 BEAM 의 탄성계수 $E_{ci} = 8500 \times \sqrt[3]{(f_{ci} + 4.5)}$ = 30566 MPa

⑤ 크리이프계수 및 건조수축률

WPC GIRDER : Φ = 2.2 [∵ 콘크리트재령 90일]

ε = 0.00014 [∵ 콘크리트재령 90일]

바 닥 판 : Φ = 4.0 [∵ 콘크리트재령 7일]

ε = 0.00027 [∵ 콘크리트재령 7일]

(2) P.C STRAND [KSD 7002 SWPC 7B]

① A_p = 1.387 cm^2 × 20 ea × 7 cable = 194.18 cm^2

② E_p = 200000 MPa

③ 인 장 강 도 : f_{pu} = 1900 MPa

④ 항 복 강 도 : f_{py} = 1600 MPa

⑤ 파상마찰계수 : κ = 0.005 [κ/m] [철.설.기 P345]

⑥ 곡률마찰계수 : μ = 0.25 [μ/rad] [철.설.기 P345]

⑦ 슬 립 량 : 6.0 mm

⑧ 쉬스직경 : 100.0 mm

(3) 바 닥 판

f_{ck} = 30 MPa

E_c = 8500 × $\sqrt[3]{(f_{ck}+4)}$ = 27537 MPa

(4) 철 근

① 슬 래 브 : f_y = 400 MPa

② WPC BEAM : f_y = 400 MPa

③ E_s : 200000 MPa

1.4 허 용 응 력

(1) 콘크리트

① 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도

f_{ci} = 42 MPa (∵ 긴장시 콘크리트 강도는 41Mpa이상으로 함.)

② 크리이프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전의 일시적 응력

압축응력 : 0.55 f_{ci} = 23.1 MPa

인장응력 : 1.4 MPa or 0.25 $\sqrt{f_{ci}}$ = 1.62 MPa

인장응력 : 부착된 철근이 없는 인장구역 : 1.4 MPa or 0.25 $\sqrt{f_{ci}}$ = 1.62 MPa

부착된 철근을 있는 인장구역 : 0.50 $\sqrt{f_{ck}}$ = 3.354 MPa

③ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력

압축응력 : 0.4 f_{ck} = 18.00 MPa

미리 압축을 가한 인장구역에서의 인장응력 : 0

④ 균열응력 : 0.63 $\sqrt{f_{ck}}$ = 4.226 MPa

⑤ 정착부의 지압응력 정착직후 : 0.7 f_{ci} $\sqrt{(Ab'/Ab)-0.2}$ ≤ 1.10 f_{ci}

손실발생후 : 0.5 f_{ck} $\sqrt{(Ab'/Ab)}$ ≤ 0.90 f_{ck}

(2) P.S 강재

① 정착(SEATING)후 정착부에서의 응력 : 0.70 f_{pu} = 1330 MPa

0.90 f_{py} = 1440 MPa [슬립과 마찰을 상쇄시]

0.83 f_{py} = 1328 MPa [활동영역 끝부분]

② 손실이 일어난 후 사용하중시 : 0.80 f_{py} = 1280 MPa

1.5 설 계 방 법

(1) WPC BEAM : 허용응력설계법

(2) 바 닥 판 : 극한강도설계법

1.6 철 근 덮 개

(1) WPC BEAM : 50mm

(2) 바 닥 판

① 상 면 : 60 mm

① 하 면 : 40 mm

1.7 참 고 문 헌

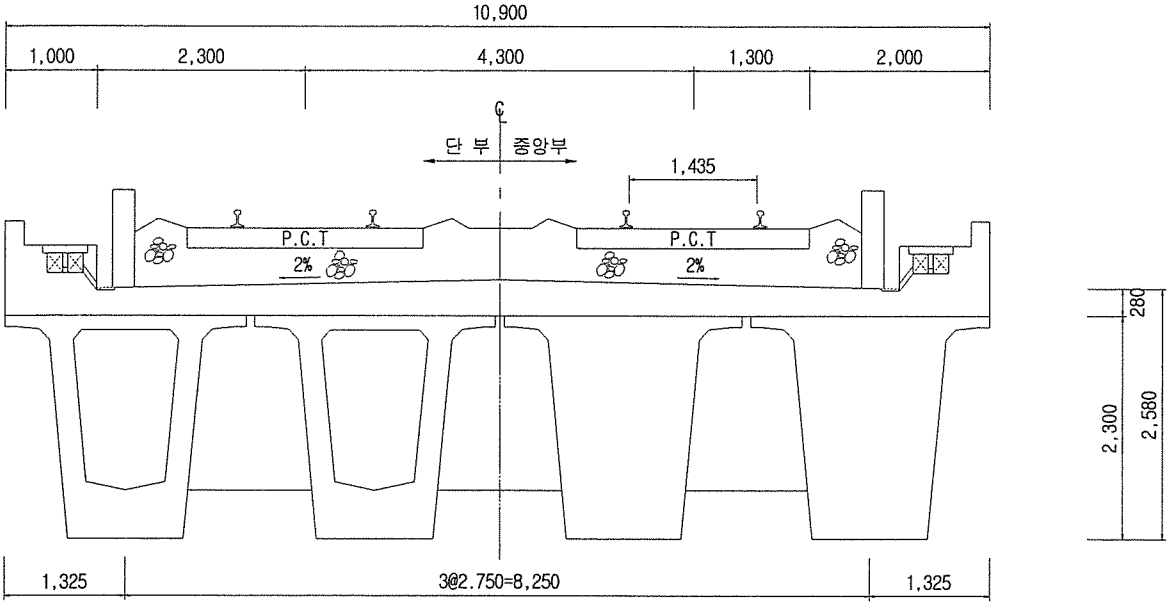
(1) 철도설계기준 - 철도교편 (철도시설공단, 2011)

(2) 콘크리트구조설계기준 (한국 콘크리트 학회, 2012)

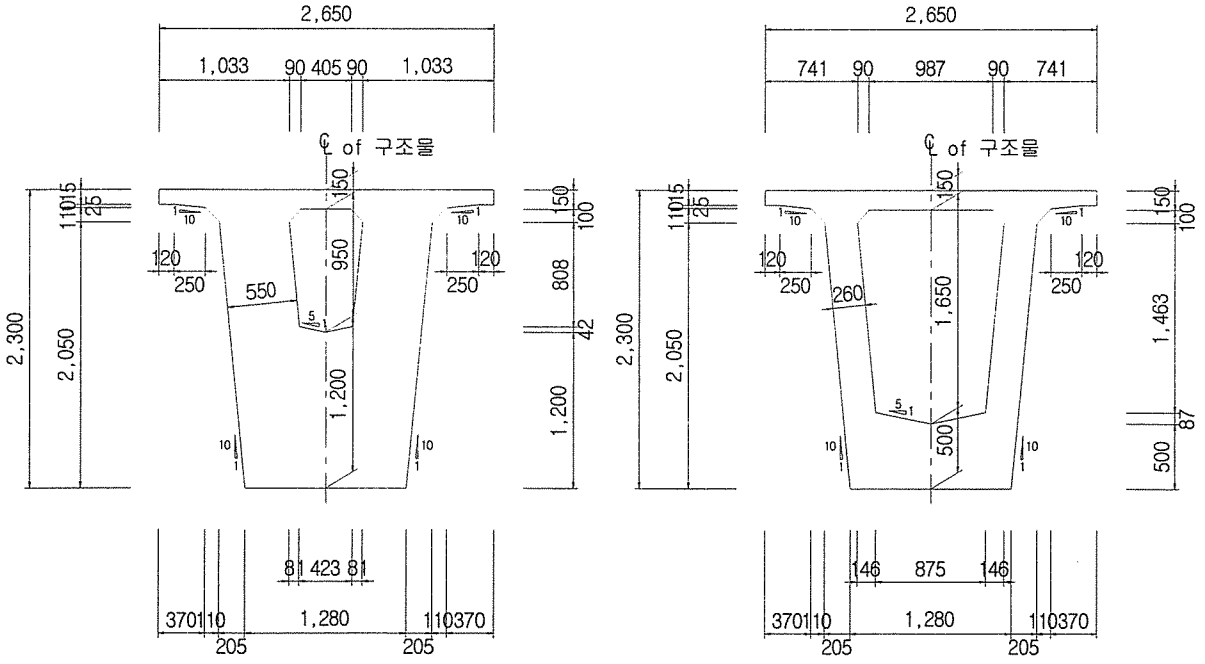
(3) 도로교설계기준 · 해설 (대한토목학회, 2008)

2. 단 면 가 정

◆ 표 준 단 면



◆ WPC거더 표준 단면도



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

가. 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.24 × 0.20 × 2.60 m
- 자갈도상두께 = 0.565 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.28 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5×자갈도상 두께 + 바닥판 두께
  = 3.428 m

(1) 고정하중

슬 래 브 :	W_s =	0.280	×	24.5			=	6.860	KN/m²
구배 Con'c :	W_s =	0.090	×	24.5	×	1/2	=	1.100	KN/m²
도 상 :	W_g =	0.565	×	19.0	×	1.3 (할증계수)	=	13.956	KN/m²
궤 도 :	W_r =	5.6	×	1/ 3.428			=	1.634	KN/m²
계 :	W_d =						=	23.550	KN/m²

여기서, 자갈도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할증된 값을 사용한다.
[철도설계기준 pp.13]
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만 설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다. [철도설계기준 pp.366 표 10.5.1]

- 바닥판 지간 = 1.060 m [철도설계기준 pp.362 그림 10.3.1]

- 고정하중에 의한 휨모멘트 $M_d = w_d L^2 / 10$ = 2.646 KN/m

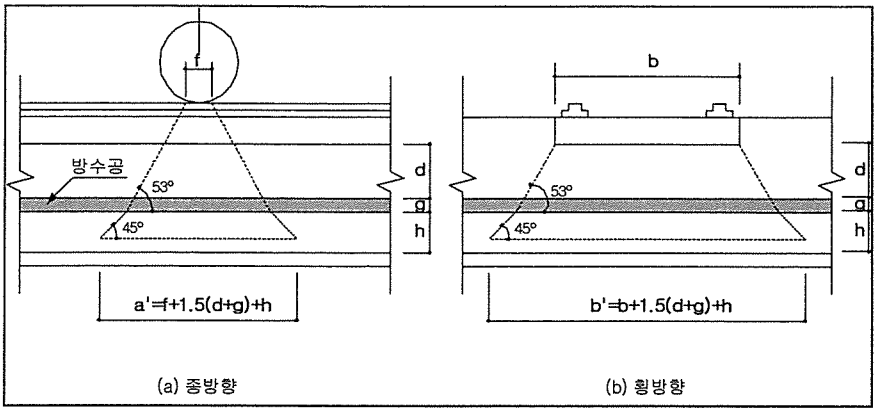
(2) 활하중(L)

1) 하중 분포폭 산정

주거더에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉, 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w로 계산한다.

$$w = P / a' b'$$

여기서, P는 축중(軸重) [kN]이고, a` 와 b`는 등분포 하중이 분포되는 축거(軸距)[m]로 다음 그림과 같이 계산된다.



여기서, f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리

= 0.24 m

b : 침목길이 = 2.60 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.37 m

g : 방수공의 두께 = 0.00 m

h : 슬래브 두께 = 0.28 m

-자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

a` = 동륜하중 축거 = 3.000 m

객차하중 축거 = 1.000

b` = b` = b + 1.5(d + g) + h = 3.428 m

2) 열차활하중에 의한 단면력

① 동륜하중

w = 220 × 1ea / (3.428 × 3) = 21.392 KN/m^2

② 객차하중

w = 80 × 1ea / (3.428 × 1) = 23.337 KN/m^2

③ 동륜하중 + 객차하중

w_l = 44.729 KN/m^2

$$M_l = \frac{w_l \times L^2}{10} = 5.026 \quad KN \cdot m$$

3) 충격하중 (I)

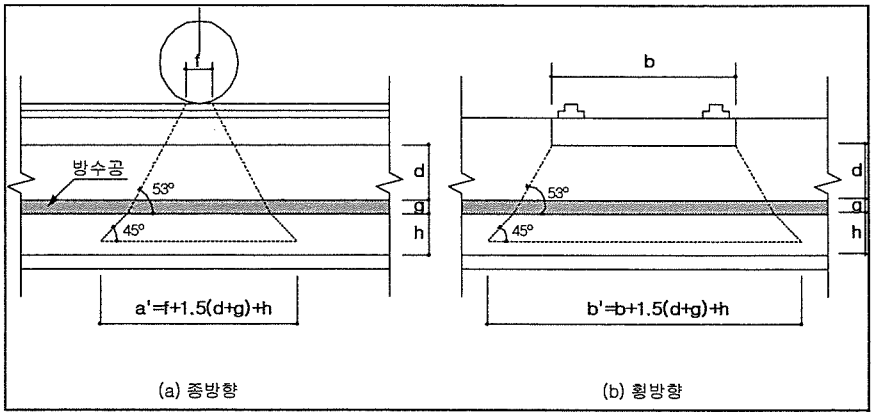
⇒ 충격계수(i) $$= \frac{1.44}{\sqrt{L_c} - 0.2} - 0.18 = 1.556$$

★ 여기서 $0 < i \leq 0.67$ 여야 하므로 i = 0.67 적용.

⇒ 충격하중(M_{L+i}) = 5.026 × 0.670 = 3.367 KN · m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)

1) 활하중 분포폭



여기서,

f : 궤도 중심선 원호의 중심으로부터 곡선 내측지점을 연결한 선까지의 거리

= 0.000 m

b : 침목길이 = 0.000 m

d : 자갈도상의 깊이 = 0.565 m

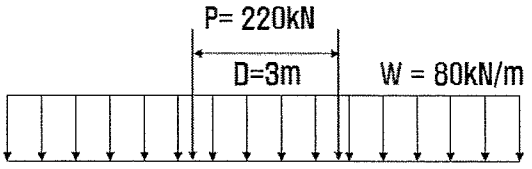
g : 방수공의 두께 = 0.000 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

-자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

a` = f + 1.5(d + g) + h = 1.128 m

b` = b + 1.5(d + g) + h = 1.128 m



2) 탈선하중에 의한 단면력

① 동륜하중

w = 0.7 × 220 × 1ea / (1.1275 × 1.1275) = 121.14 KN/m^2

② 객차하중

w = 0.7 × 80 × 1ea / (1.000 × 1.1275) = 49.667 KN/m^2

③ 동륜하중 + 객차하중

w_l = 170.807 KN/m^2

$$M_l = \frac{w_l \times L^2}{10} = 19.192 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

나. 설계단면력 요약

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	비고
모멘트(kN · m)	2.646	8.393	19.192	

다. 하중조합

(1) 계수하중(Factored Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	비고
Case 1	1.35	1.85		
Case 2	1.6	1.6		
Case 3	1.35		1.35	

(2) 사용하중(Service Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	비고
Case 4	1.0	1.0		
Case 5	1.0		1.0	

(3) 하중조합 결과

구 분	계수하중	사용하중	비고
Case 1	19.100		
Case 2	17.663		
Case 3	29.481		
Case 4		11.039	
Case 5		21.838	

다. 처짐 검토 [철도설계기준 pp.363]

궤도부분 바닥판의 최소두께

구 분		궤도진행 방향에 직각	궤도진행 방향에 평행
단순판		40L+110	65L+130
연속판		30L+110	50L+130
캔틸레버판	L ≤0.25	280L+160	240L+130
	L > 0.25	80L+210	

여기서, L은 열차하중 및 고정하중에 대한 지간이다. 단순판의 경우 지간은 순지간으로 한다.
바닥판의 최소두께는 200mm 이상 또는 위의 표의 값중 큰값을 사용한다.

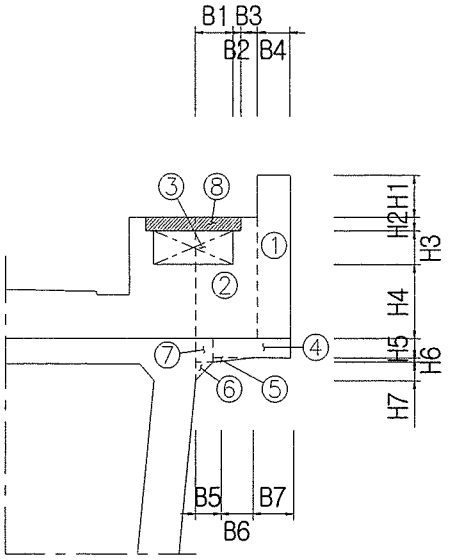
L = 1.060 (내부순지간 사용)

t_{min} = 30L + 110 = 141.8 mm < 200.0 mm

$\therefore t_{min}$ = 200.0 mm < huse = 280.0 mm O.K.!!

3.2 캔틸레버부

가. 하중계산



L	=	0.480	m		
H1	=	0.250	B1	=	0.030
H2	=	0.080	B2	=	0.050
H3	=	0.200	B3	=	0.200
H4	=	0.440	B4	=	0.200
H5	=	0.115	B5	=	0.110
H6	=	0.025	B6	=	0.250
H7	=	0.110	B7	=	0.120

캔틸레버판 고정하중에 대한 지간은 위의 그림과 같으나 캔틸레버 단부에 강성이 있는 브라켓을 설치하는 경우에 지지보와 브라켓으로 지지되는 바닥판으로 설계하면 설계지간은 다음과 같다. [철도설계기준 pp.362]

캔틸레버판 설계 지간 L_d = 0.480 m

(1) 고정하중(D)

고정하중에 대한 전단력과 휨모멘트 계산

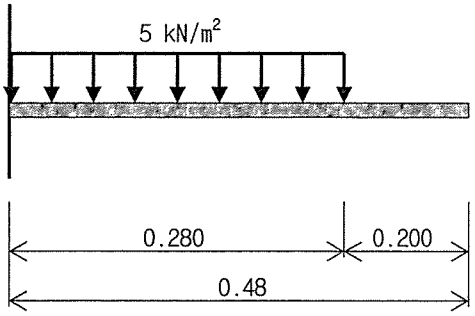
No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN · m)
(1)	0.97 × 0.20 × 24.5 = 4.753	0.380	1.806
(2)	0.72 × 0.28 × 24.5 = 4.939	0.140	0.691
(3)	0.20 × 0.03 × 24.5 = 0.147	-0.015	-0.002
(4)	0.12 × 0.37 × 24.5 = 1.042	0.295	0.307
(5)	0.03 × 0.25 × 24.5 × 1/2 = 0.077	0.193	0.015
(6)	0.11 × 0.11 × 24.5 × 1/2 = 0.148	0.037	0.005
(7)	0.14 × 0.11 × 24.5 = 0.377	0.055	0.021
(8)	0.08 × 0.08 × 24.5 = 0.157	0.040	0.006
자갈도상	0.00 × 0.65 × 19.0 = 0.000	0.000	0.000
CABLE	= 0.000	0.015	0.000
난간	= 0.000	0.380	0.000
방음벽	= 5.000	0.380	1.900
방음벽기초	= 0.000	0.380	0.000
TOTAL	= 16.640		4.749

=> 고정하중에 의한 휨모멘트 = 4.749 kN · m

(2) 활하중(L)

1) 군집하중(교측보도)

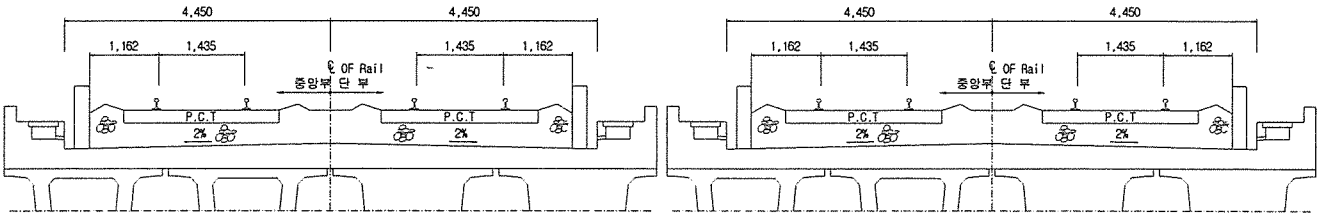
W_p = 5.0 kN/m²



캔틸레버부 군집하중 재하

군집하중에 의한 휨모멘트 M_L = 5.0 × 0.280 × 0.14 = 0.196 KN·m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1) 탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LF} = 170.81 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LF} = 99.34 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중(W) (방음벽 높이 = 5.00 M)

▷ 열차하중 비재하시

F_{W1} = (0.670 + 5) × 3.0 = 17.010 KN/m

M_{W1} = 17.01 × 2.835 m = 48.223 KN·m/m

▷ 열차하중 재하시

F_{W2} = (0.670 + 5) × 1.5 = 8.505 KN/m

M_{W2} = 8.505 × 2.835 m = 24.112 KN·m/m

나. 설계단면력 요약

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
모멘트(kN · m)	4.749	0.196	0.000	48.223	24.112	

다. 하중조합

(1) 계수하중(Factored Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
Case 1	1.35	1.85				
Case 2	1.6	1.6				
Case 3	1.35			1.35		
Case 4	1.35	1.45			0.675	
Case 5	1.35		1.35			

(2) 사용하중(Service Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
Case 6	1.0	1.0				
Case 7	1.0			1.0		
Case 8	1.0	1.0			0.5	
Case 9	1.0		1.0			

(3) 하중조합 결과

구 분	계수하중	사용하중	비고
Case 1	6.774		
Case 2	7.912		
Case 3	71.513		
Case 4	22.971		
Case 5	6.411		
Case 6		4.945	
Case 7		52.972	
Case 8		16.805	
Case 9		4.749	

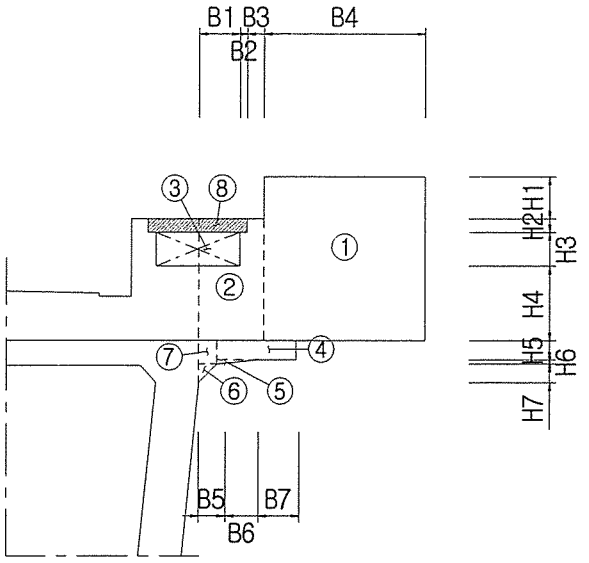
라. 처짐 검토 [철도설계기준 pp.363]

보도부분 바닥판 최소 두께 t_{min} = 140.0 mm

$\therefore t_{min}$ = 140 mm < t_{use} = 280.0 mm O.K.!!

3.3 전철주 기초부

가. 하중계산



L	=	1.280	m		
H1	=	0.250	B1	=	0.030
H2	=	0.080	B2	=	0.050
H3	=	0.200	B3	=	0.200
H4	=	0.440	B4	=	1.000
H5	=	0.115	B5	=	0.110
H6	=	0.025	B6	=	0.250
H7	=	0.110	B7	=	0.120

캔틸레버판 고정하중에 대한 지간은 위의 그림과 같으나 캔틸레버 단부에 강성이 있는 브라켓을 설치하는 경우에 지지보와 브라켓으로 지지되는 바닥판으로 설계하면 설계지간은 다음과 같다. [철도설계기준 pp.362]

캔틸레버판 설계 지간 L_d = 1.28 m

(1) 고정하중(D)

고정하중에 대한 전단력과 휨모멘트 계산

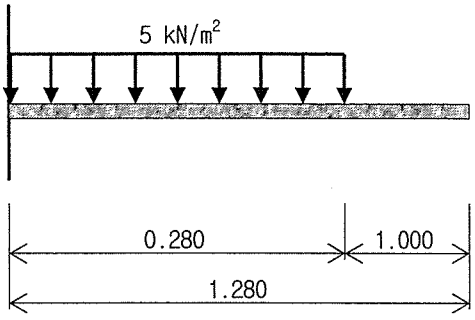
No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN · m)
(1)	0.97 × 1.00 × 24.5	= 23.765	0.780	18.537
(2)	0.72 × 0.28 × 24.5	= 4.939	0.140	0.691
(3)	0.20 × 0.03 × 24.5	= 0.147	-0.015	-0.002
(4)	0.12 × 0.37 × 24.5	= 1.042	0.295	0.307
(5)	0.03 × 0.25 × 24.5 × 1/2	= 0.077	0.193	0.015
(6)	0.11 × 0.11 × 24.5 × 1/2	= 0.148	0.037	0.005
(7)	0.14 × 0.11 × 24.5	= 0.377	0.055	0.021
(8)	0.08 × 0.08 × 24.5	= 0.157	0.040	0.006
자갈도상	0.00 × 0.65 × 0.0	= 0.000	0.000	0.000
CABLE		= 1.000	0.015	0.015
전철주		= 20.000	0.780	15.600
방음벽		= 0.000	0.000	0.000
TOTAL		= 51.652		35.195

=> 고정하중에 의한 휨모멘트 = 35.195 kN · m

(2) 활하중(L)

1) 군집하중(교측보도)

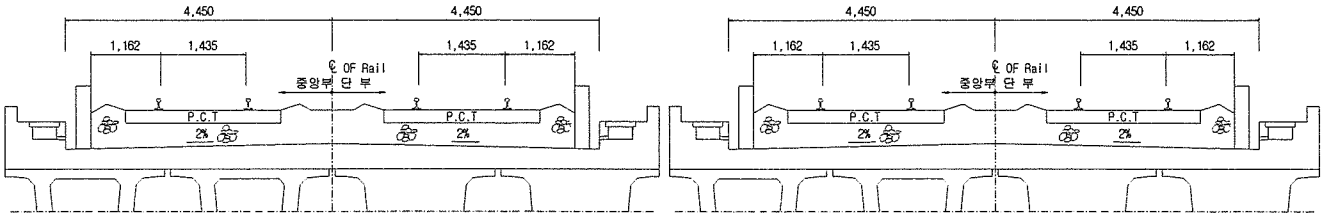
W_p = 5.0 kN/m²



캔틸레버부 군집하중 재하

군집하중에 의한 휨모멘트 M_L = 5.0 × 0.280 × 0.14 = 0.196 KN · m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1) 탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LF} = 170.81 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LF} = 99.34 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중(W) (방음벽 높이 = 0.000 M)

▷ 열차하중 비재하시

F_{W1} = (0.670 + 0.000) × 3.000 = 2.010 KN/m

M_{W1} = 2.010 × 0.335 m = 0.673 KN · m/m

▷ 열차하중 재하시

F_{W1} = (0.670 + 0.000) × 1.500 = 1.005 KN/m

M_{W1} = 1.005 × 0.335 m = 0.337 KN · m/m

나. 설계단면력 요약

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
모멘트(kN · m)	35.195	0.196	0.000	0.673	0.337	

다. 하중조합

(1) 계수하중(Factored Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
Case 1	1.35	1.85				
Case 2	1.6	1.6				
Case 3	1.35			1.35		
Case 4	1.35	1.45			0.675	
Case 5	1.35		1.35			

(2) 사용하중(Service Load)

구 분	고정하중(M_d)	활하중(M_L)	탈선하중(M_{DR})	풍하중(M_{W1})	풍하중(M_{W2})	비고
Case 6	1.0	1.0				
Case 7	1.0			1.0		
Case 8	1.0	1.0			0.5	
Case 9	1.0		1.0			

(3) 하중조합 결과

구 분	계수하중	사용하중	비고
Case 1	47.876		
Case 2	56.626		
Case 3	48.422		
Case 4	48.025		
Case 5	47.513		
Case 6		35.391	
Case 7		35.868	
Case 8		35.363	
Case 9		35.195	

3.4 바닥판 설계

가. 궤도부

1) 설계조건

· f_{ck} =	30 MPa	· f_y =	400 MPa	· H =	280 mm
· M_u =	29.481 kN · m	· S_u =	0.000 kN	· M =	21.838 kN · m
· b =	1000 mm	· d =	220 mm	· d' =	60.0 mm
· φ_f =	0.9	· φ_v =	0.85	· 주 철 근	1 단 배치

▷ 강도감소계수 산정

$T = A_s \times f_y$ = 529600 N

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 25500 a

$T = C$ ∴ a = 20.769 mm C = 24.434 mm

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.0020$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003 \times (d_t - C)}{C} = 0.0240$$

∴ $\varepsilon_t \geq$ 0.005 이므로 인장지배 단면이며 Φ = 0.9

2) 휨설계

- 필요철근량

a = $A_s \times f_y$ / (0.85 × f_{ck} × b) = 0.0156863 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times$ (d - a/2)

29481000 < -2.666666667 A_s^2 + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 399.830 mm²

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s = 399.830 mm²

$A_{s,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 770.000 mm²

$A_{s,min}$ = 0.25 $\sqrt{f_{ck}}$ / f_y × b × d = 753.119 mm²

∴ A_s = 753.119 mm² 이상 사용하여야 한다.

- 사용철근

∴ USE As =	H	16	@	150	=	1324.000 mm²				
	H	16	@	0	=	0.000 mm²				
				TOTAL	=	1324.000 mm²	[	p =	0.00602	]

0.K. !!

압축철근 : USE H 16 @ 150 = 1324.000 mm²

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$ = 2.984 %

p = A_s / (b×d) = 0.602 % < p_{max} = 0.714 × p_b = 2.130 % 0.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600/(600 + f_y) × d

= 94 mm > c = a / 0.85 = 24.434 mm

Max. a = 0.836 × c = 78.791

> a = f_y × A_s / 0.85 × f_{ck} × b = 20.769 mm

jd = d - a/2 = 209.616 mm

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 529.600 KN

T = f_y × A_s = 529.600 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 99.911 KN·m > 29.481 KN·m 0.K.!!

$\varphi_f M_n$ / M_u = 3.389

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 220.67 mm^2

· 인장측	H	13	@	200	=	633.50	mm^2	0.K.!!
· 압축측	H	13	@	200	=	633.50	mm^2	

온도-수축철근 검토

· 0.2%의 철근비	=	440.00	mm^2
· 사용 배력 철근 단면적	=	1267.00	mm^2 0.K.!!

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 21.838 kN·m

① 철근의 응력

n = Es / Ec = 200,000 / 27,537 = 7

p_{use} = A_s_use / b·d = 0.00602

$k = -n \cdot p + \{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}$ = 0.251

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.916

$f_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 81.823 MPa

f_{smax} (= 81.823 MPa) < 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- 0.K

② 철근의 중심간격 검토

S = 375 (K_{cr} / f_s) - 2.5 C_c

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 60.0 - 16.0 / 2 = 52 mm

s = 375 × (210 / 81.8) - 2.5 × 52.0 = 832.5 mm

s = 300 × (210 / 81.8) = 770 mm

∴ S = min(832.5, 770) = 770 mm > 150.0 mm ∴ 0.K

나. 캔틸레버부

1) 설계조건

·	f_{ck}	=	30 MPa	·	f_y	=	400 MPa	·	H	=	280 mm
·	M_u	=	71.513 kN · m	·	S_u	=	0.000 kN	·	M	=	52.972 kN · m
·	b	=	1000 mm	·	d	=	220 mm	·	d'	=	60.0 mm
·	φ_f	=	0.9	·	φ_v	=	0.85	·	주 철 근		1 단 배치

▷ 강도감소계수 산정

$T = A_s \times f_y$ = 529600 N

$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b$ = 25500 a

$T = C$ ∴ a = 20.769 mm C = 24.434 mm

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.0020$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003 \times (d_t - C)}{C} = 0.0240$$

∴ $\varepsilon_t \geq$ 0.005 이므로 인장지배 단면이며 Φ = 0.9

2) 휨설계

- 필요철근량

a = $A_s \times f_y$ / (0.85 × f_{ck} × b) = 0.0156863 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times$ (d - a/2)

71513000 < -2.666666667 A_s^2 + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 991.073 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s = 991.073 mm^2

$A_{s,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 770.000 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.25 $\sqrt{f_{ck}}$ / f_y × b × d = 753.119 mm^2

∴ A_s = 991.073 mm^2 이상 사용하여야 한다.

- 사용철근

∴ USE As = H 16 @ 150 = 1324.000 mm^2 O.K. !!

H 16 @ 0 = 0.000 mm^2

TOTAL = 1324.000 mm^2 [p = 0.00602]

압축철근 : USE H 16 @ 150 = 1324.000 mm^2

- 철근비 검토

$$\text{균형철근비}(p_b) = 0.85\,\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 2.984\ \%$$

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.6018182 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.130 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600 / (600 + f_y) × d

= 147.2625 mm > c = a / 0.85 = 24.434 mm

Max. a = 0.836 × c = 123.11145

> a = f_y × A_s / 0.85 × f_{ck} × b = 20.769 mm

jd = d - a/2 = 209.616 mm

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 529.600 KN

T = f_y × A_s = 529.600 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 99.911 KN · m > 71.513 KN · m

$\varphi_f M_n$ / M_u = 1.397 O.K.!!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 220.667 mm^2

· 인장측	H	13	@	200	=	633.500	mm^2	O.K.!!
· 압축측	H	13	@	200	=	633.500	mm^2	

온도-수축철근 검토

· 0.2%의 철근비	=	440.00	mm^2
· 사용 배력 철근 단면적	=	1267.00	mm^2 O.K.!!

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 52.972 kN · m

① 철근의 응력

n = Es / Ec = 200,000 / 27,537 = 7

p_{use} = A_s_use / b · d = 0.00602

$k = -n \cdot p + \{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}$ = 0.251

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.916

$f_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 198.476 MPa

f_{smax} (= 198.476 MPa) > 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- O.K

② 철근의 중심간격 검토

S = 375 (K_{cr} / f_s) - 2.5 C_c

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 60.0 - 16.0 / 2 = 52 mm

s = 375 × (210 / 198.5) - 2.5 × 52.0 = 266.8 mm

s = 300 × (210 / 198.5) = 317.5 mm

∴ S = min(266.8, 317.5) = 266.8 mm > 150.0 mm ∴ O.K

다. 전철주 기초부

1) 설계조건

· f_{ck}	=	30 Mpa	· f_y	=	400 Mpa	· H	=	280 mm
· M_u	=	56.626 kN · m	· S_u	=	0.000 kN	· M	=	35.868 kN · m
· b	=	1000 mm	· d	=	220 mm	· d'	=	60.0 mm
· φ_f	=	0.9	· φ_v	=	0.85	· 주 철 근	2 단 배치	

▷ 강도감소계수 산정

$T = A_s \times f_y$ = 1059200 N

$C = 0.85 \times f_{ck} \times \alpha \times b$ = 25500 α

$T = C$ ∴ α = 41.537 mm C = 48.867 mm

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.0020$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.003 \times (d_t - C)}{C} = 0.0105$$

∴ $\varepsilon_t \geq$ 0.005 이므로 인장지배 단면이며 Φ = 0.9

2) 휨설계

- 필요철근량

a = $A_s \times f_y$ / (0.85 × f_{ck} × b) = 0.0156863 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times$ (d - a/2)

56626000 < -2.66666667 As² + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 778.647 mm²

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s = 778.647 mm²

$A_{s,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 770.000 mm²

$A_{s,min}$ = 0.25 $\sqrt{f_{ck}}$ / f_y × b × d = 753.119 mm²

∴ A_s = 778.647 mm² 이상 사용하여야 한다.

- 사용철근

∴ USE As = H 16 @ 150 = 1324.000 mm² O.K. !!

H 16 @ 150 = 1324.000 mm²

TOTAL = 2648.000 mm² [p = 0.01204]

압축철근 : USE H 16 @ 150 = 1324.000 mm²

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$ = 2.984 %

p = A_s / (b × d) = 1.2036364 % < p_{max} = 0.714 × p_b = 2.130 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600 / (600 + f_y) × d

= 147 mm > c = a / 0.85 = 48.867 mm

Max. a = 0.836 × c = 123.11145

> a = f_y × A_s / 0.85 × f_{ck} × b = 41.537 mm

jd = d - a/2 = 199.231 mm

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 1059.200 KN

T = f_y × A_s = 1059.200 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 189.923 KN · m > 56.626 KN · m

$\varphi_f M_n$ / M_u = 3.354 O.K.!!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 441.333 mm^2

· 인장측	H	13	@	200	=	633.500 mm^2	O.K.!!
· 압축측	H	13	@	200	=	633.500 mm^2	

온도-수축철근 검토

· 0.2%의 철근비	=	440.000 mm^2	
· 사용 배력 철근 단면적	=	1267.000 mm^2	O.K.!!

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 35.868 kN · m

① 철근의 응력

n = Es / Ec = 200,000 / 27,537 = 7

p_{use} = A_s_use / b · d = 0.01204

$k = -n \cdot p + \{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}$ = 0.335

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.888

$f_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 69.314 MPa

f_{smax} (= 69.314 MPa) < 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- O.K

② 철근의 중심간격 검토

S = 375 (K_{cr} / f_s) - 2.5 C_c

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 60.0 - 16.0 / 2 = 52 mm

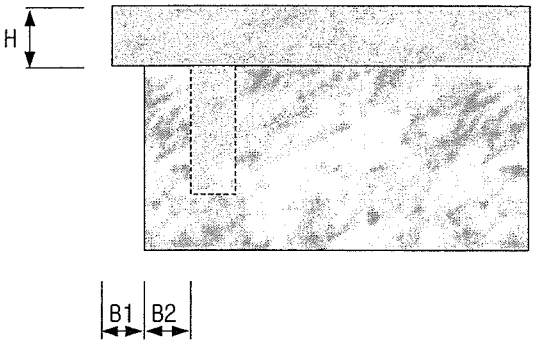
s = 375 × (210 / 69.3) - 2.5 × 52.0 = 1006.2 mm

s = 300 × (210 / 69.3) = 909 mm

∴ S = min(1006.2, 909) = 909 mm > 150.0 mm ∴ O.K

3.5 슬래브 단부 검토

가. 단면치수



H	0.280	m
B1	0.050	m
B2	0.200	m

나. 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

W_d = 23.550 KN/m^2

M_d = W_d × (B1+B2)^2 / 2 = 0.736 kN · m/m

2) 활하중에 의한 단면력

$W_{L(1+i)}$ = 8.393 KN/m^2

$$M_{L(1+i)} = \frac{W_{L(1+i)} \times (B1+B2)^2}{2} = 0.262 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

3) 하중조합

M_{u1} = 1.35 M_D + 1.85 $M_{L(1+i)}$ = 1.478 kN · m

M_{u2} = 1.6 M_D + 1.6 $M_{L(1+i)}$ = 1.597 kN · m

M_u = Max (M_{u1}, M_{u2}) = 1.597 kN · m

다. 철근량 산정

1) 설계조건

·	f_{ck} =	30 MPa	·	f_y =	400 MPa	·	H =	280 mm
·	M_u =	1.597 kN · m	·	S_u =	0.000 kN			
·	b =	1000 mm	·	d =	220 mm	·	d' =	60.0 mm
·	φ_f =	0.9	·	φ_v =	0.85	·	주 철 근	1 단 배치

2) 휨설계

- 필요철근량

a = A_s × f_y / (0.85 × f_{ck} × b) = 0.0156863 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$

1596800 < -2.666666667 A_s^2 + 74800 A_s

∴ Req'd A_s = 21.364 mm^2

- 휨부재의 최소철근량

$A_{s,min}$ = Req'd A_s = 21.364 mm²

$A_{s,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 770.000 mm²

$A_{s,min}$ = Req'd A_s × 4/3 = 28.485 mm²

∴ A_s = 28.485 mm² 이상 사용하여야 한다.

- 사용철근

∴ USE As =	H	16	@	200	=	993.000 mm²		O.K. !!
	H	16	@	200	=	0.000 mm²		
				TOTAL	=	993.000 mm²	[p = 0.00451]	

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$ = 2.984 %

p = A_s/(b ×d) = 0.4513636 % < p_{max} = 0.714 × p_b = 2.130 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600 / (600 + f_y) × d

= 147.2625 mm > c = a / 0.85 = 18.325 mm

Max. a = 0.836 × c = 123.11145

> a = f_y × A_s / 0.85 × f_{ck} × b = 15.576 mm

jd = d - a/2 = 212.212 mm

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 397.200 KN

T = f_y × A_s = 397.200 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 75.861 KN · m > 1.5968 KN · m

$\varphi_f M_n$ / M_u = 47.508 O.K.!!

3.6 켄틸레버부 단부 검토

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량 A_s^{req}

  A_s^{req} = 991.073 ㎟

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량 $A_s^{req'} = 2 \times A_s^{req}$

  $A_s^{req'}$ = 1982.146 ㎟

- 사용철근

  인장철근(상면) : USE H 19 @ 150 = 1910.00 ㎟ N.G.!!

  압축철근(하면) : USE H 16 @ 150 = 1324 ㎟

- 보강범위

  단부에서 2.0 m 까지

3.7 바닥판 설계 요약

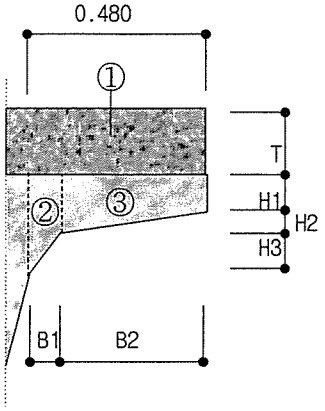
위 치	보강철근	방향	사용철근	간격(㎜)	비 고
캐도부	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	
	배력철근(인장)	교축방향	H13	200	
	배력철근(압축)	교축방향	H13	200	
켄틸레버부	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	
	배력철근(인장)	교축방향	H13	200	
	배력철근(압축)	교축방향	H13	200	
슬래브 단부	인장보강철근	교축직각방향	H16	200	
	압축보강철근	교축직각방향	H13	200	
켄틸레버부 (단부)	인장보강철근	교축직각방향	H19	150	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	
전철주 기초부	인장보강철근	교축직각방향	H16	150	
		교축직각방향	H16	150	
	압축보강철근	교축직각방향	H16	150	

3.5 합성전 거더 상부플랜지 안전성 검토

가. 하중 및 작용 단면력 산정

(1) 캔틸레버부

1) 설계단면



T	B1	B2	H1	H2	H3
0.280 m	0.110 m	0.370 m	0.115 m	0.025 m	0.110 m

2) 고정하중

① :	0.480	×	0.280	×	24.50	=	3.293	kN/m
② :	0.140	×	0.110	×	24.50	=	0.377	kN/m
	0.110	×	0.110	×	1/2 × 24.50	=	0.148	kN/m
③ :	0.115	×	0.370	×	24.50	=	1.042	kN/m
	0.025	×	0.370	×	1/2 × 24.50	=	0.113	kN/m
						Σ	4.974	kN/m

3) 작업자하중 = 2.500 kN/㎡ × 0.480 m × 1 = 1.200 kN/m

4) 작용 단면력

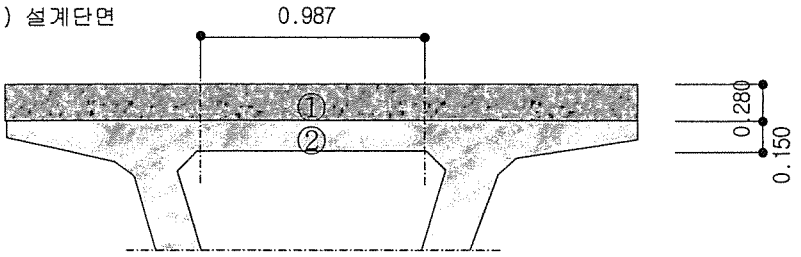
M1 = 0.790 kN · m + 0.021 kN · m + 0.005 kN · m + 0.308 kN · m + 0.026 kN · m = 1.150 kN · m

M2 = 0.288 kN · m

Mu = 1.35 · M1 + 1.85 · M2 = 2.086 kN · m

(2) 상부플랜지 중앙부

1) 설계단면



2) 고정하중

① :	1.000	×	0.280	×	24.50	=	6.860	kN/m
② :	1.000	×	0.150	×	24.50	=	3.675	kN/m
다. 작업자하중 =	2.500 kN/㎡	×	1.000 m			=	2.500	kN/m

라. 작용 단면력

M1 = 1.026 kN · m / M2 = 0.244 kN · m

Mu = 1.35 · M1 + 1.85 · M2 = 1.836 kN · m

나. 위치별 철근량 검토

(1) 캔틸레버부

1) 설계조건

· f_{ck}	= 45 Mpa	· f_y	= 400 Mpa	· H	= 140 mm
· M_u	= 2.086 kN · m	· S_u	= 0.000 kN	· M	= 1.438 kN · m
· b	= 1000 mm	· d	= 80 mm	· d'	= 60.0 mm
· φ_f	= 0.85			· 주 철 근	1 단 배치

2) 휨설계

- 필요철근량

a = A_s × f_y / (0.85 × f_{ck} × b) = 0.0104575 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$

2085877.969 < -1.777777778 A_s^2 + 27200 A_s

∴ Req'd A_s 77.075 mm²

- 휨부재의 최소철근량 ----- (콘크리트구조설계기준(2007) pp.123)

$A_{s,min}$ = Req'd A_s × 4/3 = 102.767 mm²

$A_{s,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 280.000 mm²

$A_{s,min}$ = 0.25 √f_{ck} / f_y × b × d = 335.410 mm²

- 사용철근

∴ USE As =	H	16	@	200	=	993.000 mm²			O.K. !!
	H	16	@	0	=	0.000 mm²			
				TOTAL	=	993.000 mm²	[p =	0.01241]	

압축철근 : USE H 16 @ 200 = 993.000 mm²

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) = 0.85 $\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$ = 5.078 %

p = A_s/(b ×d) = 1.241 % < p_{max} = 0.714 × p_b = 3.625 % O.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600/(600 + f_y) × d

= 34 mm > c = a / 0.85 = 12.217 mm

Max. a = 0.836 × c = 28.651

> a = f_y × A_s / 0.85 × f_{ck} × b = 10.384 mm

jd = d - a / 2 = 74.808 mm

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 397.200 KN

T = f_y × A_s = 397.200 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 25.257 KN · m > 2.086 KN · m O.K.!!

$\varphi_f M_n$ / M_u = 12.108

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 1.438 kN · m

① 철근의 응력

n = Es / Ec = 200,000 / 27,537 = 7

p_{use} = A_s_use / b · d = 0.01241

$k = -n \cdot p + \{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}$ = 0.339

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.887

$f_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 20.418 MPa

f_{smax} (= 20.418 MPa) > 0.6 f_y (= 240 MPa) --------- O.K

② 철근의 중심간격 검토

S = 375 (K_{cr} / f_s) - 2.5 C_c

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 60.0 - 16.0 / 2 = 52 mm

s = 375 × (210 / 20.4) - 2.5 × 52.0 = 3726.9 mm

s = 300 × (210 / 20.4) = 3085.6 mm

∴ S = min(3726.9, 3085.6) = 3085.6 mm > 200.0 mm ∴ O.K

(2) 거더내부

1) 설계조건

· f_{ck}	=	45 Mpa	· f_y	=	400 Mpa	· H	=	150 mm
· M_u	=	1.836 kN · m	· S_u	=	0.000 kN	· M´	=	1.270 kN · m
· b	=	1000 mm	· d	=	60 mm	· d'	=	90.0 mm
· φ_f	=	0.85				· 주 철 근		1 단 배치

2) 휨설계

- 필요철근량

a = A_s × f_y / (0.85 × f_{ck} × b) = 0.0104575 A_s

$M_u < \Phi_f \times M_n$

$M_u < \Phi_f \times A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

1836040.669 < -1.777777778 A_s^2 + 20400 A_s

∴ Req'd A_s = 90.719 mm²

- 휨부재의 최소철근량 —— (콘크리트구조설계기준(2007) pp.123)

$A_{s,min}$ = Req'd A_s × 4/3 = 120.959 mm²

$A_{s,min}$ = 1.4 / f_y × b × d = 210.000 mm²

$A_{s,min}$ = 0.25 √f_{ck} / f_y × b × d = 251.558 mm²

- 사용철근

∴ USE	As =	H	16	@	200	=	993.000 mm²			0.K. !!
		H	16	@	0	=	0.000 mm²			
					TOTAL	=	993.000 mm²	[p =	0.01655]	

압축철근 : USE H 16 @ 200 = 993.000 mm²

- 철근비 검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$ = 5.078 %

p = A_s / (b ×d) = 1.655 % < p_{max} = 0.714 × p_b = 3.625 % 0.K. !!

- 설계강도 검토

Max. c = 0.714 × 600/(600 + f_y) × d

= 26 mm > c = a / 0.85 = 12.217 mm

Max. a = 0.836 × c = 21.489

> a = f_y × A_s / 0.85 × f_{ck} × b = 10.384 mm

jd = d - a / 2 = 54.808 mm

C = 0.85 × f_{ck} × a × b = 397.200 KN

T = f_y × A_s = 397.200 KN

$\varphi_f M_n$ = φ_f f_y × A_s × j d = 18.504 KN · m > 1.836 KN · m 0.K.!!

$\varphi_f M_n$ / M_u = 10.078

3) 철근의 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 1.270 kN · m

① 철근의 응력

n = Es / Ec = 200,000 / 27,537 = 7

p_{use} = A_s_use / b · d = 0.01655

$k = -n \cdot p + \{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}$ = 0.379

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.874

$f_{smax} = M_{max} / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 24.386 MPa

f_{smax} (= 24.386 MPa) > 0.6 f_y (= 240 MPa) -------- O.K

② 철근의 중심간격 검토

S = 375 (K_{cr} / f_s) - 2.5 C_c

S = 300 (K_{cr} / f_s)

(여기서 K_{cr}은 건조환경 이외의 환경이므로 210 적용)

Cc = 90.0 - 16.0 / 2 = 82 mm

s = 375 × (210 / 24.4) - 2.5 × 82.0 = 3024.4 mm

s = 300 × (210 / 24.4) = 2583.5 mm

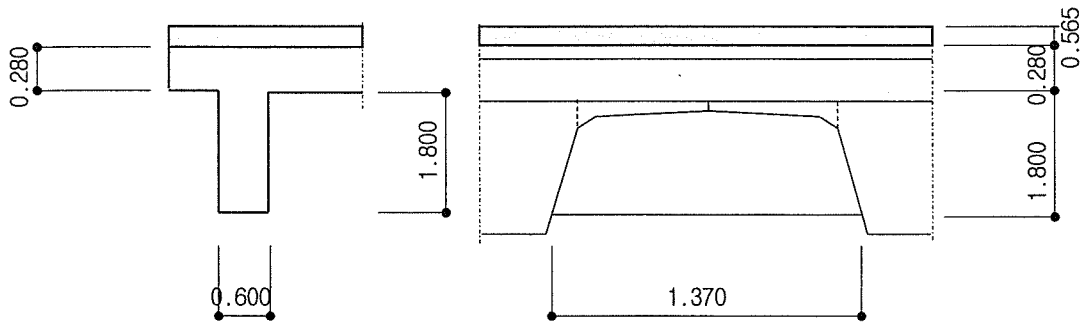
∴ S = min(3024.4, 2583.5) = 2583.5 mm > 200.0 mm ∴ O.K

3.6 가로보 검토

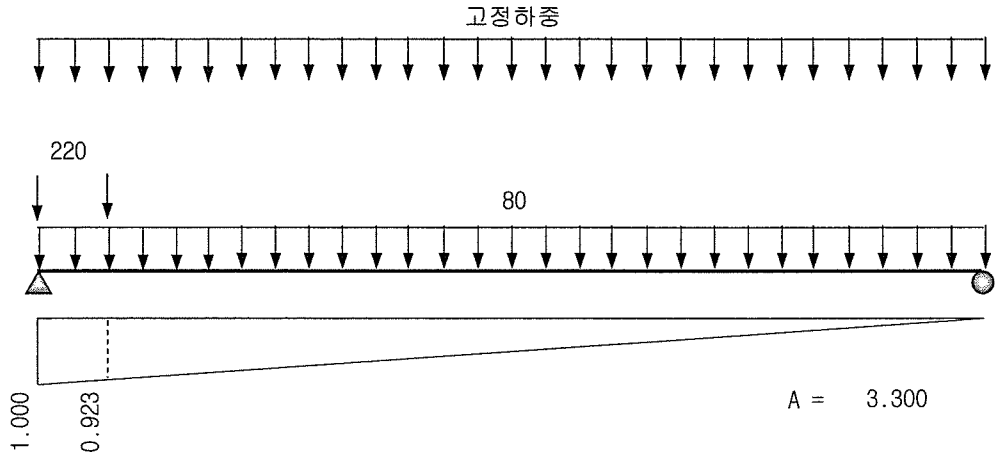
3.6.1 단부가로보 검토

가. 설계단면

1) 교축직각방향



2) 교축방향



나. 단면력 산정

1) 고정하중

▶ 합성전 고정하중

- 슬래브 = 0.280 × 24.5 = 6.860 【 kN/m 】
- 가로보(ωd) = 0.600 × 1.800 × 24.5 = 26.460 【 kN/m 】

▶ 합성후 고정하중

- 궤 도 = 4.100 / 3.428 = 1.196 【 kN/m 】
- 도 상 = 0.565 × 19.0 × 1.3 = 13.956 【 kN/m 】
- 방수공 = 0.000 × 11.0 = 0.000 【 kN/m 】

(가로보 제외) Σ 22.012 【 kN/m 】

R_{bd} = 22.012 × 9.600 × 1.370 × ½ = 144.751 【 kN 】

2) 활하중

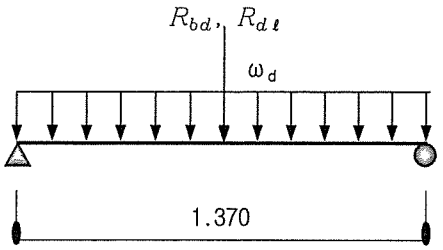
- 충격계수 i = 1.44 / ($\sqrt{L_c}$ - 0.2) - 0.18 = 0.620 ≤ 0.67

(** 단부 가로거더의 경우 L_c = 4m 적용)

- 활 하 중　　축하중 = 220 【 kN 】 -----> 220 / 3.428 = 64.177 【 kN/m 】

$R_{b\ell}$ = 64.177 × 1.620 × (1.000 + 0.923) +

23.337 × 1.620 × 3.300 = 324.657 【 kN 】



3) 하중조합

V_u = 1.35 × (144.751 + 26.460 × 1.370) + 1.85 × 324.657 = 844.967 【 kN 】

M_u = 1.35 × 144.751 × 1.370 / 4 + 1.35 × 26.460

× 1.370 ² / 8 + 1.85 × 324.657 × 1.370 / 4 = 281.02 【 kN · m 】

다. 전단검토 (DEEP BEAM에 의한 검토)　　(콘 · 설 · 기 7.7)

1) 적용범위

L_n = 137 cm

L_n / d = 137 / 166 = 0.825 < 5 ∴ DEEP BEAM으로 설계

2) 위험단면에서의 전단력

전단에 대한 위험단면 d = 0.5 × a = 0.5 × 0.685 = 0.343

V_u = 844.97 - 1.30 × 26.460 × 0.343 = 833.168 【 kN 】

3) 보의 최대 전단강도

L_n / d < 2 일때 보의 최대 공칭 전단강도

$V_n \leq 2(\sqrt{f_{ck}} / 3) \cdot b \cdot d$ = 0.67 × $\sqrt{30}$ × 600 × 1660 = 3636.88 【 kN 】

ΦV_n = 0.85 × 3636.878 = 3091.346 【 kN 】

4) 콘크리트가 부담하는 전단강도(V_c)

V_c = 1 / 6 $\sqrt{f_{ck}}$ b · d (실용식)

= 0.17 × $\sqrt{30}$ × 600 × 1660 = 909.219 【 kN 】

ΦV_c = 0.85 × 909.219 = 772.836 【 kN 】

그러므로, V_u = 833.168 【 kN/m 】 > ΦV_c = 772.836 【 kN/m 】

∴ 전단철근 필요

5) 전단철근이 부당하는 전단강도(V_s)

$V_u \le \Phi V_n \qquad V_u \le \Phi(V_c+V_s)$

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s_s}\left(\frac{1+\frac{l_n}{d}}{12}\right)+\frac{A_{vh}}{s_{vh}}\left(\frac{11-\frac{l_n}{d}}{12}\right)\right]f_y d$$

A_v : 간격 S_v로 배치된 수직스터럽의 단면적

A_{vh} :간격 S_h로 횡철근에 평행하게 배치된 전단철근의 단면적

위의 두식을 정리하면, $\frac{A_v}{s_v}\left(\frac{1+\frac{l_n}{d}}{12}\right)+\frac{A_{vh}}{s_{vh}}\left(\frac{11-\frac{l_n}{d}}{12}\right) \ge \frac{(V_u-\Phi_v V_c)}{\Phi_v f_y d}$

$\frac{1+\frac{l_n}{d}}{12}$ = (1 + 0.825) / 12 = 0.152

$\frac{11-\frac{l_n}{d}}{12}$ = (11 - 0.825) / 12 = 0.848

$\Phi_v . f_y . d$ = 0.85 × 400 × 1660 = 564400

$0.152\ \frac{A_v}{S_v} + 0.848\ \frac{A_h}{S_h} \ge$ (833168 - 772836) / 564400

$\ge$ 0.107

라. 철근량 산정

1) 수직 전단철근 배근 (수직 폐합 스터럽)

S_v : d/5 이하 또는 30cm이하

d / 5 = 166 / 5 = 33.2 cm

S_v = 20 cm

사용철근량 Use A_v = H16 × 4 = 7.944 ㎠

$A_v > 0.0025 \times b \times S_v$

7.944 > 0.0025 × 60 × 20 = 3.000 ㎠ O.K

2) 수평 전단철근 배근

S_h : d/5 이하 또는 30cm이하

d / 5 = 166 / 5 = 33.2 cm S_h = 20 cm

사용철근량 Use A_h = H16 × 4 = 7.944 ㎠

$A_{vh} > 0.0015 \times b \times S_h$

7.944 > 0.0015 × 60 × 20 = 1.800 ㎠ O.K

$0.152\ \frac{A_v}{S_v} + 0.848\ \frac{A_h}{S_h} \ge 0.107$

0.152 × 3.972 + 0.848 × 3.972 = 3.972 ≥ 0.107 O.K

마. 휨철근량 산정

콘크리트 설계기준강도	f_{ck}	= 30	MPa	철 근 의 항 복 강 도	f_y	= 400	MPa
설 계 모 멘 트	M_u	= 281.02	kN · m	휨 강 도 감 소 계 수	φ_f	= 0.90	
부 재 높 이	h	= 1800	mm	부 재 폭	b	= 600	mm
인 장 피 복	d'	= 150	mm	유 효 높 이	d	= 1650	mm

1) 휨철근량 산정

$$a = \frac{A_s\ f_y}{0.85\ f_{ck}\ b} \quad \cdots\cdots (1) \qquad A_s = \frac{M_u}{\Phi\ f_y\ (\ d - a\ /\ 2)} \quad \cdots\cdots (2)$$

(1), (2)에 의해 요구철근량 $Req.A_s = \dfrac{d - \sqrt{d^2 - \dfrac{4\ M_u}{1.445\ f_{ck}\ b}}}{2\ f_y\ /\ (1.7\ f_{ck}\ b)} = 5.02931$ ㎠

균형철근비 $P_b = 0.85\ k_1 \dfrac{f_{ck}}{f_y} \dfrac{600}{600 + f_y} = 0.03251$

최대철근비 $P_{max} = 0.714 \times P_b = 0.02321$

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

최소철근량 $A_{s\ min} = P_{min} \times b \times d = 34.65$ ㎠

최소철근량 $As_{\ min} = \dfrac{0.25\ \sqrt{f_{ck}}}{f_y}\ b\ d = 33.8903$ ㎠

} ∴ 최소철근량 A_s = 34.7 ㎠ (두값중 큰값 적용)

해석요구량 $Req.A_s$ = 5.02931 ㎠ < 최소철근량 $A_{s\ min}$ = 34.65 ㎠

$req.As$ × 4/3 = 6.70575 ㎠ < 최소철근량 Asmin = 34.65 ㎠

그러므로 요구되는 철근량 $Req.A_s$ = 6.706 ㎠

사용철근량 Use As =	H19	× 4	=	11.46	㎠
	H19	× 4	=	11.46	㎠
Total Use As			=	22.92	㎠

∴ O.K

사용철근비 Use P = 22.92 / (60 × 165) = 0.00232 , a = 2.8296 cm

$\varphi M_n = \varphi\ A_s\ f_y\ (\ d - \dfrac{a}{2}\ ) = 1274.787$ 【 kN · m 】

그러므로, φM_n = 1274.787 【 kN · m 】 > M_u = 281.02 【 kN · m 】 ∴ O.K

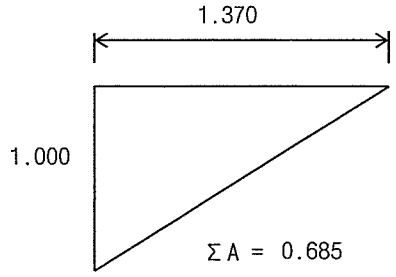
3.6.2 중간가로보 검토

가. 작용 단면력

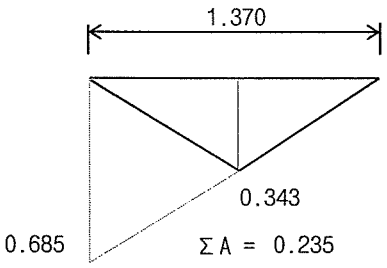
1) 고정하중 (Dead Load)

거더 간격 : 2.750 m 계 산 지 간 : 1.370 m

전단력 영향선



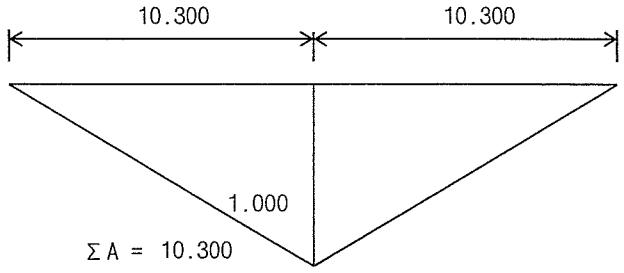
모멘트 영향선



구 분	두 께	폭	단위중량	전단력	종 거	모멘트
궤 도		10.300	1.5	10.583	0.343	3.625
도상	0.650	10.300	19.0	87.135	0.343	29.844
슬래브	0.323	10.300	24.5	55.834	0.343	19.123
가로보	1.800	0.300	24.5	9.063	0.343	3.104
합 계				162.615		55.696

2) 활하중 (Live Load)

가로보 간격 : 10.300 m 활하중 재하폭 : 3.428 m



W = ΣA × (22 / 1.5) / 3.428 = 44.1 kN/m

S = 44.07 × 1.370 / 2 = 30.000 kN

M = 44.07 × 1.370 ^{2} / 10 = 8.000 kN·m

구 분	전단력	모멘트
단 면 력	30.000	8.000

3) 단면력 산정

M_u = 1.35 M_d + 1.85 M_l = 90.00 kN·m

S_u = 1.35 S_d + 1.85 S_l = 275.00 kN

M_u = 1.60 M_d + 1.60 M_l = 102.00 kN·m

S_u = 1.60 S_d + 1.60 S_l = 308.00 kN

나. 철근량 산정

f_{ck} (MPa)	27
M_u (kN-m)	102
S_u (kN)	308
b (mm)	300
d (mm)	1720

f_y (MPa)	400
ϕ(bending)	0.85
ϕ(shear)	0.8
e (mm)	0
H (mm)	1800

1) 휨 설 계

$$As_req = \frac{\phi d f_y - \sqrt{\{(\phi d f_y)^2 - 4 A M_u\}}}{2A} = 175 \ mm^2$$

$$여기서,\ A = \frac{\phi (f_y)^2}{1.7 f_{ck} b} = 9.877$$

1단 배근 :	H19	2EA	=>	573	mm^2
2단 배근 :	H19	2EA	=>	573	mm^2

A_{s-use} = 1146 mm^2 , $p_{use} = A_{s\ use} / b\ d$ = 0.222 %

$A_{s\ min}$ = 1.4 b d / f_y = 1,806 mm^2

$A_{s\ req}$ × 4/3 = 233 mm^2

As_use (1,146.000 mm^2) > MIN.(As_min, As_req×4/3) = 233 mm^2 ==>> O.K

p_{min} = 1.4 / f_y = 0.350 % , p_{max} = 3.264 %

p_use=0.222(%) < p_min=0.350(%), 그러나 As_use > As_req ×4/3 이므로 ==>> O.K

$a = A_{s\ use} f_y / (0.85 f_{ck} b)$ = 66.580 mm

φM_n = 657.000 kN·m > M_u = 102.000 kN·m

2) 전 단 설 계

L / d = 0.797 < 5 ==>> Deep Beam

φV_c = 357.000 kN φV_s = 0.000 tonf

V_u = 308.000 kN s_{max} = 60.000 mm

1/2ϕVc < Vu < ϕVc 이므로 최소량의 전단철근 보강

A_v = H16 2EA => 397.200 mm^2 , s = 200 mm

A_h = H16 2EA => 397.200 mm^2 , s_2 = 200 mm

A_v = 397 > 0.0015 b s = 90 ==>> O.K

A_h = 397 > 0.0025 b s = 150 ==>> O.K

0.15 A_v/s + 0.85 A_h / s_2 = 1.986 > 0.000 (= φV_s / φf_y d) ==>> O.K

3.7 가로보 연결부 검토

3.7.1 가로보 주철근 용접길이 검토

1) 철근의 허용 인장 응력도

구 분	인장응력 (f_{ta})	전단응력 (V_a)
SD 400	180	80

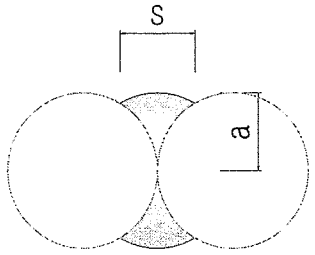
2) 사용철근

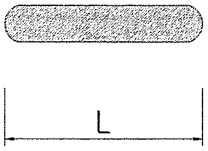
구 분	철근 단면적	지름
H 19	286.5	19.10

3) 용접의 폭

구분	H 13	H 16	H 19	H 22	H 25	H 29	H 32
폭	6.5	8.0	9.5	11.0	12.5	14.5	16.0

4) 단 면





5) 용접길이 계산

$$L = \frac{A_s \times f_{ta}}{a \times V_a} + 2S$$

$$= \frac{286.5 \times 180}{4.449 \times 80} + 2 \times 9.5$$

$$= 163.892 \text{ mm}$$

여기서, A_s : 철근의 공칭 단면적

f_{ta} : 철근의 허용인장응력

V_a : 용접부의 허용 전단응력

a : 0.39 D - 3.0

$= 0.39 \times 19.10 - 3.0 = 4.449$

6) 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다.

$L' = 19.10 \times 10 = 191.00$ mm

$L = 163.89 < 191.00$ 이므로 191.00 mm 사용

∴ 양면 용접이므로 $L = 191.00 / 2 = 130.00$ mm 를 적용함.

3.7.2 가로보 수평철근 용접길이 검토

1) 철근의 허용 인장 응력도

구 분	인장응력 (f_{ta})	전단응력 (V_a)
SD 400	180	80

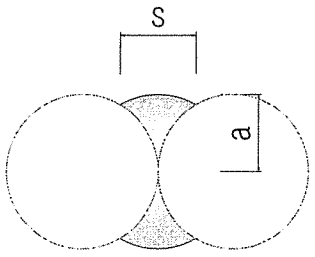
2) 사용철근

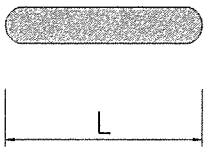
구 분	철근 단면적	지름
H 16	198.6	15.90

3) 용접의 폭

구분	H 13	H 16	H 19	H 22	H 25	H 29	H 32
폭	6.5	8.0	9.5	11.0	12.5	14.5	16.0

4) 단 면





5) 용접길이 계산

$$L = \frac{A_s \times f_{ta}}{a \times V_a} + 2S$$

$$= \frac{198.6 \times 180}{3.201 \times 80} + 2 \times 8$$

$$= 155.597 \text{ mm}$$

여기서, A_s : 철근의 공칭 단면적

f_{ta} : 철근의 허용인장응력

V_a : 용접부의 허용 전단응력

a : 0.39 D - 3.0

= 0.39 × 15.90 - 3.0 = 3.201

6) 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다.

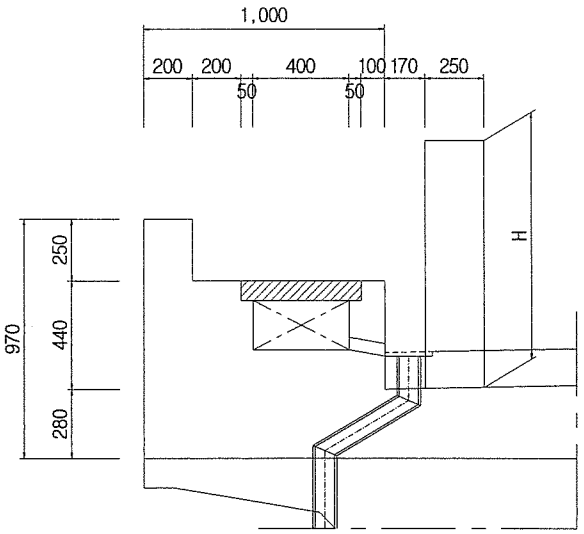
L' = 15.90 × 10 = 159.00 mm

L = 155.60 < 159.00 이므로 159.00 mm 사용

∴ 양면 용접이므로 L = 159.00 / 2 = 80.00 mm 를 적용함.

3.8. 탈선방지 방호벽 설계

3.8.1 단면치수



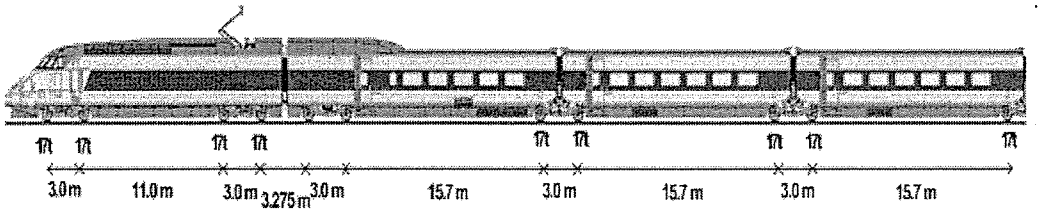
좌측 - H : 1.000 m

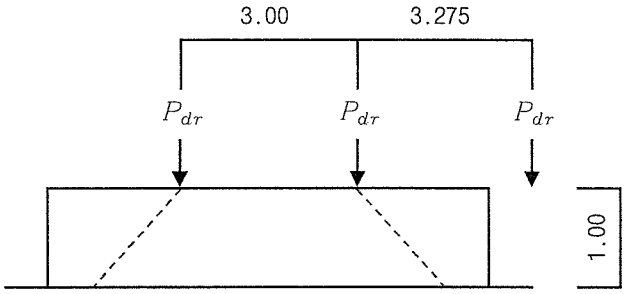
우측 - H : 1.000 m

t : 0.250 m

3.8.2 설계하중에 의한 단면력

(1) 탈선하중 재하폭 산정 (실하중 기준으로 적용)





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.0

= 60.0 kN/m

(1) 전단력 산정

S_r = 60.0 kN

(2) 휨모멘트 산정

좌측 - M_r = 60.0 × 1.000 = 60.0 kN · m

우측 - M_r = 60.0 × 1.000 = 60.0 kN · m

=> 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

3.8.3 철근량 산정

가. 좌측부 검토

(1) 설계조건

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k_1 = 0.836 , Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN · m)	S_u (kN)
1000.00	250.00	200.00	50.00	60.000	60.000

(2) 휨검토

Use A_s (1단)	H	16	-	7	EA	=	1324.066	mm² ,	d_1	50 mm
Use A_s (2단)	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm² ,	d_2	0 mm
Use A_s (3단)	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm² ,	d_3	0 mm

→ Use As (total) = 1324.066 mm² [사용률 1.535]

a = $A_s \cdot f_y$ / $0.85 \cdot f_{ck} \cdot b$ = 20.770 mm

ε_t = 0.003 · (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.02115 > 0.004 ------- O.K

ε_y = f_y / E_y = 400 / 2.00E+06 = 0.00020

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , Φ_f = 0.90 적용

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ $Req\ A_s$ = 862.507 mm²

☞ 철근비 검토

P_{max} = 0.714 $P_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times k1 \times fck \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)}$ = 0.0400

⇒ MAX A_s = 8004.84 mm²

P_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √ f_{ck} / f_y = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ P_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 700.00 mm²

☞ 4 / 3 · $req\ A_s$ ⇒ MIN A_s = 1150.01 mm²

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 21.117 mm

ΦM_n = 0.90 × A_s × f_y × (d - a / 2) = 90.300 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 60.000 kN · m) [사용률 = 1.505] ∴ O.K!!

(3) 전단 검토

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

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × #### × #### / 1000 = 155.19 kN

ΦV_c = 155.19 > V_u = 60.000 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

나. 우측부 검토

(1) 설계조건

f_{ck} = 30 MPa f_y = 400 MPa k1 = 0.836 , Φ_f = 0.90 Φ_v = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M_u (kN · m)	S_u (kN)
1000.00	250.00	200.00	50.00	60.000	60.000

(2) 휨검토

Use A_s (1단)	H	16	-	7	EA	=	1324.066	mm^2 ,	d_1	50 mm
Use A_s (2단)	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_2	0 mm
Use A_s (3단)	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d_3	0 mm

→ Use As (total) = 1324.066 mm^2 [사용률 1.535]

a = $A_s \cdot f_y$ / 0.85 · $f_{ck} \cdot b$ = 20.770 mm

ε_t = 0.003 · (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.02115 > 0.004 ------- O.K

ε_y = f_y / E_y = 400 / 2.00E+06 = 0.00020

☞ ε t > 0.005 이므로 인장지배단면 , Φ_f = 0.85 적용

M_u / Φ = $A_s \times f_y \times (d - a/2)$ ---------- (1)

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ $Req\ A_s$ = 862.507 mm^2

☞ 철근비 검토

P_{max} = 0.714 $P_b = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{f_y \times (\ 60000 + f_y\ )}$ = 0.0400

⇒ MAX A_s = 8004.84 mm^2

P_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035

0.25 √ f_{ck} / f_y = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ P_{min} = 0.0035 ⇒ MIN A_s = 700.00 mm^2

☞ 4 / 3 · $req\ A_s$ ⇒ MIN A_s = 1150.01 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = $A_s \times f_y$ / (0.85 × $f_{ck} \times b$) = 21.117 mm

ΦM_n= 0.90 × $A_s \times f_y \times (d - a/2)$ = 90.300 kN · mm

ΦM_n > M_u (= 60.000 kN · m) [사용률 = 1.505] ∴ O.K!!

(3) 전단 검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ $f_{ck} \times b \times d$ =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × #### × #### / 1000 = 155.19 kN

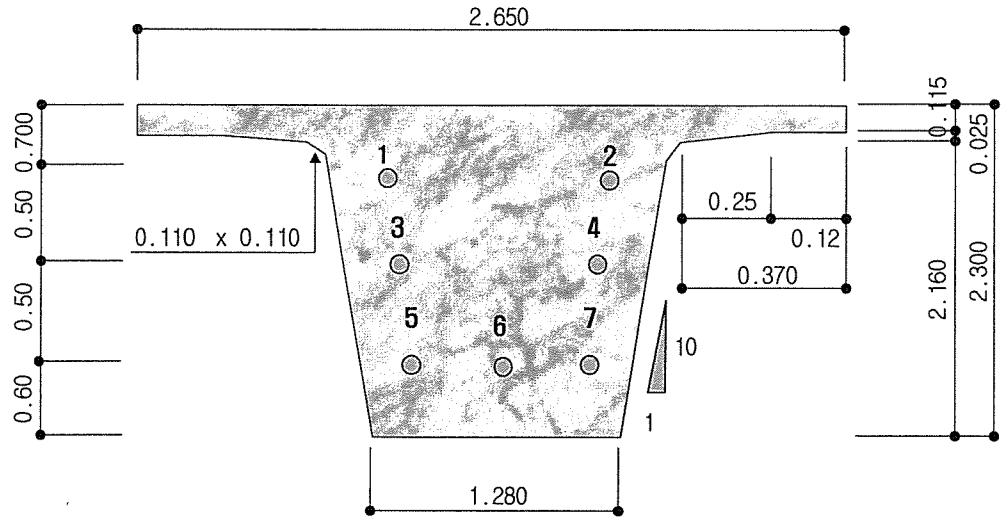
ΦV_c= 155.19 > V_u = 60.000 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

4. 외측 WPC 거더 설계

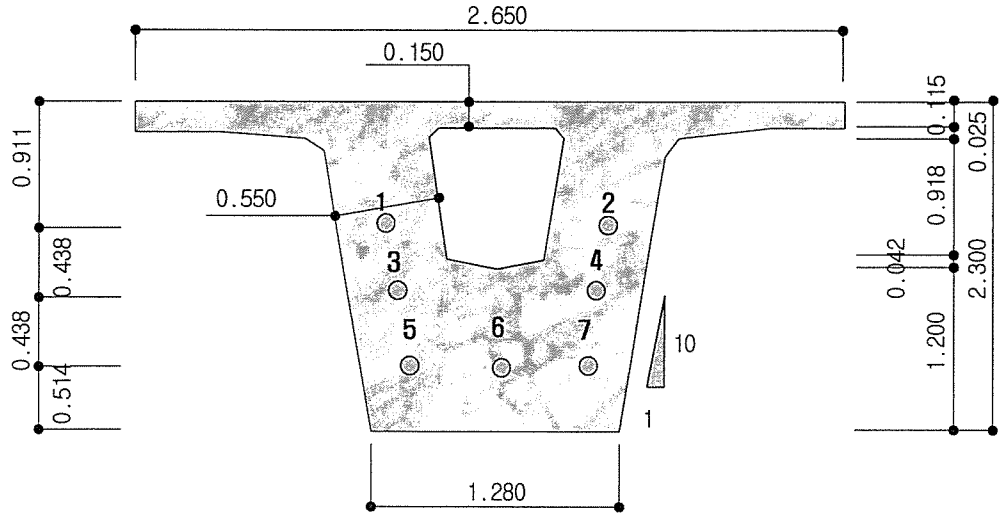
4.1 WPC BEAM 제원

(WPC BEAM 간격 : 2.750 m)

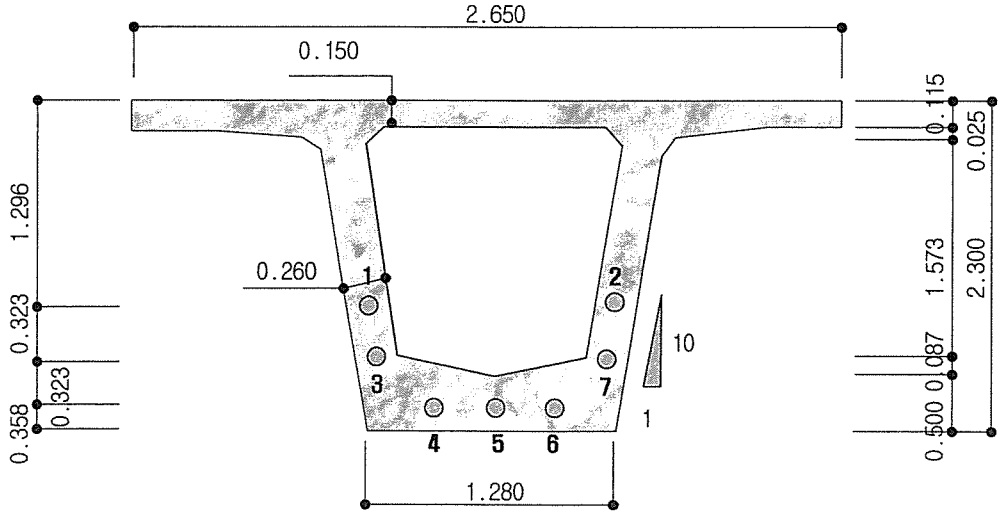
Section 1 - 단부

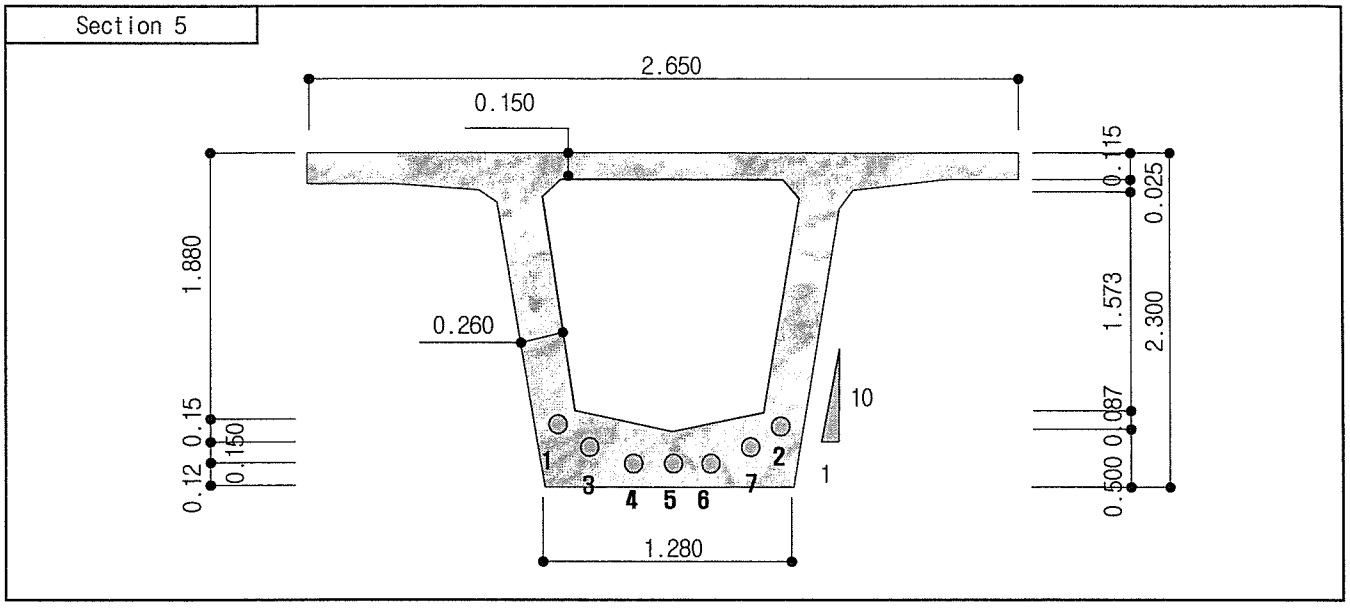


Section 2



Section 3,4





4.2 긴장재의 기하구조

4.2.1 긴장재 배치

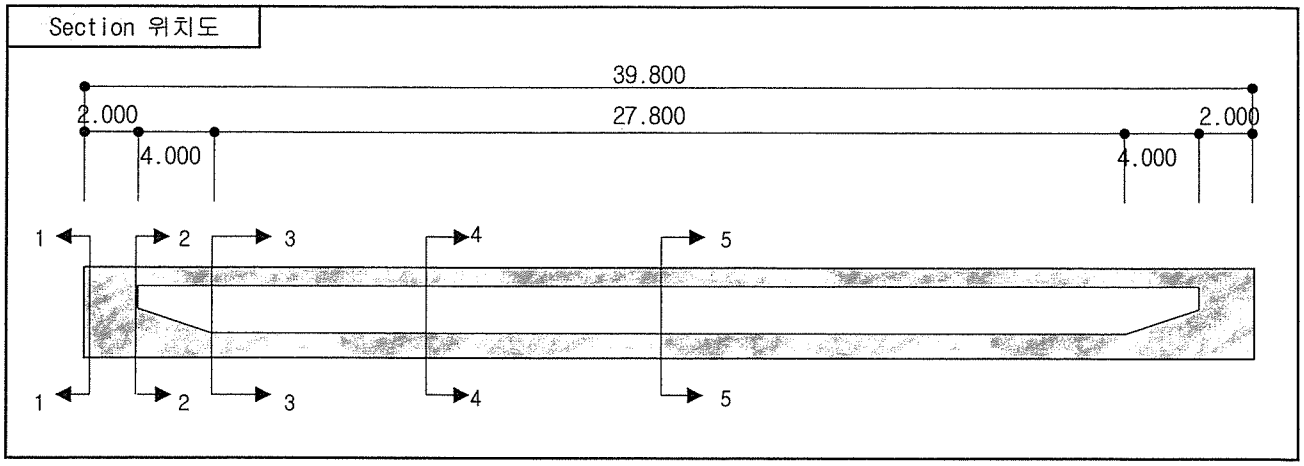
번 호	중앙부에서 정착단거리(X)	높 이(Y)	방정식계수 a $Y=aX^2$	중앙점~정착부 텐던길이	정착부~정착부 텐던길이	텐던길이 / 직선길이
1	19.750	1.180	0.003025156	19.797	39.594	1.002
2	19.750	1.180	0.003025156	19.797	39.594	1.002
3	19.750	0.830	0.002127864	19.773	39.546	1.001
4	19.750	0.830	0.002127864	19.773	39.546	1.001
5	19.750	0.480	0.001230572	19.758	39.516	1.000
6	19.750	0.480	0.001230572	19.758	39.516	1.000
7	19.750	0.480	0.001230572	19.758	39.516	1.000

4.2.2 BEAM 중앙을 기준으로 긴장재 거리에 따른 바닥에서 높이

번 호	19.750	17.900	13.900	3.950	0.000	비고
1	1.600	1.389	1.004	0.467	0.420	
2	1.600	1.389	1.004	0.467	0.420	
3	1.100	0.952	0.681	0.303	0.270	
4	1.100	0.952	0.681	0.303	0.270	
5	0.600	0.514	0.358	0.139	0.120	
6	0.600	0.514	0.358	0.139	0.120	
7	0.600	0.514	0.358	0.139	0.120	
평 균	1.029	0.889	0.635	0.280	0.249	

4.2.3 BEAM 중앙을 기준으로 긴장재 거리에 따른 회전각(Radian)

번 호	19.750	17.900	13.900	3.950	0.000	비고
1	0.1189300	0.1078800	0.0839020	0.0238940	0.0000000	
2	0.1189300	0.1078800	0.0839020	0.0238940	0.0000000	
3	0.0838540	0.0760310	0.0590860	0.0168090	0.0000000	
4	0.0838540	0.0760310	0.0590860	0.0168090	0.0000000	
5	0.0485690	0.0440260	0.0341970	0.0097210	0.0000000	
6	0.0485690	0.0440260	0.0341970	0.0097210	0.0000000	
7	0.0485690	0.0440260	0.0341970	0.0097210	0.0000000	
평 균	0.0790000	0.0710000	0.0560000	0.0160000	0.0000000	



4.3 WPC BEAM의 단면 특성

가. BEAM 중앙에서 19.750m 위치 (Section 1)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	36010	35460	36705	44539
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				100.623
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	105.543	105.209	105.951	84.473
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	124.457	124.791	124.049	145.527
i 단면2차모멘트	(cm^4)	164737647	164473109	165050298	261990204
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2603681
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1560858	1563299	1557798	3101467
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1323651	1317989	1330525	1800286
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	21.557	21.891	21.149	42.627
R 회전반경	(cm)	67.637	68.105	67.058	76.696

나. BEAM 중앙에서 17.900m 위치 (Section 2)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	31357	30807	32051	39886
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				103.779
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	112.373	111.861	112.996	87.629
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	117.627	118.139	117.004	142.371
i 단면2차모멘트	(cm^4)	150201405	149731614	149731614	256437854
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2470999
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1336633	1338551	1334165	2926404
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1276930	1267419	1267419	1801194
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	28.727	29.239	28.104	53.471
R 회전반경	(cm)	69.211	69.716	68.583	80.183

다. BEAM 중앙에서 13.900m 위치 (Section 3)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	19613	19063	20308	28142
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				97.44
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	117.194	115.772	118.881	81.29
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	112.806	114.228	111.119	148.71
i 단면2차모멘트	(cm^4)	124180029	122801692	125804287	229567688
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2355990
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1059611	1060720	1058237	2824058
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1100828	1075058	1132158	1543727
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	49.306	50.728	47.619	85.21
R 회전반경	(cm)	79.57	80.26	78.707	90.318

라. BEAM 중앙에서 3.950m 위치 (Section 4)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	19613	19063	20308	28142
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				98.316
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	117.194	114.749	120.095	82.166
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	112.806	115.251	109.905	147.834
i 단면2차모멘트	(cm^4)	124180029	120105229	128998781	234624217
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2386430
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1059611	1046678	1074139	2855490
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1100828	1042119	1173730	1587079
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	84.806	87.251	81.905	119.834
R 회전반경	(cm)	79.57	79.374	79.7	91.308

마. BEAM 중앙에서 0.000m 위치 (Section 5)

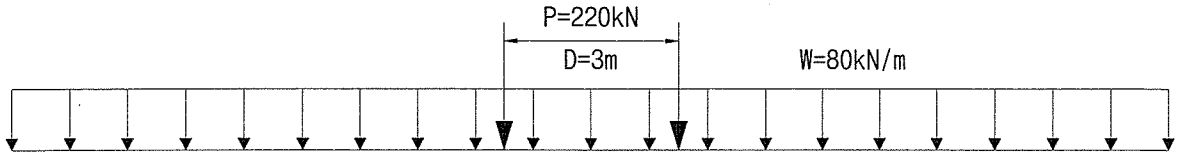
구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	19613	19063	20308	28142
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				98.393
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	117.194	114.659	120.201	82.243
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	112.806	115.341	109.799	147.757
i 단면2차모멘트	(cm^4)	124180029	119805001	129358062	235144501
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2389850
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1059611	1044881	1076181	2859143
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1100828	1038703	1178135	1591427
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	87.906	90.441	84.899	122.857
R 회전반경	(cm)	79.57	79.275	79.811	91.409

4.4 하중산정

4.4.1 고정하중

구 분		면 적 (m^2)	길 이 (m)	체 적 (m^3)	중 량 [kN]	하 중	단위
BEAM	Section 1	3.601	2.000	7.202	176.449	88.225	kN/m
	Section 2	3.136	4.000	12.543	307.296	76.824	kN/m
	Section 3~5	1.961	13.900	27.262	667.929	48.052	kN/m
소 계				47.007	1151.674	213.101	kN/m
가로보	단 부	3.151	1.200	3.781	92.639	92.639	kN
슬 래 브		0.872	39.800	34.710	850.385	21.366	kN/m
공 동 구		0.330	39.800	13.134	321.783	8.085	kN/m
군 집 하 중						5.000	kN/m
도상(궤도 및 침목)						25.104	kN/m

4.4.2 활 하 중 (KRL - 2012)

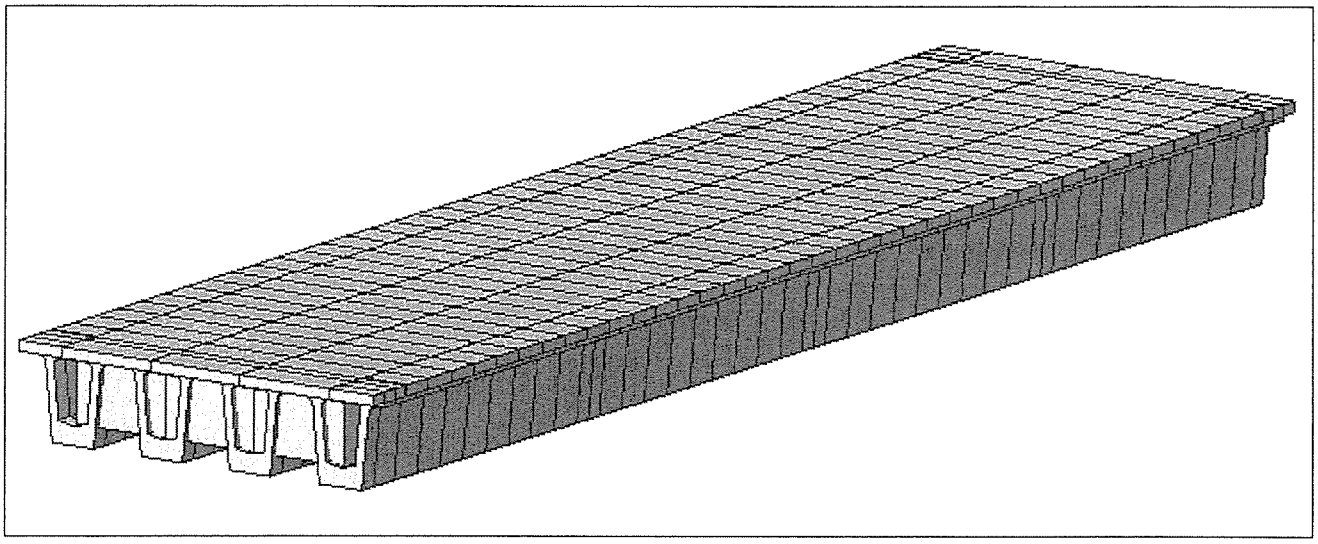


4.4.3 충 격 하 중

$$i = \frac{1.44}{\sqrt{L_c} - 0.2} - 0.18 = \frac{1.44}{\sqrt{38.8} - 0.2} - 0.18 = 0.059$$

$$i = 0.059$$

가. 구조해석 모델링



4.4.4 크리프 및 건조수축

크리프와 건조수축은 바닥판 합성에 의한 2차응력으로 작용하므로 "바닥판합성에 의한 2차응력"에서 검토한다.

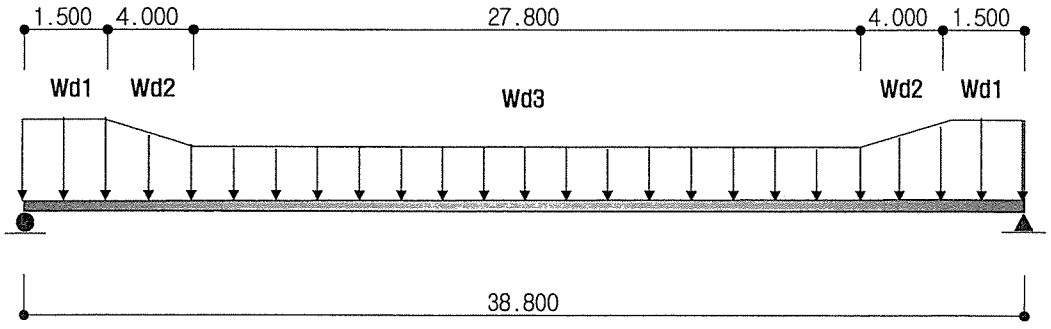
4.5 하 중 재 하 도

(1) BEAM 자중

Sec1 (W_{d1})	88.225 kN/m

Sec2 (W_{d2})	76.824 kN/m

Sec3 (W_{d3})	48.052 kN/m



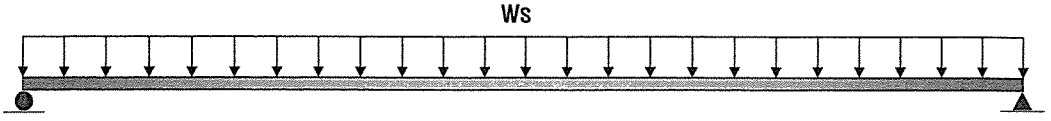
(2) 가로보

(P_c)	46.320 kN



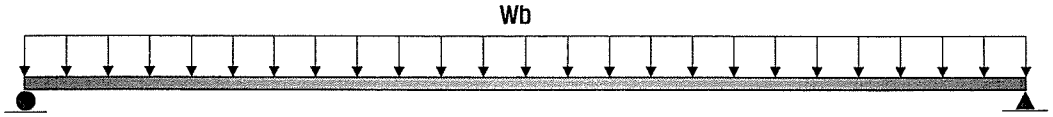
(3) 슬래브 자중

(W_s)	21.366 kN/m



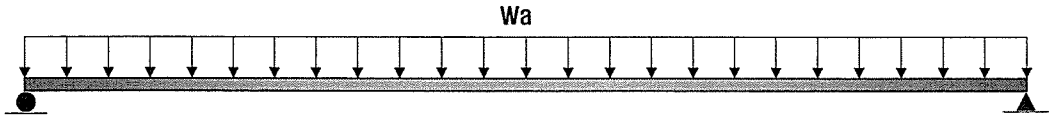
(4) 공동구 자중 및 군집하중

(W_b)	13.085 kN/m

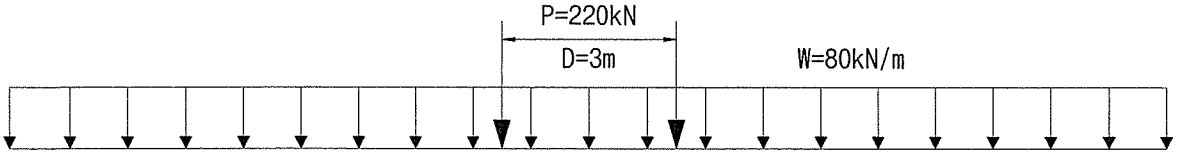


(5) 도상 및 자갈

(W_a)	25.104 kN/m



(6) 활 하 중



4.6 하중에 의한 단면력

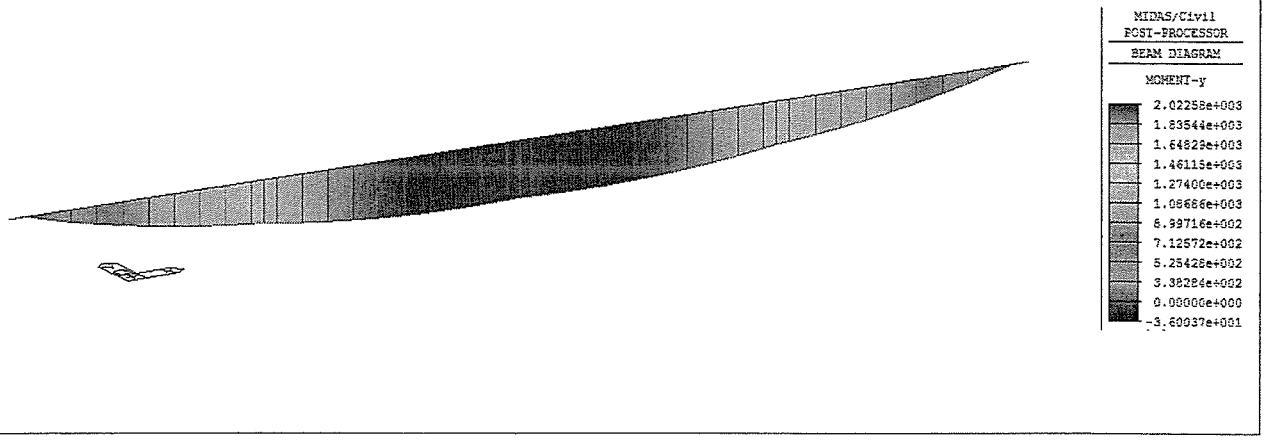
4.6.1 반 력

중앙에서 거리(m)	BEAM 자 중 ①	가로보 및 헌치 ②	슬래브 자 중 ③	공동구 및 군집하중 ④	도상 ⑤	활 하 중 ⑥	소 계 ②+③	소 계 ④+⑤	소 계 ∑①~⑤	합 계 ∑①~⑥
19.40	1050.012	23.16	414.5	377.161	466.918	852.609	437.66	844.079	2331.751	3184.36

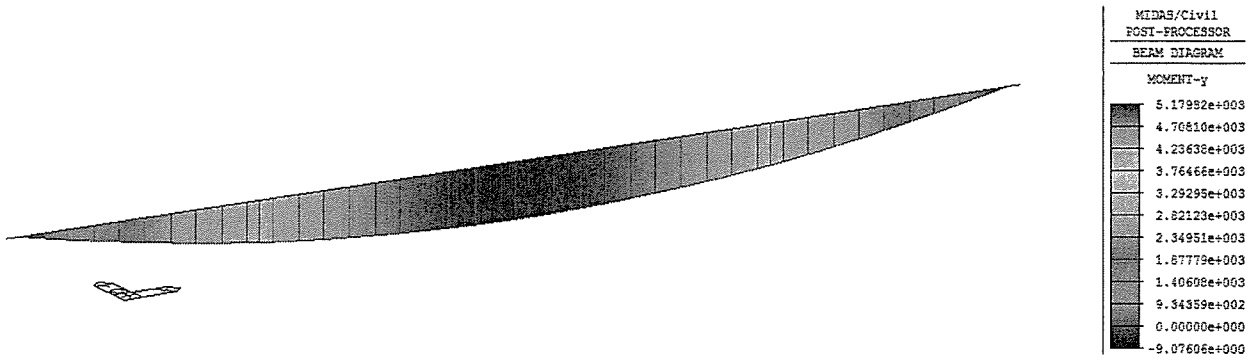
4.6.2 모 멘 트

중앙에서 거리(m)	BEAM 자 중 ①	가로보 및 헌치 ②	슬래브 자 중 ③	공동구 및 방호벽 ④	도상 ⑤	활 하 중 ⑥	소 계 ②+③	소 계 ④+⑤	소 계 ∑①~⑤	합 계 ∑①~⑥
0.00	9250.66	0.000	4020.646	2022.580	5179.820	10102.10	4020.646	7202.400	20473.70	30575.80
3.950	7551.898	0.000	3853.966	1610.766	4125.166	8045.229	3853.966	5735.932	17141.80	25187.03
13.900	3272.751	0.000	1956.589	573.412	1468.506	2863.997	1956.589	2041.918	7271.26	10135.25
17.90	1552.490	0.000	597.713	156.385	400.502	781.090	597.713	556.887	2707.09	3488.18
19.40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

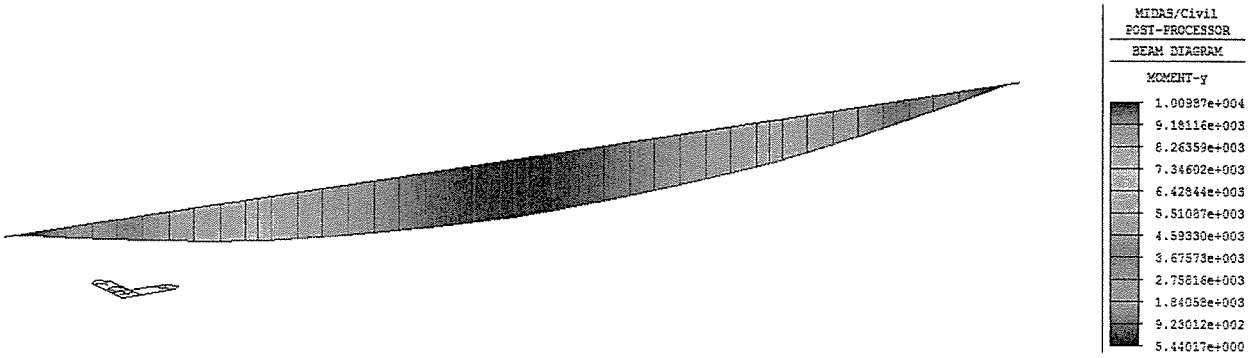
① 공동구 및 방호벽



② 도상하중



③ 활하중 재하시



4.6.3 전 단 력

중앙에서 거리(m)	BEAM 자 중 ①	가로보 및 헌치 ②	슬래브 자 중 ③	공동구 및 군집하중 ④	도상 ⑤	활 하 중 ⑥	소 계 ②+③	소 계 ④+⑤	소 계 ∑①~⑤	합 계 ∑①~⑥
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.95	189.805	0.000	84.395	24.157	114.452	256.848	84.395	138.609	412.809	669.657
13.90	667.923	0.000	296.987	85.008	402.756	903.844	296.987	487.764	1452.674	2356.518
17.90	917.675	0.000	382.451	109.470	518.657	1163.943	382.451	628.128	1928.254	3092.197
19.40	1050.012	0.000	414.500	118.644	562.120	1261.480	414.500	680.764	2145.276	3406.756

4.7 하중에 의한 응력

순 단 면 적용	BEAM 하중에 의한 응력	압축응력 : +
환산단면 적용	가로보 및 슬래브에 의한 응력	인장응력 : -
합성단면 적용	2차고정하중과 활하중에 의한 응력	

단위: Mpa

중앙에서 거리(m)	응력위치	BEAM 하중	가로보 및 슬래브 하중	공동구,군집하중 및 도상	활하중	합 계
0.000	슬래브 상연	0.000	0.000	3.014	4.227	7.241
	BEAM 상연	8.853	3.736	2.519	3.533	18.642
	BEAM 하연	-8.906	-3.413	-4.526	-6.348	-23.192
3.950	슬래브 상연	0.000	0.000	2.404	3.371	5.775
	BEAM 상연	7.215	3.588	2.009	2.817	15.629
	BEAM 하연	-7.247	-3.284	-3.614	-5.069	-19.214
13.900	슬래브 상연	0.000	0.000	0.867	1.216	2.082
	BEAM 상연	3.085	1.849	0.723	1.014	6.672
	BEAM 하연	-3.044	-1.728	-1.323	-1.855	-7.950
17.900	슬래브 상연	0.000	0.000	0.225	0.316	0.541
	BEAM 상연	1.160	0.448	0.190	0.267	2.065
	BEAM 하연	-1.225	-0.472	-0.309	-0.434	-2.439
19.400	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	BEAM 상연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	BEAM 하연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

4.8 PRESTRESS 손실량 계산

4.8.1 PRESTRESS 도입시 손실

[철.설.기 p343~]

가. 긴장력 결정

파상마찰계수[k] = 0.005 [철.설.기 p345]

곡률마찰계수[μ] = 0.25 [철.설.기 p345]

텐던 번호	초기가정 PRESTRESS 응력	정착단에서 중앙점까지 거리 L (m)	정착단에서 중앙점까지 회전각 α[rad]	파상마찰 [kL]	곡률마찰 [$\mu\alpha$]	마찰합계 [$kL+\mu\alpha$]	마찰손실량
1	1168.838	19.797	0.118930	0.09898	0.02973	0.12871	141.162
2	1168.838	19.797	0.118930	0.09898	0.02973	0.12871	141.162
3	1177.074	19.773	0.083854	0.09887	0.02096	0.11983	132.926
4	1177.074	19.773	0.083854	0.09887	0.02096	0.11983	132.926
5	1185.522	19.758	0.048569	0.09879	0.01214	0.11093	124.478
6	1185.522	19.758	0.048569	0.09879	0.01214	0.11093	124.478
7	1185.522	19.758	0.048569	0.09879	0.01214	0.11093	124.478

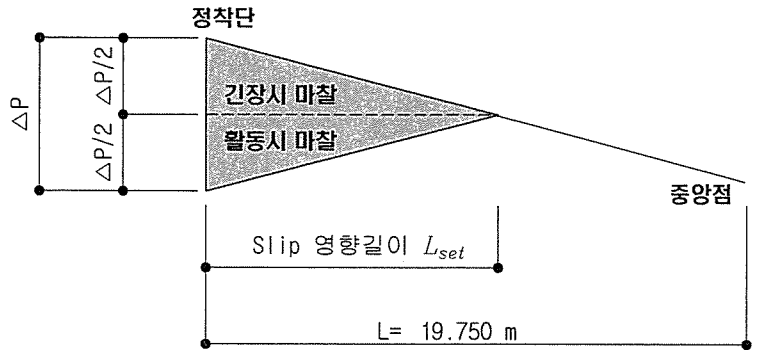
텐던 번호	초기긴장량 (가정치)	마찰손실량	보정된 초기긴장응력	허용긴장응력 [철.설.기 p342]	JACKING FORCE (kN)
1	1168.838	141.162	1310	1440	3633.941
2	1168.838	141.162	1310		3633.941
3	1177.074	132.926	1310		3633.941
4	1177.074	132.926	1310		3633.941
5	1185.522	124.478	1310		3633.940
6	1185.522	124.478	1310		3633.940
7	1185.522	124.478	1310		3633.940

나. 마찰손실량

텐던 번호	중앙에서 거리(m)	텐던길이 (m)	회전각 [α]	파상마찰 [kL]	곡률마찰 [$\mu\alpha$]	마찰합계 [$kL+\mu\alpha$]	마찰손실량	텐던의 응력
1,2	0.000	19.797	0.118930	0.09898	0.02973	0.12871	158.210	1151.790
	3.950	15.800	0.095036	0.07900	0.02376	0.10276	127.930	1182.070
	13.900	5.850	0.035028	0.02925	0.00876	0.03801	48.859	1261.141
	17.900	1.850	0.011050	0.00925	0.00276	0.01201	15.639	1294.361
	19.750	0.000	0.000000	0.00000	0.00000	0.00000	0.000	1310.000
3,4	0.000	19.773	0.083854	0.09887	0.02096	0.11983	147.937	1162.063
	3.950	15.800	0.067045	0.07900	0.01676	0.09576	119.627	1190.373
	13.900	5.850	0.024768	0.02925	0.00619	0.03544	45.613	1264.387
	17.900	1.850	0.007823	0.00925	0.00196	0.01121	14.603	1295.397
	19.750	0.000	0.000000	0.00000	0.00000	0.00000	0.000	1310.000
5,6,7	0.000	19.758	0.048569	0.09879	0.01214	0.11093	137.548	1172.452
	3.950	15.800	0.038848	0.07900	0.00971	0.08871	111.205	1198.795
	13.900	5.850	0.014372	0.02925	0.00359	0.03284	42.322	1267.678
	17.900	1.850	0.004543	0.00925	0.00114	0.01039	13.540	1296.460
	19.750	0.000	0.000000	0.00000	0.00000	0.00000	0.000	1310.000

다. 정착장치 활동에 의한 손실량

1. 정착장치의 활동량은 제품의 특성치 이나 쐐기식의 정착장치를 사용하는 것으로 하고 6 mm 를 적용한다.
2. 인장시의 마찰과 활동시의 마찰이 같다고 가정한다.
3. 마찰손실은 길이에 비례한다고 가정한다.



$$0.5\triangle P/A_p = \delta E_p/L_{set} \Leftrightarrow \triangle P = 2\,A_p\,E_p\,\delta/\,L_{set} \qquad \delta : \text{슬립량}$$

$$(F_f \cdot A_p)/L = 0.5\triangle P/L_{set} \Leftrightarrow \triangle P = 2\,L_{set}\,(F_f A_p)\,/\,L$$

$$L_{set} = \sqrt{\frac{E_p\,L\,\delta}{F_f}}$$

구 분	긴장재의 탄성계수 (Mpa)	긴장재의 단면적 (cm^2)	슬립량 (cm)	거리 (cm)	마찰손실량 (Mpa)	정착단에서 부터 활동의 영향거리 (m)	슬립에 의해 발생된 정착단에서 손실량
텐던1	200000	1.387	0.600	1975	158.210	12.239	196.084
텐던2	200000	1.387	0.600	1975	158.210	12.239	196.084
텐던3	200000	1.387	0.600	1975	147.937	12.657	189.614
텐던4	200000	1.387	0.600	1975	147.937	12.657	189.614
텐던5	200000	1.387	0.600	1975	137.548	13.126	182.831
텐던6	200000	1.387	0.600	1975	137.548	13.126	182.831
텐던7	200000	1.387	0.600	1975	137.548	13.126	182.831

거리에 따른 활동에 의한 손실량은 비례식으로 계산한다.

텐던 번호	중앙에서 거리(m)	지점에서 거리(m)	활동에 의한 손실량	텐던 번호	중앙에서 거리(m)	지점에서 거리(m)	활동에 의한 손실량
텐던1	0.000	19.750	0.000	텐던5	0.000	19.750	0.000
	3.950	15.800	0.000		3.950	15.800	0.000
	13.900	5.850	102.360		13.900	5.850	101.347
	17.900	1.850	166.445		17.900	1.850	157.062
	19.750	0.000	196.084		19.750	0.000	182.831
텐던2	0.000	19.750	0.000	텐던6	0.000	19.750	0.000
	3.950	15.800	0.000		3.950	15.800	0.000
	13.900	5.850	102.360		13.900	5.850	101.347
	17.900	1.850	166.445		17.900	1.850	157.062
	19.750	0.000	196.084		19.750	0.000	182.831
텐던3	0.000	19.750	0.000	텐던7	0.000	19.750	0.000
	3.950	15.800	0.000		3.950	15.800	0.000
	13.900	5.850	101.975		13.900	5.850	101.347
	17.900	1.850	161.899		17.900	1.850	157.062
	19.750	0.000	189.614		19.750	0.000	182.831
텐던4	0.000	19.750	0.000				
	3.950	15.800	0.000				
	13.900	5.850	101.975				
	17.900	1.850	161.899				
	19.750	0.000	189.614				

라. 탄성수축에 의한 손실량

① 긴장력

	초기 긴장응력	마찰손실량	Slip 량	유효긴장응력	텐던단면적(cm^2)	긴장력(N)	총긴장력(N)
텐던1	1310	158.210	0.000	1151.790	27.74	3195066.254	
텐던2	1310	158.210	0.000	1151.790	27.74	3195066.254	
텐던3	1310	147.937	0.000	1162.063	27.74	3223563.987	
텐던4	1310	147.937	0.000	1162.063	27.74	3223563.987	22594405.744
텐던5	1310	137.548	0.000	1172.452	27.74	3252381.754	
텐던6	1310	137.548	0.000	1172.452	27.74	3252381.754	
텐던7	1310	137.548	0.000	1172.452	27.74	3252381.754	

② 프리스트레스와 보자중에의한 거더중앙 긴장재 중심에서 응력

거리	구 분	하 중 (N)	편 심 량	모멘트(N·m)	응력(MPa)	f_{cir}
0.00	거더자중에 의한 모멘트			-9250655	-6.983	
	긴장재에 의한 압축력	22594406			11.852	20.295
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.904	20434606	15.426	
3.95	거더자중에 의한 모멘트			-7551898	-5.486	
	긴장재에 의한 압축력	22594406			11.852	20.687
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.873	19713845	14.321	
13.90	거더자중에 의한 모멘트			-3272751	-1.352	
	긴장재에 의한 압축력	22594406			11.852	15.235
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.507	11461690	4.735	
17.90	거더자중에 의한 모멘트			-1552490	-0.303	
	긴장재에 의한 압축력	22594406			7.334	8.321
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.292	6606378	1.290	
19.40	거더자중에 의한 모멘트			0	0.000	
	긴장재에 의한 압축력	22594406			6.372	7.030
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.219	4946141	0.658	

③ 탄성수축에 의한 손실량 (f_{el})

탄성수축손실량 f_{el}	0.5 x (E_p/E_{ci}) x f_{cir}
긴장재의 탄성계수 E_p	200000 Mpa
긴장시 콘크리트의 탄성계수 E_{ci}	30566 Mpa
탄성수축에 의한 손실량 f_{el}	66.397 Mpa

마. PRESTRESS 도입직후 프리스트레스

텐던 번호	중앙에서 거리(m)	지점에서 거리(m)	보정된 초기긴장 응력	마찰손실량	활동에 의한 손실량	탄성수축에 의한 손실량	초기 프리스트레스	비 율(%)
1	0.000	19.750	1310	158.210	0.000	66.397	1085.393	82.85
	3.950	15.800	1310	127.930	0.000	66.397	1115.673	85.17
	13.900	5.850	1310	48.859	102.360	66.397	1092.384	83.39
	17.900	1.850	1310	15.639	166.445	66.397	1061.519	81.03
	19.750	0.000	1310	0.000	196.084	66.397	1047.519	79.96
2	0.000	19.750	1310	158.210	0.000	66.397	1085.393	82.85
	3.950	15.800	1310	127.930	0.000	66.397	1115.673	85.17
	13.900	5.850	1310	48.859	102.360	66.397	1092.384	83.39
	17.900	1.850	1310	15.639	166.445	66.397	1061.519	81.03
	19.750	0.000	1310	0.000	196.084	66.397	1047.519	79.96
3	0.000	19.750	1310	147.937	0.000	66.397	1095.666	83.64
	3.950	15.800	1310	119.627	0.000	66.397	1123.976	85.80
	13.900	5.850	1310	45.613	101.975	66.397	1096.015	83.67
	17.900	1.850	1310	14.603	161.899	66.397	1067.101	81.46
	19.750	0.000	1310	0.000	189.614	66.397	1053.989	80.46
4	0.000	19.750	1310	147.937	0.000	66.397	1095.666	83.64
	3.950	15.800	1310	119.627	0.000	66.397	1123.976	85.80
	13.900	5.850	1310	45.613	101.975	66.397	1096.015	83.67
	17.900	1.850	1310	14.603	161.899	66.397	1067.101	81.46
	19.750	0.000	1310	0.000	189.614	66.397	1053.989	80.46
5	0.000	19.750	1310	137.548	0.000	66.397	1106.055	84.43
	3.950	15.800	1310	111.205	0.000	66.397	1132.398	86.44
	13.900	5.850	1310	42.322	101.347	66.397	1099.934	83.96
	17.900	1.850	1310	13.540	157.062	66.397	1073.001	81.91
	19.750	0.000	1310	0.000	182.831	66.397	1060.772	80.98
6	0.000	19.750	1310	137.548	0.000	66.397	1106.055	84.43
	3.950	15.800	1310	111.205	0.000	66.397	1132.398	86.44
	13.900	5.850	1310	42.322	101.347	66.397	1099.934	83.96
	17.900	1.850	1310	13.540	157.062	66.397	1073.001	81.91
	19.750	0.000	1310	0.000	182.831	66.397	1060.772	80.98
7	0.000	19.750	1310	137.548	0.000	66.397	1106.055	84.43
	3.950	15.800	1310	111.205	0.000	66.397	1132.398	86.44
	13.900	5.850	1310	42.322	101.347	66.397	1099.934	83.96
	17.900	1.850	1310	13.540	157.062	66.397	1073.001	81.91
	19.750	0.000	1310	0.000	182.831	66.397	1060.772	80.98

바. PRESTRESS 도입직후 프리스프레스 평균량

텐던 번호	중앙에서 거리(m)	보정된 초기긴장응력 (평균)	마찰손실량 (평균)	활동에 의한 손실량 (평균)	탄성수축에 의한 손실량 (평균)	초기 프리스트레스량 (평균)	초기 프리스트레스력 (kN)	비 율(%)
1+2 +3+4 +5 +6+7	0.000	1310.000	146.420	0.000	66.397	1097.183	21305.100	83.75
	3.950	1310.000	118.390	0.000	66.397	1125.213	21849.390	85.89
	13.900	1310.000	45.130	101.816	66.397	1096.657	21294.890	83.71
	17.900	1310.000	14.443	161.125	66.397	1068.035	20739.100	81.53
	19.750	1310.000	0.000	188.556	66.397	1055.047	20486.900	80.54

※ 유효 PRESTRESS FORCE = 유효 PRESTRESS × 텐던의 총단면적 194.180

4.8.2 PRESTRESS 도입후 손실

[철.설.기 p343~]

가. 크리프에 의한 손실

크리프에 의한 손실량			f_{cr} = $12f_{cir}-7f_{cds}$				
중앙에서 거리(m)	2차고정하중에 의한 BEAM 하연에서 응력	도심에서 긴장재 중심간거리	도심에서 BEAM 하연 거리	2차고정하중에 의한 긴장재 중심에서 응력 f_{cds}	12 f_{cir}	7 f_{cds}	크리프손실 f_{cr} ($12f_{cir}-7f_{cds}$)
0.00	7.938	122.857	147.757	6.601	243.540	46.207	197.333
3.95	6.898	119.834	147.834	5.591	248.247	39.137	209.110
13.90	3.051	85.210	148.710	1.748	182.819	12.236	170.583
17.90	0.781	53.471	142.371	0.293	99.853	2.051	97.802
19.75	0.000	42.627	145.527	0.000	84.361	0.000	84.361

나. 건조수축에 의한 손실

건조수축에 의한 손실량 f_{sh} = [119 - 1.05 Hr] × 80 %

= [119 - 1.05 × 70] × 0.8 Hr : 연평균 상대습도 70 %

= 36.400 Mpa

다. 리락세이션에 의한 손실

중앙에서 거리(m)	마찰손실량 f_{fr}	탄성수축 손실량 f_{el}	크리프와건조수축 손실량 ($f_{cr}+f_{sh}$)	0.07f_{fr} ①	0.1 f_{el} ②	0.05($f_{cr}+f_{sh}$) ③	35-(Σ①~③)
0.00	146.420	66.397	233.733	10.249	6.640	11.687	6.424
3.95	118.390	66.397	245.510	8.287	6.640	12.276	7.797
13.90	45.130	66.397	206.983	3.159	6.640	10.349	14.852
17.90	14.443	66.397	134.202	1.011	6.640	6.71	20.639
19.75	0.000	66.397	120.761	0.000	6.640	6.038	22.322

라. PRESTRESS 도입후 유효PRESTRESS

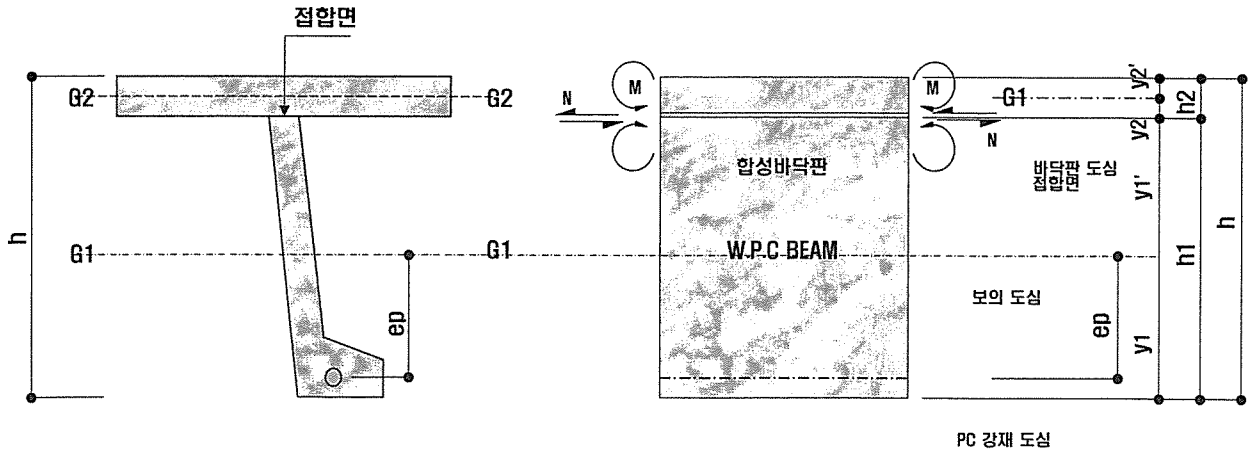
중앙에서 거리(m)	PRESTRESS 도입직후 유효 PRESTRESS	크리프에의한 손실량	건조수축에 의한 손실량	리락세이션에의한 손실량	PRESTRESS 도입후 유효 PRESTRESS	PRESTRESS 도입후 유효 긴장력(N)	비 율(%)
0.00	1097.183	197.333	36.400	6.424	857.026	16641730.870	78.110
3.95	1125.213	209.110	36.400	7.797	871.906	16930670.710	77.490
13.90	1096.657	170.583	36.400	14.852	874.822	16987293.600	79.770
17.90	1068.035	97.802	36.400	20.639	913.194	17732401.090	85.500
19.75	1055.047	84.361	36.400	22.322	911.964	17708516.950	86.440

4.9 PRESTRESS에 의한 콘크리트 응력

PRESTRESS 도입 직후 (단기손실 완료후)									
중앙에서 거리(m)	BEAM 연단	도심에서 편심량	프리스트레스력 (N)	PRESTRESS에 의한 모멘트 (N.cm)	순단면적 (cm^2)	단면계수 (cm^3)	긴장력에 의한 응력 (MPa)	모멘트에 의한 응력 (MPa)	전체 응력 (MPa)
0.00	상연	90.441	21305100	1926854549	19063	1044881	11.176	-18.441	-7.265
	하연					1038703	11.176	18.551	29.727
3.95	상연	87.251	21849390	1906381127	19063	1046678	11.461	-18.214	-6.753
	하연					1042119	11.461	18.293	29.754
13.90	상연	50.728	21294890	1080247180	19063	1060720	11.171	-10.184	0.987
	하연					1075058	11.171	10.048	21.219
17.90	상연	29.239	20739100	606390545	30807	1338551	6.732	-4.530	2.202
	하연					1267419	6.732	4.784	11.516
19.75	상연	21.891	20486900	448478728	35460	1563299	5.777	-2.869	2.908
	하연					1317989	5.777	3.403	9.180

PRESTRESS 도입후 (장기손실 완료후)									
중앙에서 거리(m)	BEAM 연단	도심에서 편심량	프리스트레스력 (N)	PRESTRESS에 의한 모멘트 (N.cm)	순단면적 (cm^2)	단면계수 (cm^3)	긴장력에 의한 응력 (Mpa)	모멘트에 의한 응력 (Mpa)	전체 응력 (Mpa)
0.00	상연	90.441	16641731	1505094782	19063	1044881	8.730	-14.404	-5.674
	하연					1038703	8.730	14.490	23.220
3.95	상연	87.251	16930671	1477217950	19063	1046678	8.881	-14.113	-5.232
	하연					1042119	8.881	14.175	23.056
13.90	상연	50.728	16987294	861731430	19063	1060720	8.911	-8.124	0.787
	하연					1075058	8.911	8.016	16.927
17.90	상연	29.239	17732401	518477675	30807	1338551	5.756	-3.873	1.883
	하연					1267419	5.756	4.091	9.847
19.75	상연	21.891	17708517	387657145	35460	1563299	4.994	-2.480	2.514
	하연					1317989	4.994	2.941	7.935

4.10 바닥판합성에 의한 2차응력[철.설.기 p425(2004), 도.설.기 해설(2003) p732~734]



4.10.1 건조수축과 크리프계수

크리프 계수 및 건조수축율은 안전측 설계를 위해 콘크리트 재령일 중 90일을 가정한다.

(1) 건조수축계수

콘크리트의 건조수축율은 90일 일때 0.00014 이므로 [철.설.기 p22~p23]

바닥판과 P.S.C BEAM의 건조수축차 ε = 0.00013

(2) 크리프계수

BEAM 크리프계수 Φ_t = 2.2 [90일을 기준으로하고 보통콘크리트를 사용. [도.설.기 P12,P13]]

바닥판 크리프계수 Φ_∞ = 4.0 [7일을 기준으로하고 보통콘크리트를 사용. [도.설.기 P12,P13]]

4.10.2 건조수축에 의해 접합면에 발생된 축력과 휨모멘트

$$N = \varepsilon E_B I_B \frac{B}{BF-C^2} \frac{1}{1+\Phi_\infty}$$

$$M = \varepsilon E_B I_B \frac{C}{C^2-BF} \frac{1}{1+\Phi_\infty}$$

$$B = 1+m$$

$$C = y_1'-my_2$$

$$F = y_1'^2 + r_B^2 + mr_S^2 + my_2^2$$

$$m = E_B I_B / E_S I_S$$

$$G = \frac{B}{BF-C^2} \frac{1}{1+\Phi_\infty}$$

$$H = \frac{C}{C^2-BF} \frac{1}{1+\Phi_\infty}$$

E_B [BEAM 의 탄성계수]	31210 Mpa
E_S [바닥판 슬래브의 탄성계수]	27537 Mpa
I_B [BEAM 의 단면2차모멘트]	129358062 cm^4
I_{S1} [슬래브의 단면2차모멘트]	772252 cm^4
A_B [BEAM 의 단면적]	20308 cm^2
A_{S1} [바닥판 슬래브의 단면적]	8883 cm^2
r_B^2 [BEAM 의 회전2차반경]	6369.796 cm^2
r_{S1}^2 [슬래브의 회전2차반경]	86.900 cm^2

보도심에서 보하연거리 y1	109.799 cm
보도심에서 보상연거리 y1'	120.201 cm
보의 형고 h1	230.0 cm
슬래브두께 h2	32.3 cm

	m	B	y1	y1'	y2	C	r_B^2	r_S^2	F	G	H
0.00	189.9	190.9	109.8	120.2	16.15	-2947	6369.8	86.9	86850.6	4.83E-06	7.46E-05
3.95	189.3	190.3	109.9	120.1	16.15	-2937	6352.1	86.9	86598.8	4.85E-06	7.48E-05
13.90	184.6	185.6	111.1	118.9	16.15	-2862	6194.8	86.9	84517.1	4.95E-06	7.64E-05
17.90	219.8	220.8	117.0	113.0	16.15	-3437	4703.6	86.9	93901.1	4.95E-06	7.70E-05
19.75	242.2	243.2	124.0	106.0	16.15	-3806	4496.8	86.9	99940.8	4.95E-06	7.75E-05

	ε	E_B	I_B	N(kN)	M(kN.cm)	N ×y2	N ×y1'	-M+N ×y2	M+N ×y1'
0.00	0.00013	31210	129358062	253.8	3917.0	2049.4	30507.0	-1867.6	34424.0
3.95	0.00013	31210	128998781	253.7	3914.9	2048.6	30468.1	-1866.3	34383.0
13.90	0.00013	31210	125804287	252.9	3899.7	2042.2	30065.0	-1857.5	33964.7
17.90	0.00013	31210	149731614	300.7	4680.4	2428.2	33977.9	-2252.2	38658.3
19.75	0.00013	31210	165050298	331.6	5188.7	2677.7	35133.4	-2511.0	40322.1

중앙에서 거리(m)	응력검토 위 치	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	축력 N (kN)	모멘트 M (kN.cm)	거 리 y (cm)	압축응력 (MPa)	휨 응력 (MPa)	합 응력 (MPa)
0.00	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-253.8	-1867.565	16.2	-0.286	-0.391	-0.677
	BEAM 상연	20307.8	129358062	-253.8	34424.000	120.2	-0.125	0.320	0.195
	BEAM 하연			253.8	-34424.000	109.8	0.125	-0.292	-0.167
3.95	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-253.7	-1866.273	16.2	-0.286	-0.390	-0.676
	BEAM 상연	20307.8	128998781	-253.7	34383.000	120.1	-0.125	0.320	0.195
	BEAM 하연			253.7	-34383.000	109.9	0.125	-0.293	-0.168
13.90	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-252.9	-1857.533	16.2	-0.285	-0.388	-0.673
	BEAM 상연	20307.8	125804287	-252.9	33964.700	118.9	-0.125	0.321	0.196
	BEAM 하연			252.9	-33964.700	111.1	0.125	-0.300	-0.175
17.90	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-300.7	-2252.248	16.2	-0.339	-0.471	-0.810
	BEAM 상연	32051.2	149731614	-300.7	38658.300	113.0	-0.094	0.292	0.198
	BEAM 하연			300.7	-38658.300	117.0	0.094	-0.302	-0.208
19.75	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-331.60	-2511.030	16.2	-0.373	-0.525	-0.898
	BEAM 상연	36704.6	165050298	-331.60	40322.100	106.0	-0.090	0.259	0.169
	BEAM 하연			331.6	-40322.100	124.0	0.090	-0.303	-0.213

4.10.3 크리프에 의해 접합면에 발생된 축력과 휨모멘트

$$N = \frac{-K'}{C^2-BF}\left[P\left[B\left[y1'ep - r_B^2\right] - C\,ep\right] + Mdo\left[C - B\,y1'\right]\right] - \frac{K}{C^2-BF}\left[Md1\left[C-By1'\right]\right]$$

$$M = \frac{-K'}{BF-C^2}\left[P\left[C\left[y1'ep - r_B^2\right] - F\,ep\right] + Mdo\left[F - C\,y1'\right]\right] - \frac{K}{BF-C^2}\left[Md1\left[F-Cy1'\right]\right]$$

$$K' = \frac{\Phi t}{1+\Phi_\infty} = \frac{2.2}{1+4.0} = 0.44 \qquad K = \frac{\Phi\infty}{1+\Phi_\infty} = \frac{4.0}{1+4.0} = 0.80$$

거 리	y1'	e_p	r_B^2	B	C	F	Mdo(kN.cm)	Md1(kN.cm)	P(kN)	N(kN)	M(kN.cm)
0.00	120.2	84.9	6369.8	190.9	-2946.7	86851	925065.5	402064.6	16641.7	-1478.5	-23381.9
3.95	120.1	81.9	6352.1	190.3	-2937.1	86599	755189.8	385396.6	16930.7	-1246.7	-19401.1
13.90	118.9	47.6	6194.8	185.6	-2862.4	84517	327275.1	195658.9	16987.3	-962.6	-14547.4
17.90	113.0	28.1	4703.6	220.8	-3436.8	93901	155249.0	59771.3	17732.4	-580.1	-8561.5
19.75	106.0	21.1	4496.8	243.2	-3805.6	99941	0.0	0.0	17708.5	-371.4	-5133.6

거 리	N x y2	N x y1'	-M + N x y2	M + N x y1'	비 고
0.00	-47754.258	-177712.400	-24372.398	-201094.260	
3.95	-40267.441	-149718.800	-20866.301	-169119.940	
13.90	-31092.303	-114436.000	-16544.943	-128983.360	
17.90	-18735.615	-65543.300	-10174.155	-74104.760	
19.75	-11995.251	-39347.000	-6861.611	-44480.640	

중앙에서 거리(m)	응력검토 위 치	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	축력 N (N)	모멘트 M (N.cm)	거리 y (cm)	압축응력 (Mpa)	휨 응력 (Mpa)	합 응력 (Mpa)
0.00	슬래브 상연	8883	772252	1478	-24372.4	16.2	1.664	-5.097	-3.433
	BEAM 상연	20308	129358062	-1478	-201094.3	120.2	-0.728	-1.869	-2.597
	BEAM 하연			-1478	201094.3	109.8	-0.728	1.707	0.979
3.95	슬래브 상연	8883	772252	1247	-20866.3	16.2	1.404	-4.364	-2.960
	BEAM 상연	20308	128998781	-1247	-169119.9	120.1	-0.614	-1.574	-2.188
	BEAM 하연			-1247	169119.9	109.9	-0.614	1.441	0.827
13.90	슬래브 상연	8883	772252	963	-16544.9	16.2	1.084	-3.460	-2.376
	BEAM 상연	20308	125804287	-963	-128983.4	118.9	-0.474	-1.219	-1.693
	BEAM 하연			-963	128983.4	111.1	-0.474	1.139	0.665
17.90	슬래브 상연	8883	772252	580	-10174.2	16.2	0.653	-2.128	-1.475
	BEAM 상연	32051	149731614	-580	-74104.8	113.0	-0.181	-0.559	-0.740
	BEAM 하연			-580	74104.8	117.0	-0.181	0.579	0.398
19.75	슬래브 상연	8883	772252	371	-6861.6	16.2	0.418	-1.435	-1.017
	BEAM 상연	36705	165050298	-371	-44480.6	106.0	-0.101	-0.286	-0.387
	BEAM 하연			-371	44480.6	124.0	-0.101	0.334	0.233

4.11 응력 검토 (합성전, 합성후)

4.11.1 2차응력 비고려

중앙에서 거리 (m)	응력검토 위 치	PRESTRESS 도입직후			PRESTRESS 도입후 (사용하중 재하시)		
		보자중에 의한 응력 (MPa)	P.C에 의한 응력 (MPa)	전체 응력 (MPa)	작용하중에 의한 응력 (MPa)	P.C에 의한 응력 (MPa)	전체응력 (MPa)
0.00	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	7.241	0.000	7.241
	BEAM 상연	8.853	-7.265	1.588	18.642	-5.674	12.968
	BEAM 하연	-8.906	29.727	20.821	-23.192	23.220	0.028
3.95	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	5.775	0.000	5.775
	BEAM 상연	7.215	-6.753	0.462	15.629	-5.232	10.397
	BEAM 하연	-7.247	29.754	22.507	-19.214	23.056	3.842
13.90	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	2.082	0.000	2.082
	BEAM 상연	3.085	0.987	4.072	6.672	0.787	7.459
	BEAM 하연	-3.044	21.219	18.175	-7.950	16.927	8.977
17.90	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.541	0.000	0.541
	BEAM 상연	1.160	2.202	3.362	2.065	1.883	3.948
	BEAM 하연	-1.225	11.516	10.291	-2.439	9.847	7.408
19.75	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	BEAM 상연	0.000	2.908	2.908	0.000	2.514	2.514
	BEAM 하연	0.000	9.180	9.180	0.000	7.935	7.935

합성전 빔자중 (PRESTRESS 도입직후)	허용인장응력	Min (1.4,0.25 $\sqrt{f_{ci}}$)	-1.4	0.462	O.K	빔상연
	허용압축응력	0.55 f_{ci}	23.1	22.507	O.K	빔하연
합성전 고정하중 (슬래브 타설후)	허용인장응력	Min (1.4,0.25 $\sqrt{f_{ci}}$)	-1.4	2.908	O.K	빔상연
	허용압축응력	0.55 f_{ci}	23.1	19.224	O.K	빔하연
합성후 (사용하중 재하시)	허용압축응력	0.4 f_{ck}	12.0	7.241	O.K	슬래브
	허용압축응력	0.4 f_{ck}	18.0	12.968	O.K	빔상연
	허용인장응력	0	0.0	0.028	O.K	빔하연

4.11.2 2차응력 고려

중앙에서 거리 (m)	응력검토 위 치	PRESTRESS 도입직후			PRESTRESS 도입후 (사용하중 재하시)				
		보자중에 의한 응력 (MPa)	P.C에 의한 응력 (MPa)	전체 응력 (MPa)	작용하중에 의한 응력 (MPa)	P.C에 의한 응력 (MPa)	건조수축에 의한 응력 (MPa)	크리프에 의한 응력 (MPa)	전체응력 (MPa)
0.00	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	7.241	0.000	-0.677	-3.433	3.131
	BEAM 상연	8.853	-7.265	1.588	18.642	-5.674	0.195	-2.597	10.566
	BEAM 하연	-8.906	29.727	20.821	-23.192	23.220	-0.167	0.979	0.840
3.95	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	5.775	0.000	-0.676	-2.960	2.139
	BEAM 상연	7.215	-6.753	0.462	15.629	-5.232	0.195	-2.188	8.404
	BEAM 하연	-7.247	29.754	22.507	-19.214	23.056	-0.168	0.827	4.501
13.90	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	2.082	0.000	-0.673	-2.376	-0.967
	BEAM 상연	3.085	0.987	4.072	6.672	0.787	0.196	-1.693	5.962
	BEAM 하연	-3.044	21.219	18.175	-7.950	16.927	-0.175	0.665	9.467
17.90	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.541	0.000	-0.810	-1.475	-1.744
	BEAM 상연	1.160	2.202	3.362	2.065	1.883	0.198	-0.740	3.406
	BEAM 하연	-1.225	11.516	10.291	-2.439	9.847	-0.208	0.398	7.598
19.75	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.898	-1.017	-1.915
	BEAM 상연	0.000	2.908	2.908	0.000	2.514	0.169	-0.387	2.296
	BEAM 하연	0.000	9.180	9.180	0.000	7.935	-0.213	0.233	7.955

콘크리트 허용응력 (Mpa)				계산응력	검 토	비 고
합성전 빔자중 (PRESTRESS 도입직후)	허용인장응력	Min (1.4,0.25 $\sqrt{f_{ci}}$)	-1.4	0.462	O.K	빔상연
	허용압축응력	0.55 f_{ci}	23.1	22.507	O.K	빔하연
합성전 고정하중 (슬래브 타설후)	허용인장응력	Min (1.4,0.25 $\sqrt{f_{ci}}$)	-1.4	2.908	O.K	빔상연
	허용압축응력	0.55 f_{ci}	23.1	19.224	O.K	빔하연
합성후 (사용하중 재하시)	허용압축응력	0.4 f_{ck}	12.0	3.131	O.K	슬래브
	허용압축응력	0.4 f_{ck}	18.0	10.566	O.K	빔상연
	허용인장응력	0	0.0	0.840	O.K	빔하연

4.12 전단 검토

4.12.1 WPC 중앙부에서 13.90 m 위치에서의 전단력 검토

사용철근	U형 STRRUP	H 16 (As = 1.986)
감소계수	전단검토	0.85

하중계수	고정하중계수	활하중계수	P.S
	1.35	1.85	1.0
	1.60	1.60	1.0

비 고	V	M
자 중	667.923	3272.751
바 닥 판	296.987	1956.589
추가사하중	487.764	2041.918
활 하 중	903.844	2863.997

M_{d2} = 1,956.6 + 2,042 = 3,999 kN.m

M_l = 2,864.00 kN.m

V_{d2} = 296.99 + 487.8 = 784.75 kN

V_l = 904 kN

중앙에서 거리 (m)	지점에서 거리 (m)	폭b(cm)	깊이 d(cm)	고정하중 전단력 (kN) Σ①~⑤	활하중 전단력 (kN) ⑥	프리스트레스 전단력 (kN)	고정하중 모멘트 (kN.m) Σ①~⑤	활하중 모멘트 (kN.m) ⑥	계수하중 전단력 Su (N)	계수하중 모멘트 Mu (N.mm)
0.00	19.75	52.0	205.1	0.000	0.000	0.000	20473.702	10102.100	0.0	48921283200.0
3.95	15.80	52.0	202.0	412.809	256.848	0.000	17141.797	8045.229	1071450.8	40299241797.9
13.90	5.85	52.0	184.0	1452.674	903.844	0.000	7271.257	2863.997	3770428.7	16216407076.3
17.90	1.85	110.0	184.0	1928.254	1163.943	0.000	2707.090	781.090	4947515.0	5581088329.9
19.75	0.00	148.5	184.0	2145.276	1261.480	0.000	0.000	0.000	5450809.6	0.0

(1) 전단강도 Vci (휨 전단강도, 13.9 m from center)

Vci = 0.05 × √fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

= 6569287 N = 6569 kN

b_w	520.0
d	1840.0
V_d	667.923

V_i	1.4 x V_{d2} + 2.0 x V_l	2731.52 kN
M_{cr}	Z_{bo} × (0.5 × √f_{ck} + f_{be} - f_d)	22431.903 kN.m
M_{max}	1.4 × M_{d2} + 2.0 × M_l	10696.379 kN.m
V_i	1.7 x V_{d2} + 1.7 x V_l	2701.75 kN
M_{cr}	Z_{bo} × (0.5 × √f_{ck} + f_{be} - f_d)	22431.903 kN.m
M_{max}	1.7 × M_{d2} + 1.7 × M_l	10980.007 kN.m

Z_{bo}	1267419004
f_{ck}	45

f_{be}	P_e / A_c + P_e x e_p / Z_{bo}	16.927 Mpa
f_d	M_{d1} / Z_{bo}	2.582 Mpa

(2) 전단강도 Vcw (복부 전단강도, 13.9 m from center)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + Vp

= 5369916.5 N = 5369.9 kN

f_{pc}	P_e / A_c	8.911 Mpa
V_p	P_e ×$sin\Theta$	950791.313 KN

(3) øVc = 0.80 × 5,369,916 = 4,295,933 N

1/2 øVc = 2,147,967 < Vu = 3,770,429 이므로 최소전단철근 필요

CASE1 : Vu < ½ ϕ V_c 전단철근 필요 없음

CASE2 : ½ ϕ V_c < V_u < ϕ V_c 최소전단 철근 필요

CASE3 : ϕ V_c < V_u 전단철근 필요 ∴ CASE2 적용

(4) 소요 전단철근 강도 산정

øVs = Vu - øVc = 3,770,429 - 4,295,933 = 최소전단철근배근 N

req's Av = (Vu-øVc)/(øfy*d)*s = 최소전단철근배근 mm^2

최소전단철근 Av = 0.35 x bw x s / fy = 68.25 mm^2

Used As = 794 > Max[req'd Av, min(Av)]= 68 mm^2 ------> O.K

중앙에서 거리 (m)	지점에서 거리 (m)	콘크리트가 부담하는 전단력 øVc (N)	전단철근 간 격 cm	전단철근이 부담하는 전단력 øVs (N)	설계전단강도 øVn (N)	검 토
13.90	5.85	4295933.2	15	3313177.600	7609110.770	O.K

4.12.1 WPC 중앙부에서 19.75 m 위치에서의 전단력 검토

사용철근	U형 STRRUP	H 16 (As = 1.986)
감소계수	전단검토	0.85

	고정하중계수	활하중계수	P.S
하중계수	1.35	1.85	1.0
	1.60	1.60	1.0

비 고	V	M
자 중	1050.012	0.000
바 닥 판	414.500	0.000
추가사하중	680.764	0.000
활 하 중	1261.480	0.000

Md2 = 0.0 + 0 = 0 kN.m

Ml = 0.00 kN.m

Vd2 = 414.50 + 680.8 = 1,095.26 kN

Vl = 1,261 kN

(1) 전단강도 V_{ci} (휨 전단강도, 19.8 m from center)

$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d + V_d + (V_i \times M_{cr}) / M_{max}$

= ∞ N = ∞ kN

b_w	1485.0
d	1840.0
V_d	1050.012

V_i	1.4 x V_{d2} + 2.0 x V_l	3812.34 kN
M_{cr}	$Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{be} - f_d)$	14878.907 kN.m
M_{max}	1.4 × M_{d2} + 2.0 × M_l	0.000 kN.m
V_i	1.7 x V_{d2} + 1.7 x V_l	3770.79 kN
M_{cr}	$Z_{bo} \times (0.5 \times \sqrt{f_{ck}} + f_{be} - f_d)$	14878.907 kN.m
M_{max}	1.7 × M_{d2} + 1.7 × M_l	0.000 kN.m

Z_{bo}	1317988546
f_{ck}	45

f_{be}	$P_e / A_c + P_e \times e_p / Z_{bo}$	7.935 Mpa
f_d	M_{d1} / Z_{bo}	0.000 Mpa

(2) 전단강도 V_{cw} (복부 전단강도, 19.8 m from center)

$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \times f_{pc}) \times b_w \times d + V_p$

= 10806680.4 N = 10806.7 kN

f_{pc}	P_e / A_c	4.994 Mpa
V_p	$P_e \times \sin\Theta$	1397518.128 KN

(3) ϕV_c = 0.80 × 10,806,680 = 8,645,344 N

1/2 ϕV_c = 4,322,672 < V_u = 5,450,810 이므로 최소전단철근 필요

CASE1 : $V_u < \frac{1}{2} \phi V_c$ 전단철근 필요 없음

CASE2 : $\frac{1}{2} \phi V_c < V_u < \phi V_c$ 최소전단 철근 필요

CASE3 : $\phi V_c < V_u$ 전단철근 필요 ∴ CASE2 적용

(4) 소요 전단철근 강도 산정

øVs = Vu - øVc = 5,450,810 - 8,645,344 = 최소전단철근배근 N

req's Av = (Vu-øVc)/(øfy*d)*s = 최소전단철근배근 mm^2

최소전단철근 Av = 0.35 x bw x s / fy = 194.91 mm^2

Used As = 794 > Max[req'd Av, min(Av)]= 195 mm^2 ------> O.K

중앙에서 거리 (m)	지점에서 거리 (m)	콘크리트가 부담하는 전단력 φV_c (N)	전단철근 간 격 cm	전단철근이 부담하는 전단력 φV_s (N)	설계전단강도 φV_n (N)	검 토
19.75	0.00	8645344.3	15	3313177.600	11958521.916	O.K

4.13 휨강도 검토

(1) 계수하중 모멘트 (검토위치 0.0 m from center)

Mu = 1.35 x (9250.655 + 4020.646 + 7202.400)+ 1.85 x 10102.100 = 45304.697 kN.m

Mu = 1.60 x (9250.655 + 4020.646 + 7202.400)+ 1.60 x 10102.100 = 42779.172 kN.m

(2) 유효폭

	16t+b	거더중심거리	지간의 1/4	최 소
유효폭	626.8	265.0	970.0	265.0

(3) P.S 강재 응력

P.C 강재 응력 fps = fpu [1 - (rp / k) ×Pp ×fpu/fck]									
텐던의 단면적 Ap(cm^2)	유효폭 b (cm)	깊이 d (cm)	강재비 Pp (Ap/bd)	텐던의 항복강도 (Mpa)	텐던의 극한강도 (Mpa)	텐던의 항복비	PC 강재 계수 rp	콘크리트 강도 fck (Mpa)	PC강재응력 fps (Mpa)
194.180	265.0	221.3	0.003312	1600	1900.0	0.840	0.28	45	1812.5

(4) 설계휨강도

텐던의 단면적 Ap(cm^2)	PC강재응력 fps (Mpa)	콘크리트 강도 fck (Mpa)	유효폭 b (cm)	등가사각형으로 환산한 응력 깊이 a (cm)	슬래브 두께 (cm)	단면검토 형태
194.18	1812.5	45	265.0	34.72	32.3	T형 단면으로 검토

설계휨강도 ϕMn = Ap ×fps ×(d - a/2)					Φ = 0.9	
텐던의 단면적 Ap(cm^2)	PC강재 응력fps (Mpa)	깊이 d (cm)	응력깊이 a (cm)	설계휨강도 ϕMn (kN.m)	계수 모멘트 Mu (kN.m)	검 토
194.18	1812.5	221.3	34.72	64583.41	48921.283	O.K

(5) 균열모멘트 (균열응력 : 0.63 √ fck = 0.63 √ 45 = 4.23 Mpa)

균열 모멘트 Mcr = (fru + fpcc)×Zc

fru : 콘크리트의 허용휨강도, 파괴계수

fpcc : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최대연단에서 모든 손실이 발생한 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력

균열 모멘트 Mcr = (fru + fpcc)×Zc						
보의 균열응력 fr (Mpa)	보 하연 단면계수 Z (cm^3)	fpcc	회전2차반경 r (cm^2)	보 하연 단면 거리 y (cm)	긴장재 편심거리 ep (cm)	균열모멘트 Mcr (kN.m)
4.23	1591427.1	23.2	91.4	98.393	122.857	43678.580

(6) 최대 강재량 검토 [철.설.기 P350]

Qp = Pp fps / fck

= 0.003312 x 1812.5 / 45 = 0.133 < 0.36 β1 ----- O.K

(7) 최소 강재량 검토 [철.설.기 P351]

ΦMn > 1.2 Mcr ⇔ 64583.41 kN.m > 1.2 x 43679 = 52414.3 kN.m ----- O.K

4.14 전단 연결재 (주BEAM과 바닥판 SLAB와의 접촉면)

[철.설.기 P354]

가. 필요에 따라 두 인접 접촉면에는 최소의 연결철근을 두어야 한다. 이때 연결 철근의 면적은 3.5 bv s / fy 이상이어야 하고, 연결철근간격 s는 지지요소의 최소 복부폭의 4배 및 60cm를 초과해서는 안된다.

$Av = 3.5 \times bv \times s / fy$ 　　$bv =$ 265.0 cm (BEAM의 접촉면 폭)

$= 3.5 \times 265.0 \times 15.0 / 4000$ 　　$s =$ 15.0 cm (연결철근의 간격)

$= 3.478\ cm^2$

∴ 사용 철근량 : H 16 x 6 EA = $11.916\ cm^2$ > Av = $3.478\ cm^2$ ----- O.K

나. 설계 수평 전단응력(V_{DH})은 다음 식으로 구해도 좋다

$V_{DH} = V / (bv\ d)$ 　여기서, V : 해당단면의 설계 전단력 = 5450.810 kN

bv : BEAM의 접촉면 폭 = 265.0 cm

d : 전 합성단면의 유효높이 = 262.3 cm

$V_{DH} = V / (bv\ d)$

$= 5450809.600 / (2650.0 \times 2623.0)$

$= 0.784$ Mpa < $V_h =$ 1.1 Mpa ----- O.K

⇒ 최소연결철근을 두고 접촉면이 깨끗하고 레이탄스가 없으며 접촉면에 약 0.7cm 정도 크기의 요철을 둔 경우, 전단응력 v_h 는 1.1 Mpa 을 초과해서는 안된다.

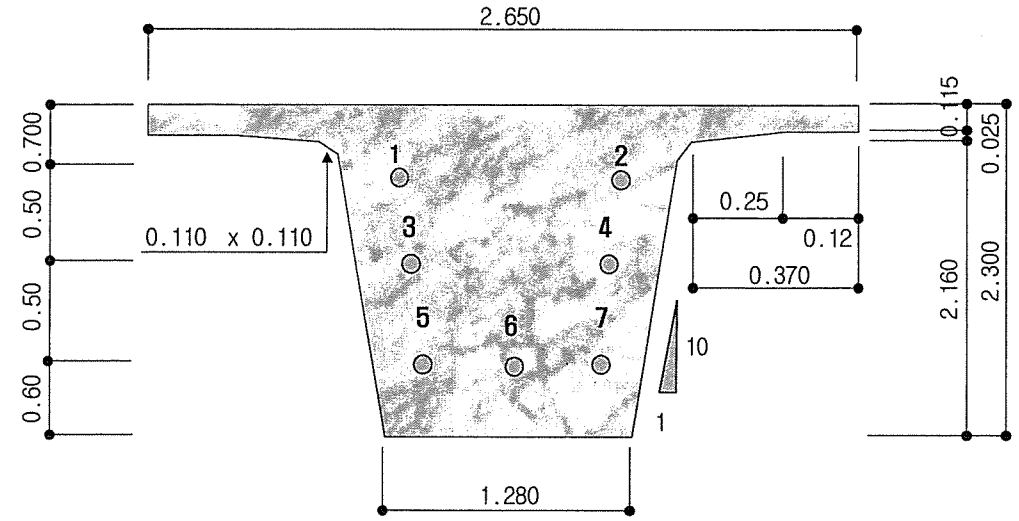
⇒ 규정에 있는 최소 연결철근량을 초과하여 접촉면 사이에 연결철근을 둘 경우에는 증가량 1%마다 전단응력 V_h를 5 fy / 3000(kgf/cm^2) 씩 증가시켜도 좋다.

5. 내측 WPC BEAM 설계

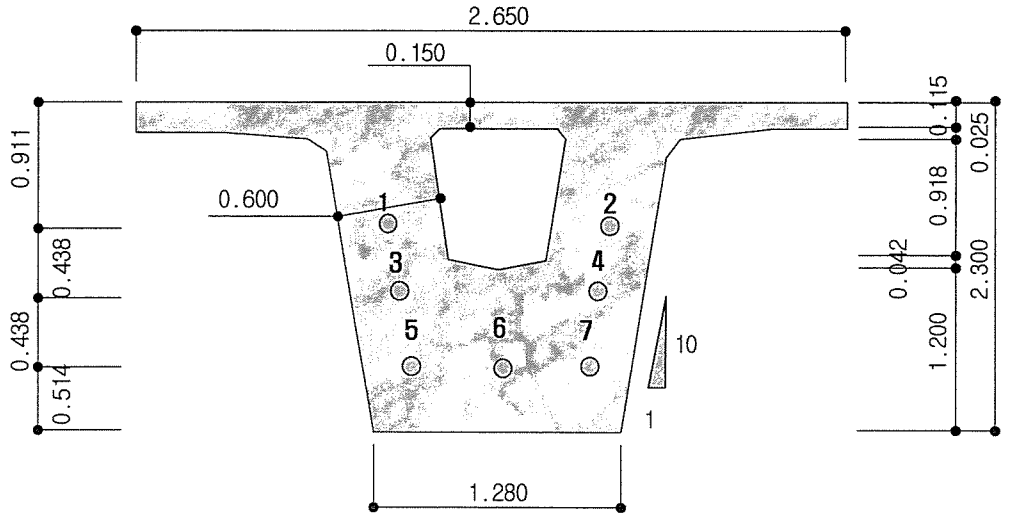
5.1 WPC BEAM 제원

(WPC BEAM 간격 : 2.750 m)

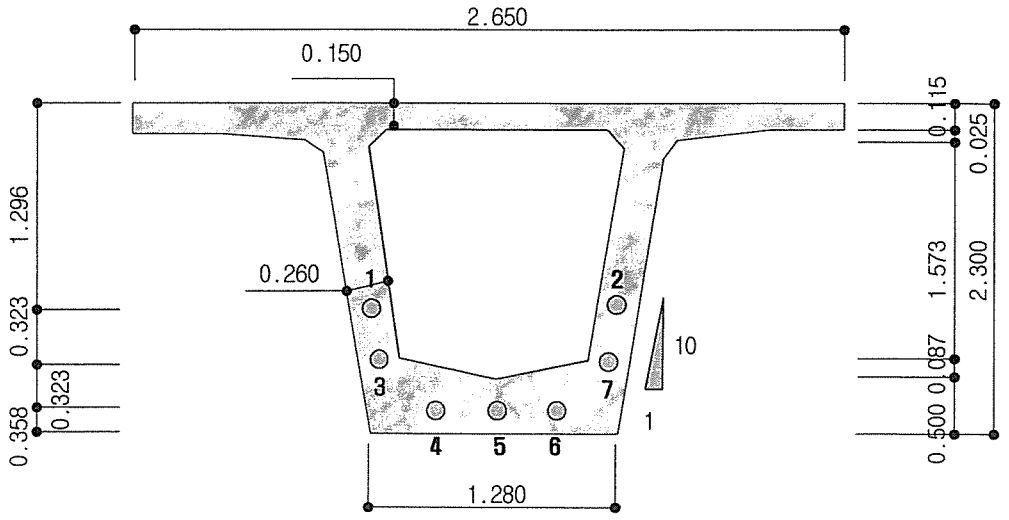
Section 1 - 단부

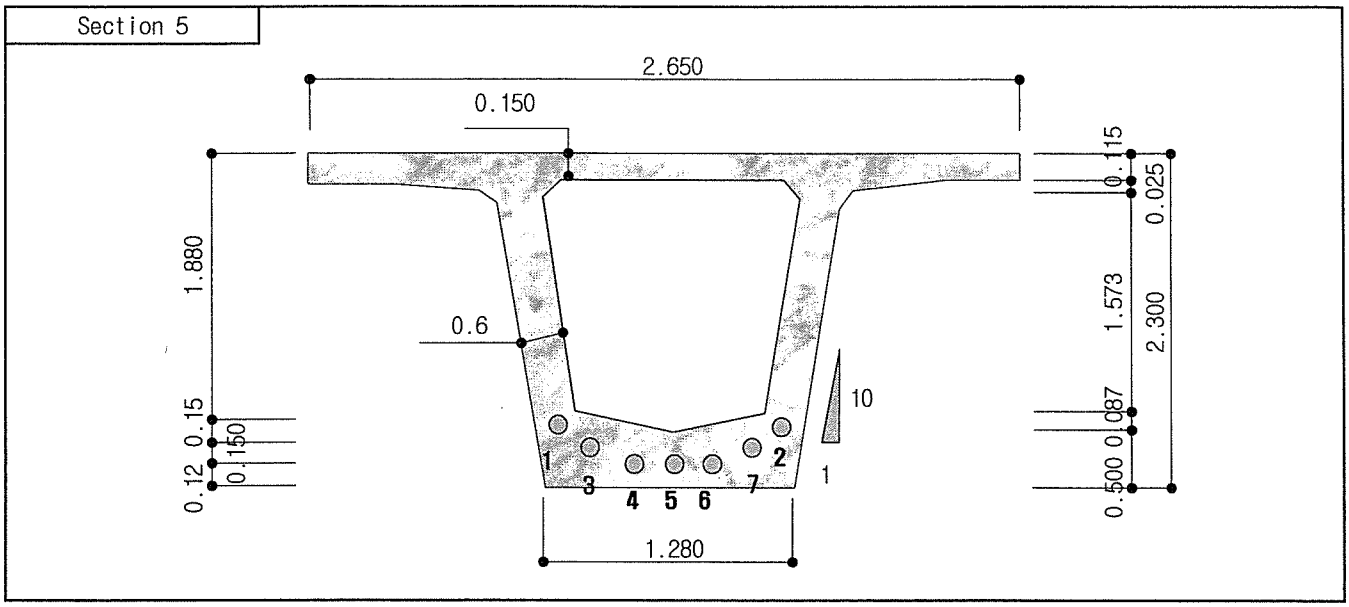


Section 2



Section 3,4





5.2 긴장재의 기하구조

5.2.1 긴장재 배치

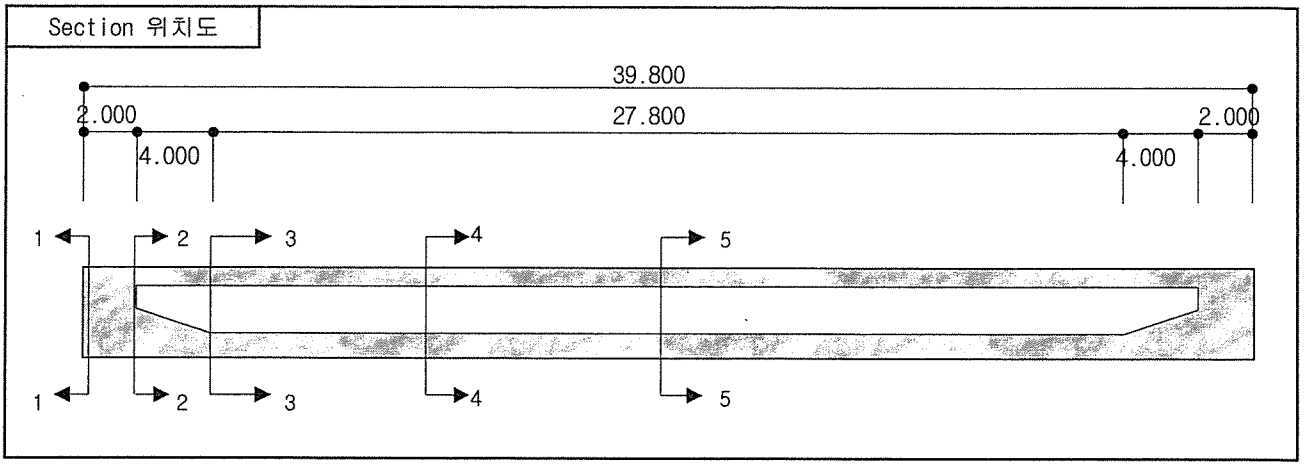
번 호	중앙부에서 정착단거리(X)	높 이(Y)	방정식계수 a $Y=aX^2$	중앙점~정착부 텐던길이	정착부~정착부 텐던길이	텐던길이 / 직선길이
1	19.750	1.180	0.003025156	19.797	39.594	1.002
2	19.750	1.180	0.003025156	19.797	39.594	1.002
3	19.750	0.830	0.002127864	19.773	39.546	1.001
4	19.750	0.830	0.002127864	19.773	39.546	1.001
5	19.750	0.480	0.001230572	19.758	39.516	1.000
6	19.750	0.480	0.001230572	19.758	39.516	1.000
7	19.750	0.480	0.001230572	19.758	39.516	1.000

5.2.2 BEAM 중앙을 기준으로 긴장재 거리에 따른 바닥에서 높이

번 호	19.750	17.900	13.900	3.950	0.000	비고
1	1.600	1.389	1.004	0.467	0.420	
2	1.600	1.389	1.004	0.467	0.420	
3	1.100	0.952	0.681	0.303	0.270	
4	1.100	0.952	0.681	0.303	0.270	
5	0.600	0.514	0.358	0.139	0.120	
6	0.600	0.514	0.358	0.139	0.120	
7	0.600	0.514	0.358	0.139	0.120	
평 균	1.029	0.889	0.635	0.280	0.249	

5.2.3 BEAM 중앙을 기준으로 긴장재 거리에 따른 회전각(Radian)

번 호	19.750	17.900	13.900	3.950	0.000	비고
1	0.1189300	0.1078800	0.0839020	0.0238940	0.0000000	
2	0.1189300	0.1078800	0.0839020	0.0238940	0.0000000	
3	0.0838540	0.0760310	0.0590860	0.0168090	0.0000000	
4	0.0838540	0.0760310	0.0590860	0.0168090	0.0000000	
5	0.0485690	0.0440260	0.0341970	0.0097210	0.0000000	
6	0.0485690	0.0440260	0.0341970	0.0097210	0.0000000	
7	0.0485690	0.0440260	0.0341970	0.0097210	0.0000000	
평 균	0.0790000	0.0710000	0.0560000	0.0160000	0.0000000	



5.3 WPC BEAM의 단면 특성

가. BEAM 중앙에서 19.750m 위치 (Section 1)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	36010	35460	36705	44539
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				100.623
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	105.543	105.209	105.951	84.473
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	124.457	124.791	124.049	145.527
i 단면2차모멘트	(cm^4)	164737647	164473109	165050298	261990204
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2603681
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1560858	1563299	1557798	3101467
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1323651	1317989	1330525	1800286
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	21.557	21.891	21.149	42.627
R 회전반경	(cm)	67.637	68.105	67.058	76.696

나. BEAM 중앙에서 17.900m 위치 (Section 2)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	31357	30807	32051	39886
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				103.779
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	112.373	111.861	112.996	87.629
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	117.627	118.139	117.004	142.371
i 단면2차모멘트	(cm^4)	150201405	149731614	149731614	256437854
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2470999
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1336633	1338551	1334165	2926404
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1276930	1267419	1267419	1801194
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	28.727	29.239	28.104	53.471
R 회전반경	(cm)	69.211	69.716	68.583	80.183

다. BEAM 중앙에서 13.900m 위치 (Section 3)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	19613	19063	20308	28142
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				97.44
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	117.194	115.772	118.881	81.29
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	112.806	114.228	111.119	148.71
i 단면2차모멘트	(cm^4)	124180029	122801692	125804287	229567688
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2355990
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1059611	1060720	1058237	2824058
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1100828	1075058	1132158	1543727
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	49.306	50.728	47.619	85.21
R 회전반경	(cm)	79.57	80.26	78.707	90.318

라. BEAM 중앙에서 3.950m 위치 (Section 4)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	19613	19063	20308	28142
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				98.316
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	117.194	114.749	120.095	82.166
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	112.806	115.251	109.905	147.834
i 단면2차모멘트	(cm^4)	124180029	120105229	128998781	234624217
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2386430
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1059611	1046678	1074139	2855490
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1100828	1042119	1173730	1587079
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	84.806	87.251	81.905	119.834
R 회전반경	(cm)	79.57	79.374	79.7	91.308

마. BEAM 중앙에서 0.000m 위치 (Section 5)

구 분		총 단 면	순 단 면	환산단면	합성단면
A 단면적	(cm^2)	19613	19063	20308	28142
Ys 슬래브상연에서 도심거리	(cm)				98.393
Ybu Beam 상연에서 도심거리	(cm)	117.194	114.659	120.201	82.243
Ybl BEAM 하연에서 도심거리	(cm)	112.806	115.341	109.799	147.757
i 단면2차모멘트	(cm^4)	124180029	119805001	129358062	235144501
Zs 슬래브상연에 대한 단면계수	(cm^3)				2389850
Zbu BEAM 상연에 대한 단면계수	(cm^3)	1059611	1044881	1076181	2859143
Zbl BEAM 하연에 대한 단면계수	(cm^3)	1100828	1038703	1178135	1591427
ep 도심에서 긴장재 중심간거리	(cm)	87.906	90.441	84.899	122.857
R 회전반경	(cm)	79.57	79.275	79.811	91.409

5.4 하중산정

5.4.1 고정하중

구 분		면 적 (m^2)	길 이 (m)	체 적 (m^3)	중 량 [kN]	하 중	단위
BEAM	Section 1	3.601	2.000	7.202	176.449	88.225	kN/m
	Section 2	3.136	4.000	12.543	307.296	76.824	kN/m
	Section 3~5	1.961	13.900	27.262	667.929	48.052	kN/m
소 계				47.007	1151.674	213.101	kN/m
가로보	단 부	3.151	1.200	3.781	92.639	92.639	kN
슬 래 브		0.872	39.800	34.710	850.385	21.366	kN/m
공 동 구		0.330	39.800	13.134	321.783	8.085	kN/m
군 집 하 중						5.000	kN/m
도상(궤도 및 침목)						41.840	kN/m

5.4.2 활 하 중 (KRL-2012)

- 외측 BEAM 검토 계산서 참조.

5.4.3 크리프 및 건조수축

크리프와 건조수축은 바닥판 합성에 의한 2차응력으로 작용하므로 "바닥판합성에 의한 2차응력"에서 검토한다.

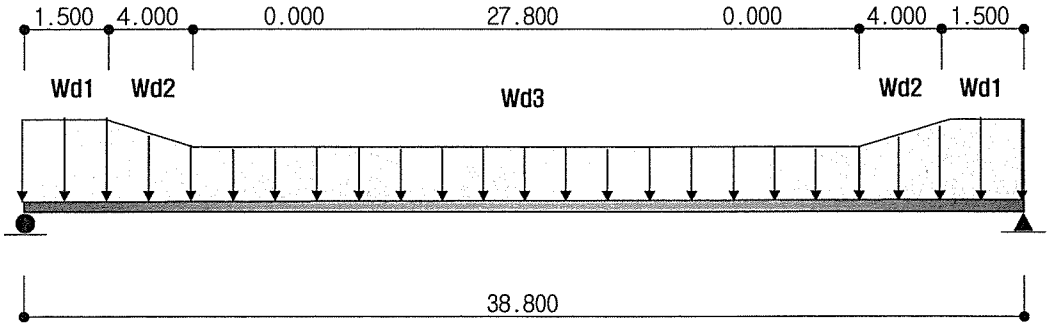
5.5 하 중 재 하 도

(1) BEAM 자중

Sec1 (Wd1)	88.225 kN/m

Sec2 (Wd2)	76.824 kN/m

Sec3 (Wd3)	48.052 kN/m



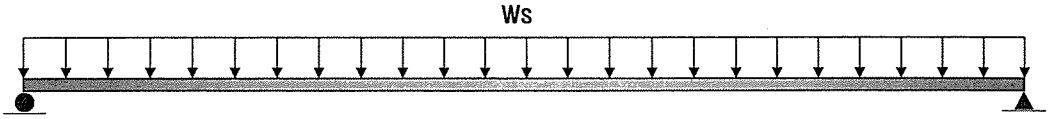
(2) 가로보

(Pc)	92.639 kN



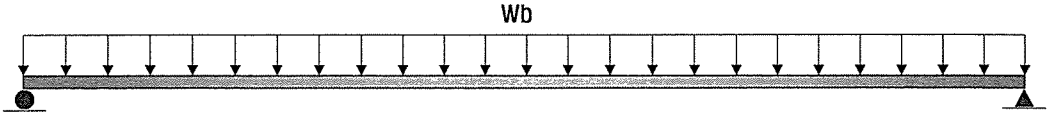
(3) 슬래브 자중

(Ws)	21.366 kN/m



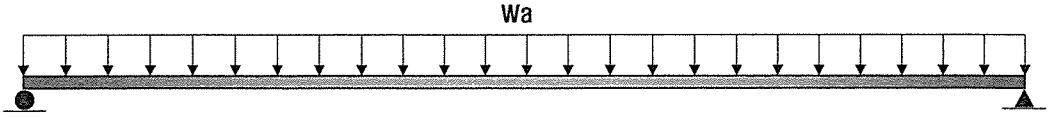
(4) 공동구 자중 및 군집하중

(Wb)	13.085 kN/m

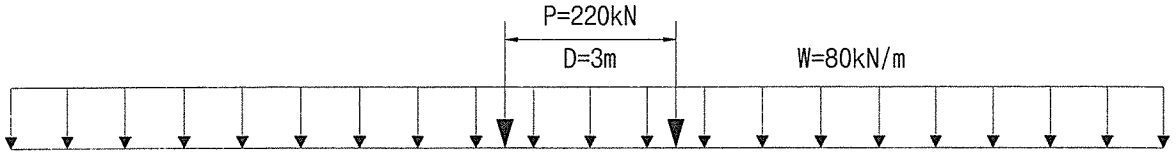


(5) 도상 및 자갈

(Wa)	41.840 kN/m



(6) 활 하 중



5.6 하중에 의한 단면력

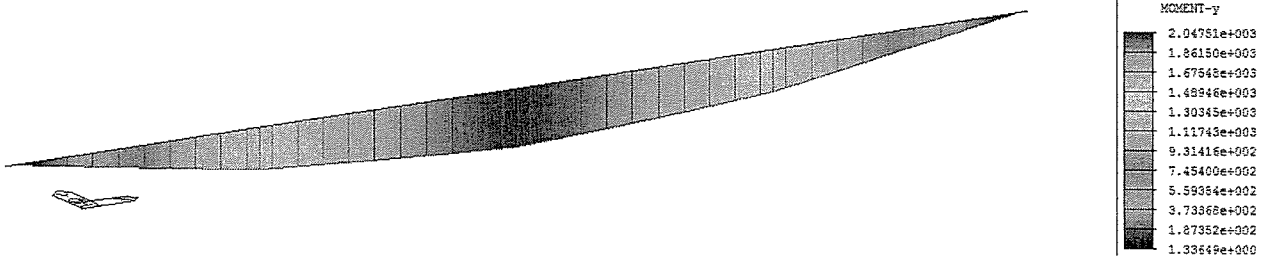
5.6.1 반　　력

중앙에서 거리(m)	BEAM 자 중 ①	가로보 및 헌치 ②	슬래브 자 중 ③	공동구 및 군집하중 ④	도상 ⑤	활 하 중 ⑥	소 계 ②+③	소 계 ④+⑤	소 계 ∑①~⑤	합 계 ∑①~⑥
19.40	1050.012	92.639	414.5	30.554	687.19	1510.427	507.139	717.744	2274.895	3785.322

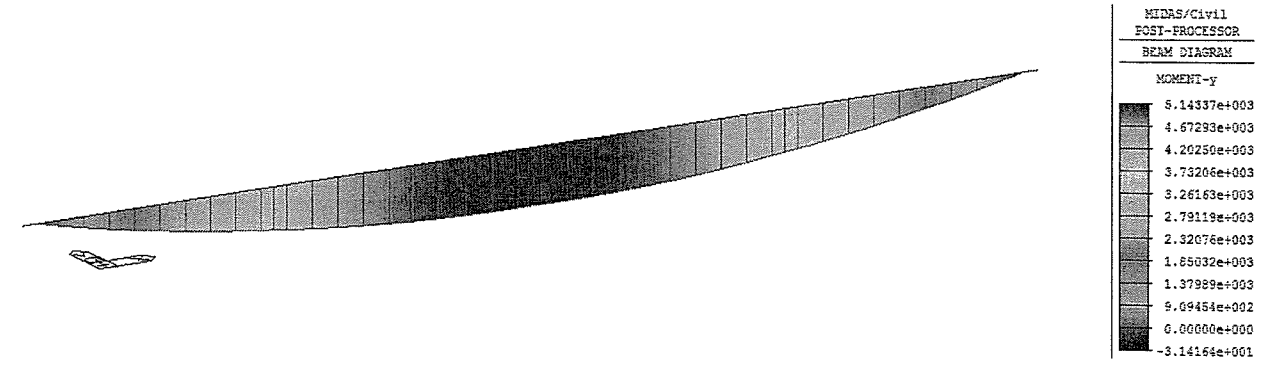
5.6.2 모 멘 트

중앙에서 거리(m)	BEAM 자 중 ①	가로보 및 헌치 ②	슬래브 자 중 ③	공동구 및 군집하중 ④	도상 ⑤	활 하 중 ⑥	소 계 ②+③	소 계 ④+⑤	소 계 ∑①~⑤	합 계 ∑①~⑥
0.00	9250.655	0.000	4020.646	2047.510	5143.370	10111.20	4020.646	7190.880	20462.18	30573.38
3.950	7551.898	0.000	3853.966	1630.620	4096.137	8052.48	3853.966	5726.758	17132.62	25185.10
13.900	3272.751	0.000	1956.589	580.480	1458.172	2866.577	1956.589	2038.652	7267.99	10134.57
17.90	1552.490	0.000	597.713	158.313	397.683	781.794	597.713	555.996	2706.20	3487.99
19.40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

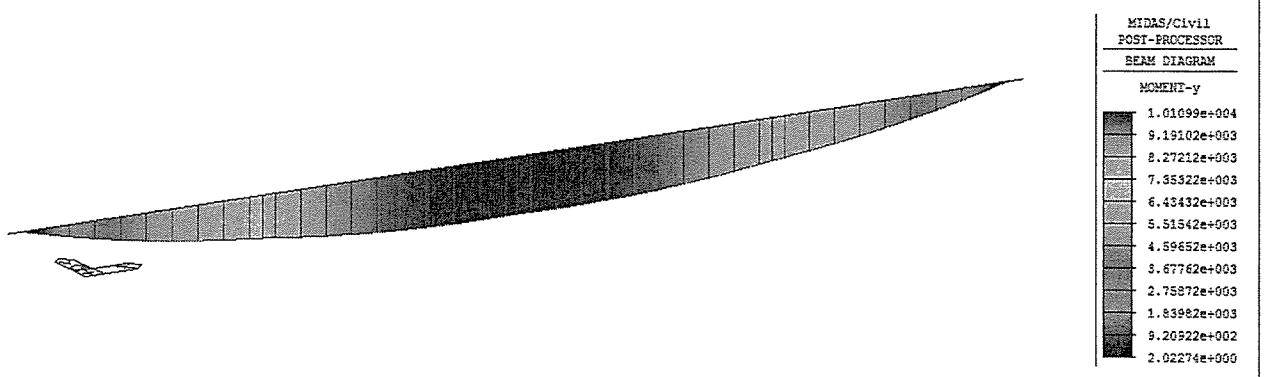
① 공동구 및 군집하중



② 도상하중



③ 활하중



5.6.3 전 단 력

중앙에서 거리(m)	BEAM 자 중 ①	가로보 및 헌치 ②	슬래브 자 중 ③	공동구 및 군집하중 ④	도상 ⑤	활 하 중 ⑥	소 계 ②+③	소 계 ④+⑤	소 계 ∑①~⑤	합 계 ∑①~⑥
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
3.95	189.805	0.000	84.395	29.651	105.320	221.813	84.395	134.971	409.171	630.984
13.90	667.923	0.000	296.987	104.341	370.621	780.557	296.987	474.962	1439.872	2220.429
17.90	917.675	0.000	382.451	134.367	477.275	1005.177	382.451	611.642	1911.768	2916.945
19.40	1050.012	0.000	414.500	145.627	517.270	1089.410	414.500	662.897	2127.409	3216.819

5.7 하중에 의한 응력

순 단 면 적용	BEAM 하중에 의한 응력	압축응력 : +
환산단면 적용	가로보 및 슬래브에 의한 응력	인장응력 : -
합성단면 적용	2차고정하중과 활하중에 의한 응력	

단위: MPa

중앙에서 거리(m)	응력위치	BEAM 하중	가로보 및 슬래브 하중	공동구,군집하중 및 도상	활하중	합 계
0.000	슬래브 상연	0.000	0.000	3.009	4.231	7.240
	BEAM 상연	8.853	3.736	2.515	3.536	18.641
	BEAM 하연	-8.906	-3.413	-4.519	-6.354	-23.191
3.950	슬래브 상연	0.000	0.000	2.400	3.374	5.774
	BEAM 상연	7.215	3.588	2.006	2.820	15.629
	BEAM 하연	-7.247	-3.284	-3.608	-5.074	-19.212
13.900	슬래브 상연	0.000	0.000	0.865	1.217	2.082
	BEAM 상연	3.085	1.849	0.722	1.015	6.671
	BEAM 하연	-3.044	-1.728	-1.321	-1.857	-7.950
17.900	슬래브 상연	0.000	0.000	0.225	0.316	0.541
	BEAM 상연	1.160	0.448	0.190	0.267	2.065
	BEAM 하연	-1.225	-0.472	-0.309	-0.434	-2.439
19.400	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	BEAM 상연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	BEAM 하연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

5.8 PRESTRESS 손실량 계산

5.8.1 PRESTRESS 도입시 손실

[철.설.기 p343~]

가. 긴장력 결정

파상마찰계수[k] = 0.005 [철.설.기 p345]

곡률마찰계수[μ] = 0.25 [철.설.기 p345]

텐던 번호	초기가정 PRESTRESS 응력	정착단에서 중앙점까지 거리 L (m)	정착단에서 중앙점까지 회전각 α [rad]	파상마찰 [kL]	곡률마찰 [$\mu\alpha$]	마찰합계 [$kL+\mu\alpha$]	마찰손실량
1	1168.838	19.797	0.118930	0.09898	0.02973	0.12871	141.162
2	1168.838	19.797	0.118930	0.09898	0.02973	0.12871	141.162
3	1177.074	19.773	0.083854	0.09887	0.02096	0.11983	132.926
4	1177.074	19.773	0.083854	0.09887	0.02096	0.11983	132.926
5	1185.522	19.758	0.048569	0.09879	0.01214	0.11093	124.478
6	1185.522	19.758	0.048569	0.09879	0.01214	0.11093	124.478
7	1185.522	19.758	0.048569	0.09879	0.01214	0.11093	124.478

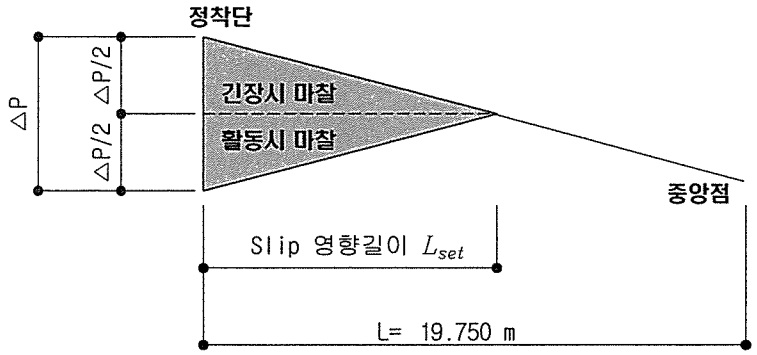
텐던 번호	초기긴장량 (가정치)	마찰손실량	보정된 초기긴장응력	허용긴장응력 [철.설.기 p342]	JACKING FORCE (kN)
1	1168.838	141.162	1310	1440	3633.941
2	1168.838	141.162	1310		3633.941
3	1177.074	132.926	1310		3633.941
4	1177.074	132.926	1310		3633.941
5	1185.522	124.478	1310		3633.940
6	1185.522	124.478	1310		3633.940
7	1185.522	124.478	1310		3633.940

나. 마찰손실량

텐던 번호	중앙에서 거리(m)	텐던길이 (m)	회전각 [α]	파상마찰 [kL]	곡률마찰 [$\mu\alpha$]	마찰합계 [$kL+\mu\alpha$]	마찰손실량	텐던의 응력
1,2	0.000	19.797	0.118930	0.09898	0.02973	0.12871	158.210	1151.790
	3.950	15.800	0.095036	0.07900	0.02376	0.10276	127.930	1182.070
	13.900	5.850	0.035028	0.02925	0.00876	0.03801	48.859	1261.141
	17.900	1.850	0.011050	0.00925	0.00276	0.01201	15.639	1294.361
	19.750	0.000	0.000000	0.00000	0.00000	0.00000	0.000	1310.000
3,4	0.000	19.773	0.083854	0.09887	0.02096	0.11983	147.937	1162.063
	3.950	15.800	0.067045	0.07900	0.01676	0.09576	119.627	1190.373
	13.900	5.850	0.024768	0.02925	0.00619	0.03544	45.613	1264.387
	17.900	1.850	0.007823	0.00925	0.00196	0.01121	14.603	1295.397
	19.750	0.000	0.000000	0.00000	0.00000	0.00000	0.000	1310.000
5,6,7	0.000	19.758	0.048569	0.09879	0.01214	0.11093	137.548	1172.452
	3.950	15.800	0.038848	0.07900	0.00971	0.08871	111.205	1198.795
	13.900	5.850	0.014372	0.02925	0.00359	0.03284	42.322	1267.678
	17.900	1.850	0.004543	0.00925	0.00114	0.01039	13.540	1296.460
	19.750	0.000	0.000000	0.00000	0.00000	0.00000	0.000	1310.000

다. 정착장치 활동에 의한 손실량

1. 정착장치의 활동량은 제품의 특성치 이나 쐐기식의 정착장치를 사용하는 것으로 하고 6 ㎜ 를 적용한다.
2. 인장시의 마찰과 활동시의 마찰이 같다고 가정한다.
3. 마찰손실은 길이에 비례한다고 가정한다.



$0.5\triangle P/A_p = \delta E_p/L_{set} \Leftrightarrow \triangle P = 2\,A_p\,E_p\,\delta/\,L_{set}$ δ : 슬립량

$(F_f \cdot A_p)/L = 0.5\triangle P/L_{set} \Leftrightarrow \triangle P = 2\,L_{set}\,(F_f \cdot A_p)\,/\,L$

$L_{set} = \sqrt{\dfrac{E_p\,L\,\delta}{F_f}}$

구 분	긴장재의 탄성계수 (MPa)	긴장재의 단면적 (cm^2)	슬립량 (cm)	거리 (cm)	마찰손실량 (MPa)	정착단에서 부터 활동의 영향거리 (m)	슬립에 의해 발생된 정착단에서 손실량
텐던1	200000	1.387	0.600	1975	158.210	12.239	196.084
텐던2	200000	1.387	0.600	1975	158.210	12.239	196.084
텐던3	200000	1.387	0.600	1975	147.937	12.657	189.614
텐던4	200000	1.387	0.600	1975	147.937	12.657	189.614
텐던5	200000	1.387	0.600	1975	137.548	13.126	182.831
텐던6	200000	1.387	0.600	1975	137.548	13.126	182.831
텐던7	200000	1.387	0.600	1975	137.548	13.126	182.831

거리에 따른 활동에 의한 손실량은 비례식으로 계산한다.

텐던 번호	중앙에서 거리(m)	지점에서 거리(m)	활동에 의한 손실량	텐던 번호	중앙에서 거리(m)	지점에서 거리(m)	활동에 의한 손실량
텐던1	0.000	19.750	0.000	텐던5	0.000	19.750	0.000
	3.950	15.800	0.000		3.950	15.800	0.000
	13.900	5.850	102.360		13.900	5.850	101.347
	17.900	1.850	166.445		17.900	1.850	157.062
	19.750	0.000	196.084		19.750	0.000	182.831
텐던2	0.000	19.750	0.000	텐던6	0.000	19.750	0.000
	3.950	15.800	0.000		3.950	15.800	0.000
	13.900	5.850	102.360		13.900	5.850	101.347
	17.900	1.850	166.445		17.900	1.850	157.062
	19.750	0.000	196.084		19.750	0.000	182.831
텐던3	0.000	19.750	0.000	텐던7	0.000	19.750	0.000
	3.950	15.800	0.000		3.950	15.800	0.000
	13.900	5.850	101.975		13.900	5.850	101.347
	17.900	1.850	161.899		17.900	1.850	157.062
	19.750	0.000	189.614		19.750	0.000	182.831

텐던4	0.000	19.750	0.000				
	3.950	15.800	0.000				
	13.900	5.850	101.975				
	17.900	1.850	161.899				
	19.750	0.000	189.614				

라. 탄성수축에 의한 손실량

① 긴장력

	초기 긴장응력	마찰손실량	Slip 량	유효긴장응력	텐던 단면적(cm2)	긴장력(N)	총긴장력(N)
텐던1	1310	158.210	0.000	1151.790	27.74	3195066.254	
텐던2	1310	158.210	0.000	1151.790	27.74	3195066.254	
텐던3	1310	147.937	0.000	1162.063	27.74	3223563.987	
텐던4	1310	147.937	0.000	1162.063	27.74	3223563.987	22594405.747
텐던5	1310	137.548	0.000	1172.452	27.74	3252381.755	
텐던6	1310	137.548	0.000	1172.452	27.74	3252381.755	
텐던7	1310	137.548	0.000	1172.452	27.74	3252381.755	

② 프리스트레스와 보자중에의한 거더중앙 긴장재 중심에서 응력

거리	구 분	하 중 (N)	편 심 량	모멘트(N·m)	응력(MPa)	f_{cir}
0.00	거더자중에 의한 모멘트			-9250655	-6.983	20.295
	긴장재에 의한 압축력	22594406			11.852	
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.904	20434607	15.426	
3.95	거더자중에 의한 모멘트			-7551898	-5.486	20.687
	긴장재에 의한 압축력	22594406			11.852	
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.873	19713845	14.321	
13.90	거더자중에 의한 모멘트			-3272751	-1.352	15.235
	긴장재에 의한 압축력	22594406			11.852	
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.507	11461690	4.735	
17.90	거더자중에 의한 모멘트			-1552490	-0.303	8.321
	긴장재에 의한 압축력	22594406			7.334	
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.292	6606378	1.290	
19.40	거더자중에 의한 모멘트			0	0.000	7.030
	긴장재에 의한 압축력	22594406			6.372	
	긴장재 편심에 의한 모멘트	22594406	0.219	4946141	0.658	

③ 탄성수축에 의한 손실량 (f_{el})

탄성수축손실량 f_{el}	0.5 x (E_p/E_{ci}) x f_{cir}
긴장재의 탄성계수 E_p	200000 Mpa
긴장시 콘크리트의 탄성계수 E_{ci}	30566 Mpa
탄성수축에 의한 손실량 f_{el}	66.397 Mpa

마. PRESTRESS 도입직후 프리스트레스

텐던 번호	중앙에서 거리(m)	지점에서 거리(m)	보정된 초기긴장 응력	마찰손실량	활동에 의한 손실량	탄성수축에 의한 손실량	초기 프리스트레스	비 율(%)
1	0.000	19.750	1310	158.210	0.000	66.397	1085.393	82.85
	3.950	15.800	1310	127.930	0.000	66.397	1115.673	85.17
	13.900	5.850	1310	48.859	102.360	66.397	1092.384	83.39
	17.900	1.850	1310	15.639	166.445	66.397	1061.519	81.03
	19.750	0.000	1310	0.000	196.084	66.397	1047.519	79.96
2	0.000	19.750	1310	158.210	0.000	66.397	1085.393	82.85
	3.950	15.800	1310	127.930	0.000	66.397	1115.673	85.17
	13.900	5.850	1310	48.859	102.360	66.397	1092.384	83.39
	17.900	1.850	1310	15.639	166.445	66.397	1061.519	81.03
	19.750	0.000	1310	0.000	196.084	66.397	1047.519	79.96
3	0.000	19.750	1310	147.937	0.000	66.397	1095.666	83.64
	3.950	15.800	1310	119.627	0.000	66.397	1123.976	85.80
	13.900	5.850	1310	45.613	101.975	66.397	1096.015	83.67
	17.900	1.850	1310	14.603	161.899	66.397	1067.101	81.46
	19.750	0.000	1310	0.000	189.614	66.397	1053.989	80.46
4	0.000	19.750	1310	147.937	0.000	66.397	1095.666	83.64
	3.950	15.800	1310	119.627	0.000	66.397	1123.976	85.80
	13.900	5.850	1310	45.613	101.975	66.397	1096.015	83.67
	17.900	1.850	1310	14.603	161.899	66.397	1067.101	81.46
	19.750	0.000	1310	0.000	189.614	66.397	1053.989	80.46
5	0.000	19.750	1310	137.548	0.000	66.397	1106.055	84.43
	3.950	15.800	1310	111.205	0.000	66.397	1132.398	86.44
	13.900	5.850	1310	42.322	101.347	66.397	1099.934	83.96
	17.900	1.850	1310	13.540	157.062	66.397	1073.001	81.91
	19.750	0.000	1310	0.000	182.831	66.397	1060.772	80.98
6	0.000	19.750	1310	137.548	0.000	66.397	1106.055	84.43
	3.950	15.800	1310	111.205	0.000	66.397	1132.398	86.44
	13.900	5.850	1310	42.322	101.347	66.397	1099.934	83.96
	17.900	1.850	1310	13.540	157.062	66.397	1073.001	81.91
	19.750	0.000	1310	0.000	182.831	66.397	1060.772	80.98
7	0.000	19.750	1310	137.548	0.000	66.397	1106.055	84.43
	3.950	15.800	1310	111.205	0.000	66.397	1132.398	86.44
	13.900	5.850	1310	42.322	101.347	66.397	1099.934	83.96
	17.900	1.850	1310	13.540	157.062	66.397	1073.001	81.91
	19.750	0.000	1310	0.000	182.831	66.397	1060.772	80.98

바. PRESTRESS 도입직후 프리스프레스 평균량

텐던 번호	중앙에서 거리(m)	보정된 초기긴장응력 (평균)	마찰손실량 (평균)	활동에 의한 손실량 (평균)	탄성수축에 의한 손실량 (평균)	초기 프리스트레스량 (평균)	초기 프리스트레스력 (kN)	비 율(%)
1+2 +3+4 +5+6+7	0.000	1310.000	146.420	0.000	66.397	1097.183	21305.100	83.75
	3.950	1310.000	118.390	0.000	66.397	1125.213	21849.390	85.89
	13.900	1310.000	45.130	101.816	66.397	1096.657	21294.890	83.71
	17.900	1310.000	14.443	161.125	66.397	1068.035	20739.100	81.53
	19.750	1310.000	0.000	188.556	66.397	1055.047	20486.900	80.54

※ 유효 PRESTRESS FORCE = 유효 PRESTRESS × 텐던의 총단면적 194.180

5.8.2 PRESTRESS 도입후 손실

[철.설.기 p343~]

가. 크리프에 의한 손실

크리프에 의한 손실량			f_{cr} = $12f_{cir}-7f_{cds}$				
중앙에서 거리(m)	2차고정하중에 의한 BEAM 하연에서 응력	도심에서 긴장재 중심간거리	도심에서 BEAM 하연 거리	2차고정하중에 의한 긴장재 중심에서 응력 f_{cds}	12 f_{cir}	7 f_{cds}	크리프손실 f_{cr} ($12f_{cir}-7f_{cds}$)
0.00	7.931	122.857	147.757	6.595	243.540	46.165	197.375
3.95	6.892	119.834	147.834	5.587	248.247	39.109	209.138
13.90	3.049	85.210	148.710	1.747	182.819	12.229	170.590
17.90	0.780	53.471	142.371	0.293	99.853	2.051	97.802
19.75	0.000	42.627	145.527	0.000	84.361	0.000	84.361

나. 건조수축에 의한 손실

건조수축에 의한 손실량 f_{sh} = [119 - 1.05 Hr] × 80 %

= [119 - 1.05 × 70] × 0.8 Hr : 연평균 상대습도 70 %

= 36.400 Mpa

다. 리락세이션에 의한 손실

중앙에서 거리(m)	마찰손실량 f_{fr}	탄성수축 손실량 f_{el}	크리프와건조수축 손실량 ($f_{cr}+f_{sh}$)	0.07f_{fr} ①	0.1 f_{el} ②	0.05($f_{cr}+f_{sh}$) ③	35-(Σ①~③)
0.00	146.420	66.397	233.775	10.249	6.640	11.689	6.422
3.95	118.390	66.397	245.538	8.287	6.640	12.277	7.796
13.90	45.130	66.397	206.990	3.159	6.640	10.35	14.851
17.90	14.443	66.397	134.202	1.011	6.640	6.71	20.639
19.75	0.000	66.397	120.761	0.000	6.640	6.038	22.322

라. PRESTRESS 도입후 유효PRESTRESS

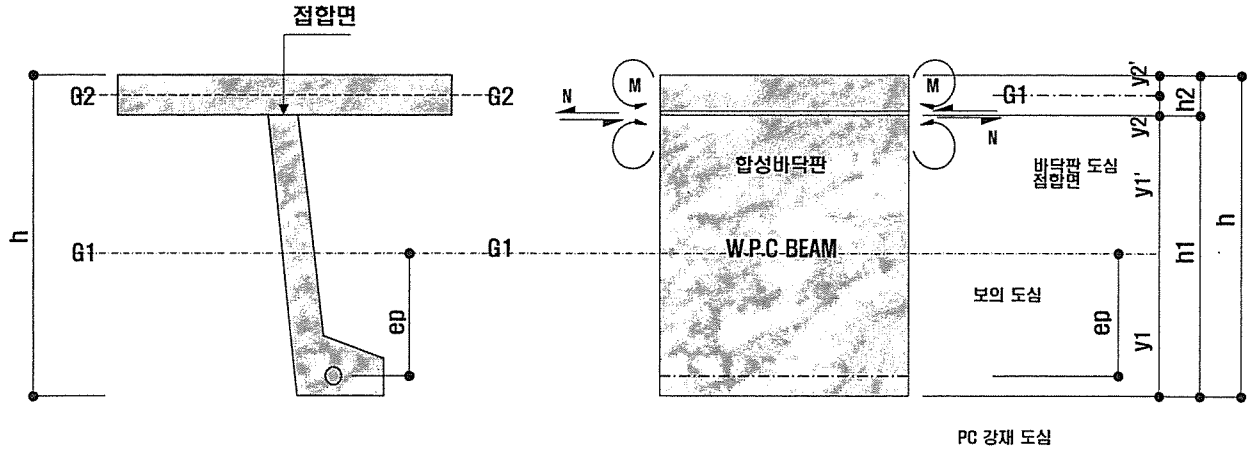
중앙에서 거리(m)	PRESTRESS 도입직후 유효 PRESTRESS	크리프에의한 손실량	건조수축에 의한 손실량	리락세이션에의한 손실량	PRESTRESS 도입후 유효 PRESTRESS	PRESTRESS 도입후 유효 긴장력(N)	비 율(%)
0.00	1097.183	197.375	36.400	6.422	856.986	16640954.150	78.110
3.95	1125.213	209.138	36.400	7.796	871.879	16930146.420	77.490
13.90	1096.657	170.590	36.400	14.851	874.816	16987177.090	79.770
17.90	1068.035	97.802	36.400	20.639	913.194	17732401.090	85.500
19.75	1055.047	84.361	36.400	22.322	911.964	17708516.950	86.440

5.9 PRESTRESS에 의한 콘크리트 응력

PRESTRESS 도입 직후 (단기손실 완료후)									
중앙에서 거리(m)	BEAM 연단	도심에서 편심량	프리스트레스력 (N)	PRESTRESS에 의한 모멘트 (N.cm)	순단면적 (cm^2)	단면계수 (cm^3)	긴장력에 의한 응력 (MPa)	모멘트에 의한 응력 (MPa)	전체 응력 (MPa)
0.00	상연	90.441	21305100	1926854549	19063	1044881	11.176	-18.441	-7.265
	하연					1038703	11.176	18.551	29.727
3.95	상연	87.251	21849390	1906381127	19063	1046678	11.461	-18.214	-6.753
	하연					1042119	11.461	18.293	29.754
13.90	상연	50.728	21294890	1080247180	19063	1060720	11.171	-10.184	0.987
	하연					1075058	11.171	10.048	21.219
17.90	상연	29.239	20739100	606390545	30807	1338551	6.732	-4.530	2.202
	하연					1267419	6.732	4.784	11.516
19.75	상연	21.891	20486900	448478728	35460	1563299	5.777	-2.869	2.908
	하연					1317989	5.777	3.403	9.180

PRESTRESS 도입후 (장기손실 완료후)									
중앙에서 거리(m)	BEAM 연단	도심에서 편심량	프리스트레스력 (N)	PRESTRESS에 의한 모멘트 (N.cm)	순단면적 (cm^2)	단면계수 (cm^3)	긴장력에 의한 응력 (MPa)	모멘트에 의한 응력 (MPa)	전체 응력 (MPa)
0.00	상연	90.441	16640954	1505024534	19063	1044881	8.729	-14.404	-5.675
	하연					1038703	8.729	14.489	23.218
3.95	상연	87.251	16930146	1477172205	19063	1046678	8.881	-14.113	-5.232
	하연					1042119	8.881	14.175	23.056
13.90	상연	50.728	16987177	861725519	19063	1060720	8.911	-8.124	0.787
	하연					1075058	8.911	8.016	16.927
17.90	상연	29.239	17732401	518477675	30807	1338551	5.756	-3.873	1.883
	하연					1267419	5.756	4.091	9.847
19.75	상연	21.891	17708517	387657145	35460	1563299	4.994	-2.480	2.514
	하연					1317989	4.994	2.941	7.935

5.10 바닥판합성에 의한 2차응력 [철.설.기 p425(2004), 도.설.기 해설(2003) p732~734]



5.10.1 건조수축과 크리프계수

크리프 계수 및 건조수축을은 안전측 설계를 위해 콘크리트 재령일 중 90일을 가정한다.

(1) 건조수축계수

콘크리트의 건조수축율은 90일 일때 0.00014 이므로 [철.설.기 p22~p23]
바닥판과 P.S.C BEAM의 건조수축차 ε = 0.00013

(2) 크리프계수

BEAM 크리프계수 Φ_t = 2.2 [90일을 기준으로하고 보통콘크리트를 사용. [도.설.기 P12,P13]]

바닥판 크리프계수 Φ_∞ = 4.0 [7일을 기준으로하고 보통콘크리트를 사용. [도.설.기 P12,P13]]

5.10.2 건조수축에 의해 접합면에 발생된 축력과 휨모멘트

$$N = \varepsilon E_B I_B \frac{B}{BF-C^2} \frac{1}{1+\Phi_\infty} \qquad M = \varepsilon E_B I_B \frac{C}{C^2-BF} \frac{1}{1+\Phi_\infty}$$

$$B = 1+m \qquad C = y_1'-my_2 \qquad F = y_1'^2+r_B^2+mr_S^2+my_2^2 \qquad m = E_B I_B/E_S I_S$$

$$G = \frac{B}{BF-C^2} \frac{1}{1+\Phi_\infty} \qquad H = \frac{C}{C^2-BF} \frac{1}{1+\Phi_\infty}$$

E_B [BEAM 의 탄성계수]	31210 MPa
E_S [바닥판 슬래브의 탄성계수]	27537 MPa
I_B [BEAM 의 단면2차모멘트]	129358062 cm^4
I_{S1} [슬래브의 단면2차모멘트]	772252 cm^4
A_B [BEAM 의 단면적]	20308 cm^2
A_{S1} [바닥판 슬래브의 단면적]	8883 cm^2
r_B^2 [BEAM 의 회전2차반경]	6369.796 cm^2
r_{S1}^2 [슬래브의 회전2차반경]	86.900 cm^2

보도심에서 보하연거리 y1	109.799 cm
보도심에서 보상연거리 y1'	120.201 cm
보의 형고 h1	230.0 cm
슬래브두께 h2	32.3 cm

	m	B	y1	y1'	y2	C	r_B^2	r_S^2	F	G	H
0.00	189.9	190.9	109.8	120.2	16.15	-2947	6369.8	86.9	86850.6	4.83E-06	7.46E-05
3.95	189.3	190.3	109.9	120.1	16.15	-2937	6352.1	86.9	86598.8	4.85E-06	7.48E-05
13.90	184.6	185.6	111.1	118.9	16.15	-2862	6194.8	86.9	84517.1	4.95E-06	7.64E-05
17.90	219.8	220.8	117.0	113.0	16.15	-3437	4703.6	86.9	93901.1	4.95E-06	7.70E-05
19.75	242.2	243.2	124.0	106.0	16.15	-3806	4496.8	86.9	99940.8	4.95E-06	7.75E-05

	ε	E_B	I_B	N(kN)	M(kN.cm)	N ×y2	N ×y1'	-M+N ×y2	M+N ×y1'
0.00	0.00013	31210	129358062	253.8	3917.0	2049.4	30507.0	-1867.6	34424.0
3.95	0.00013	31210	128998781	253.7	3914.9	2048.6	30468.1	-1866.3	34383.0
13.90	0.00013	31210	125804287	252.9	3899.7	2042.2	30065.0	-1857.5	33964.7
17.90	0.00013	31210	149731614	300.7	4680.4	2428.2	33977.9	-2252.2	38658.3
19.75	0.00013	31210	165050298	331.6	5188.7	2677.7	35133.4	-2511.0	40322.1

중앙에서 거리(m)	응력검토 위치	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	축력 N (kN)	모멘트 M (kN.cm)	거 리 y (cm)	압축응력 (MPa)	휨 응력 (MPa)	합 응력 (MPa)
0.00	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-253.8	-1867.565	16.2	-0.286	-0.391	-0.677
	BEAM 상연	20307.8	129358062	-253.8	34424.000	120.2	-0.125	0.320	0.195
	BEAM 하연			253.8	-34424.000	109.8	0.125	-0.292	-0.167
3.95	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-253.7	-1866.273	16.2	-0.286	-0.390	-0.676
	BEAM 상연	20307.8	128998781	-253.7	34383.000	120.1	-0.125	0.320	0.195
	BEAM 하연			253.7	-34383.000	109.9	0.125	-0.293	-0.168
13.90	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-252.9	-1857.533	16.2	-0.285	-0.388	-0.673
	BEAM 상연	20307.8	125804287	-252.9	33964.700	118.9	-0.125	0.321	0.196
	BEAM 하연			252.9	-33964.700	111.1	0.125	-0.300	-0.175

17.90	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-300.7	-2252.248	16.2	-0.339	-0.471	-0.810
	BEAM 상연	32051.2	149731614	-300.7	38658.300	113.0	-0.094	0.292	0.198
	BEAM 하연			300.7	-38658.300	117.0	0.094	-0.302	-0.208
19.75	슬래브 상연	8882.5	772252.0	-331.60	-2511.030	16.2	-0.373	-0.525	-0.898
	BEAM 상연	36704.6	165050298	-331.60	40322.100	106.0	-0.090	0.259	0.169
	BEAM 하연			331.6	-40322.100	124.0	0.090	-0.303	-0.213

5.10.3 크리프에 의해 접합면에 발생된 축력과 휨모멘트

$$N = \frac{-K'}{C^2-BF}\left[P\left[B\left[y1'ep - r_B^2\right] - C\,ep\right] + Mdo\left[C - B\,y1'\right]\right] - \frac{K}{C^2-BF}\left[Md1\left[C-By1'\right]\right]$$

$$M = \frac{-K'}{BF-C^2}\left[P\left[C\left[y1'ep - r_B^2\right] - F\,ep\right] + Mdo\left[F - C\,y1'\right]\right] - \frac{K}{BF-C^2}\left[Md1\left[F-Cy1'\right]\right]$$

$$K' = \frac{\Phi t}{1+\Phi_\infty} = \frac{2.2}{1+4.0} = 0.44 \qquad K = \frac{\Phi\infty}{1+\Phi_\infty} = \frac{4.0}{1+4.0} = 0.80$$

거 리	y1'	e_p	r_B^2	B	C	F	Mdo(kN.cm)	Md1(kN.cm)	P(kN)	N(kN)	M(kN.cm)
0.00	120.2	84.9	6369.8	190.9	-2946.7	86851	925065.5	402064.6	16641.0	-1478.5	-23382.7
3.95	120.1	81.9	6352.1	190.3	-2937.1	86599	755189.8	385396.6	16930.1	-1246.7	-19401.7
13.90	118.9	47.6	6194.8	185.6	-2862.4	84517	327275.1	195658.9	16987.2	-962.6	-14547.4
17.90	113.0	28.1	4703.6	220.8	-3436.8	93901	155249.0	59771.3	17732.4	-580.1	-8561.5
19.75	106.0	21.1	4496.8	243.2	-3805.6	99941	0.0	0.0	17708.5	-371.4	-5133.6

거 리	N x y2	N x y1'	-M + N x y2	M + N x y1'	비 고
0.00	-47755.550	-177717.200	-24372.880	-201099.870	
3.95	-40268.087	-149721.200	-20866.437	-169122.850	
13.90	-31092.303	-114436.000	-16544.923	-128983.380	
17.90	-18735.615	-65543.300	-10174.155	-74104.760	
19.75	-11995.251	-39347.000	-6861.611	-44480.640	

중앙에서 거리(m)	응력검토 위 치	단면적 (cm^2)	단면2차 모멘트 (cm^4)	축력 N (N)	모멘트 M (N.cm)	거리 y (cm)	압축응력 (MPa)	휨 응력 (MPa)	합 응력 (MPa)
0.00	슬래브 상연	8883	772252	1479	-24372.9	16.2	1.665	-5.097	-3.432
	BEAM 상연	20308	129358062	-1479	-201099.9	120.2	-0.728	-1.869	-2.597
	BEAM 하연			-1479	201099.9	109.8	-0.728	1.707	0.979
3.95	슬래브 상연	8883	772252	1247	-20866.4	16.2	1.404	-4.364	-2.960
	BEAM 상연	20308	128998781	-1247	-169122.9	120.1	-0.614	-1.574	-2.188
	BEAM 하연			-1247	169122.9	109.9	-0.614	1.441	0.827
13.90	슬래브 상연	8883	772252	963	-16544.9	16.2	1.084	-3.460	-2.376
	BEAM 상연	20308	125804287	-963	-128983.4	118.9	-0.474	-1.219	-1.693
	BEAM 하연			-963	128983.4	111.1	-0.474	1.139	0.665
17.90	슬래브 상연	8883	772252	580	-10174.2	16.2	0.653	-2.128	-1.475
	BEAM 상연	32051	149731614	-580	-74104.8	113.0	-0.181	-0.559	-0.740
	BEAM 하연			-580	74104.8	117.0	-0.181	0.579	0.398
19.75	슬래브 상연	8883	772252	371	-6861.6	16.2	0.418	-1.435	-1.017
	BEAM 상연	36705	165050298	-371	-44480.6	106.0	-0.101	-0.286	-0.387
	BEAM 하연			-371	44480.6	124.0	-0.101	0.334	0.233

5.11 응력 검토 (합성전, 합성후)

5.11.1 2차응력 비고려

중앙에서 거리 (m)	응력검토 위 치	PRESTRESS 도입직후			PRESTRESS 도입후 (사용하중 재하시)		
		보자중에 의한 응력 (MPa)	P.C에 의한 응력 (MPa)	전체 응력 (MPa)	작용하중에 의한 응력 (MPa)	P.C에 의한 응력 (MPa)	전체응력 (MPa)
0.00	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	7.240	0.000	7.240
	BEAM 상연	8.853	-7.265	1.588	18.641	-5.675	12.966
	BEAM 하연	-8.906	29.727	20.821	-23.191	23.218	0.027
3.95	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	5.774	0.000	5.774
	BEAM 상연	7.215	-6.753	0.462	15.629	-5.232	10.397
	BEAM 하연	-7.247	29.754	22.507	-19.212	23.056	3.844
13.90	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	2.082	0.000	2.082
	BEAM 상연	3.085	0.987	4.072	6.671	0.787	7.458
	BEAM 하연	-3.044	21.219	18.175	-7.950	16.927	8.977
17.90	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.541	0.000	0.541
	BEAM 상연	1.160	2.202	3.362	2.065	1.883	3.948
	BEAM 하연	-1.225	11.516	10.291	-2.439	9.847	7.408
19.75	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	BEAM 상연	0.000	2.908	2.908	0.000	2.514	2.514
	BEAM 하연	0.000	9.180	9.180	0.000	7.935	7.935

콘크리트 허용응력 (MPa)				계산응력	검 토	비 고
합성전 빔자중 (PRESTRESS 도입직후)	허용인장응력	Min (1.4,0.25 $\sqrt{f_{ci}}$)	-1.4	0.462	O.K	빔상연
	허용압축응력	0.55 f_{ci}	23.1	22.507	O.K	빔하연
합성전 고정하중 (슬래브 타설후)	허용인장응력	Min (1.4,0.25 $\sqrt{f_{ci}}$)	-1.4	2.908	O.K	빔상연
	허용압축응력	0.55 f_{ci}	23.1	19.224	O.K	빔하연
합성후 (사용하중 재하시)	허용압축응력	0.4 f_{ck}	12.0	7.240	O.K	슬래브
	허용압축응력	0.4 f_{ck}	18.0	12.966	O.K	빔상연
	허용인장응력	0	0.0	0.027	O.K	빔하연

5.11.2 2차응력 고려

중앙에서 거리 (m)	응력검토 위 치	PRESTRESS 도입직후			PRESTRESS 도입후 (사용하중 재하시)				
		보자중에 의한 응력 (MPa)	P.C에 의한 응력 (MPa)	전체 응력 (MPa)	작용하중에 의한 응력 (MPa)	P.C에 의한 응력 (MPa)	건조수축에 의한 응력 (MPa)	크리프에 의한 응력 (MPa)	전체응력 (MPa)
0.00	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	7.240	0.000	-0.677	-3.432	3.131
	BEAM 상연	8.853	-7.265	1.588	18.641	-5.675	0.195	-2.597	10.564
	BEAM 하연	-8.906	29.727	20.821	-23.191	23.218	-0.167	0.979	0.839
3.95	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	5.774	0.000	-0.676	-2.960	2.138
	BEAM 상연	7.215	-6.753	0.462	15.629	-5.232	0.195	-2.188	8.404
	BEAM 하연	-7.247	29.754	22.507	-19.212	23.056	-0.168	0.827	4.503
13.90	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	2.082	0.000	-0.673	-2.376	-0.967
	BEAM 상연	3.085	0.987	4.072	6.671	0.787	0.196	-1.693	5.961
	BEAM 하연	-3.044	21.219	18.175	-7.950	16.927	-0.175	0.665	9.467
17.90	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.541	0.000	-0.810	-1.475	-1.744
	BEAM 상연	1.160	2.202	3.362	2.065	1.883	0.198	-0.740	3.406
	BEAM 하연	-1.225	11.516	10.291	-2.439	9.847	-0.208	0.398	7.598
19.75	슬래브 상연	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.898	-1.017	-1.915
	BEAM 상연	0.000	2.908	2.908	0.000	2.514	0.169	-0.387	2.296
	BEAM 하연	0.000	9.180	9.180	0.000	7.935	-0.213	0.233	7.955

콘크리트 허용응력 (MPa)				계산응력	검 토	비 고
합성전 빔자중 (PRESTRESS 도입직후)	허용인장응력	Min (1.4,0.25 $\sqrt{f_{ci}}$)	-1.4	0.462	O.K	빔상연
	허용압축응력	0.55 f_{ci}	23.1	22.507	O.K	빔하연
합성전 고정하중 (슬래브 타설후)	허용인장응력	Min (1.4,0.25 $\sqrt{f_{ci}}$)	-1.4	2.908	O.K	빔상연
	허용압축응력	0.55 f_{ci}	23.1	19.224	O.K	빔하연
합성후 (사용하중 재하시)	허용압축응력	0.4 f_{ck}	12.0	3.131	O.K	슬래브
	허용압축응력	0.4 f_{ck}	18.0	10.564	O.K	빔상연
	허용인장응력	0	0.0	0.839	O.K	빔하연

5.12 전단 검토

5.12.1 WPC 중앙부에서 13.90 m 위치에서의 전단력 검토

사용철근	U형 STRRUP	H 16 (As = 1.986)
감소계수	전단검토	0.85

하중계수	고정하중계수	활하중계수	P.S
	1.35	1.85	1.0
	1.60	1.60	1.0

비 고	V	M
자 중	667.923	3272.751
바 닥 판	296.987	1956.589
추가사하중	474.962	2038.652
활 하 중	780.557	2866.577

Md2 = 1,956.6 + 2,039 = 3,995 kN.m

Ml = 2,866.58 kN.m

Vd2 = 296.99 + 475 = 771.95 kN

Vl = 781 kN

중앙에서 거리 (m)	지점에서 거리 (m)	폭b(cm)	깊이 d(cm)	고정하중 전단력 (kN) Σ①~⑤	활하중 전단력 (kN) ⑥	프리스트레스 전단력 (kN)	고정하중 모멘트 (kN.m) Σ①~⑤	활하중 모멘트 (kN.m) ⑥	계수하중 전단력 Su (N)	계수하중 모멘트 Mu (N.mm)
0.00	19.75	52.0	205.1	0.000	0.000	0.000	20462.182	10111.200	0.0	48917411200.0
3.95	15.80	52.0	202.0	409.171	221.813	0.000	17132.622	8052.476	1009574.2	40296157261.9
13.90	5.85	52.0	184.0	1439.872	780.557	0.000	7267.991	2866.577	3552685.8	16215309311.3
17.90	1.85	120.0	184.0	1911.768	1005.177	0.000	2706.199	781.794	4667112.4	5580788503.1
19.75	0.00	148.5	184.0	2127.409	1089.410	0.000	0.000	0.000	5146910.4	0.0

(1) 전단강도 Vci (휨 전단강도, 13.9 m from center)

Vci = 0.05 × √fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

= 6068522 N = 6069 kN

bw	520.0
d	1840.0
Vd	667.923

Vi	1.4 x Vd2 + 2.0 x Vl	2486.16 kN
Mcr	Zbo × (0.5 × √fck + fbe - fd)	22431.903 kN.m
Mmax	1.4 × Md2 + 2.0 × Ml	10696.743 kN.m
Vi	1.7 x Vd2 + 1.7 x Vl	2484.01 kN
Mcr	Zbo × (0.5 × √fck + fbe - fd)	22431.903 kN.m
Mmax	1.7 × Md2 + 1.7 × Ml	10978.909 kN.m

Zbo	1267419004
fck	45

fbe	Pe / Ac + Pe x ep / Zbo	16.927 Mpa
fd	Md1 / Zbo	2.582 Mpa

(2) 전단강도 Vcw (복부 전단강도, 13.9 m from center)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + Vp

= 5369892.4 N = 5369.9 kN

fpc	Pe / Ac	8.911 Mpa
Vp	Pe ×sinΘ	950784.792 KN

(3) øVc = 0.80 × 5,369,892 = 4,295,914 N

1/2 øVc = 2,147,957 < Vu = 3,552,686 이므로 최소전단철근 필요

CASE1 : Vu < ½ φ V_c 전단철근 필요 없음

CASE2 : ½ φ V_c < V_u < φ V_c 최소전단 철근 필요

CASE3 : φ V_c < V_u 전단철근 필요 ∴ CASE2 적용

(4) 소요 전단철근 강도 산정

øVs = Vu - øVc = 3,552,686 - 4,295,914 = 최소전단철근배근 N

req's Av = (Vu-øVc)/(øfy*d)*s = 최소전단철근배근 mm^2

최소전단철근 Av = 0.35 x bw x s / fy = 68.25 mm^2

Used As = 794 > Max[req'd Av, min(Av)]= 68 mm^2 ------> O.K

중앙에서 거리 (m)	지점에서 거리 (m)	콘크리트가 부담하는 전단력 øVc (N)	전단철근 간 격 cm	전단철근이 부담하는 전단력 øVs (N)	설계전단강도 øVn (N)	검 토
13.90	5.85	4295913.9	15	3313177.600	7609091.518	O.K

4.12.1 WPC 중앙부에서 19.75 m 위치에서의 전단력 검토

사용철근	U형 STRRUP	H 16 (As = 1.986)
감소계수	전단검토	0.85

	고정하중계수	활하중계수	P.S
하중계수	1.35	1.85	1.0
	1.60	1.60	1.0

비 고	V	M
자 중	1050.012	0.000
바 닥 판	414.500	0.000
추가사하중	662.897	0.000
활 하 중	1089.410	0.000

Md2 = 0.0 + 0 = 0 kN.m

Ml = 0.00 kN.m

Vd2 = 414.50 + 663 = 1,077.40 kN

Vl = 1,089 kN

(1) 전단강도 Vci (휨 전단강도, 19.8 m from center)

Vci = 0.05 × √fck × bw × d + Vd + (Vi × Mcr) / Mmax

= ∞ N = ∞ kN

bw	1485.0
d	1840.0
Vd	1050.012

Vi	1.4 x Vd2 + 2.0 x Vl	3469.89 kN
Mcr	Zbo × (0.5 × √fck + fbe - fd)	14878.907 kN.m
Mmax	1.4 × Md2 + 2.0 × Ml	0.000 kN.m
Vi	1.7 x Vd2 + 1.7 x Vl	3466.89 kN
Mcr	Zbo × (0.5 × √fck + fbe - fd)	14878.907 kN.m
Mmax	1.7 × Md2 + 1.7 × Ml	0.000 kN.m

Zbo	1317988546
fck	45

fbe	Pe / Ac + Pe x ep / Zbo	7.935 Mpa
fd	Md1 / Zbo	0.000 Mpa

(2) 전단강도 Vcw (복부 전단강도, 19.8 m from center)

Vcw = (0.29 × √fck + 0.3 × fpc) × bw × d + Vp

= 10806680.4 N = 10806.7 kN

fpc	Pe / Ac	4.994 Mpa
Vp	Pe ×sinΘ	1397518.128 KN

(3) ø Vc = 0.80 × 10,806,680 = 8,645,344 N

1/2 ø Vc = 4,322,672 < Vu = 5,146,910 이므로 최소전단철근 필요

CASE1 : Vu < ½ ϕ V_c 전단철근 필요 없음

CASE2 : ½ ϕ V_c < V_u < ϕ V_c 최소전단 철근 필요

CASE3 : ϕ V_c < V_u 전단철근 필요 ∴ CASE2 적용

(4) 소요 전단철근 강도 산정

ø Vs = Vu - ø Vc = 5,146,910 - 8,645,344 = 최소전단철근배근 N

req's Av = (Vu-ø Vc)/(ø fy*d)*s = 최소전단철근배근 mm^2

최소전단철근 Av = 0.35 x bw x s / fy = 194.91 mm^2

Used As = 794 > Max[req'd Av, min(Av)]= 195 mm^2 ------> O.K

중앙에서 거리 (m)	지점에서 거리 (m)	콘크리트가 부담하는 전단력 ϕVc (N)	전단철근 간 격 cm	전단철근이 부담하는 전단력 ϕVs (N)	설계전단강도 ϕVn (N)	검 토
19.75	0.00	8645344.3	15	3313177.600	11958521.916	O.K

4.13 휨강도 검토

(1) 계수하중 모멘트 (검토위치 0.0 m from center)

Mu = 1.35 x (9250.655 + 4020.646 + 7190.880)+ 1.85 x 10111.200 = 45306.556 kN.m

Mu = 1.60 x (9250.655 + 4020.646 + 7190.880)+ 1.60 x 10111.200 = 42778.756 kN.m

(2) 유효폭

	16t+b	거더중심거리	지간의 1/4	최 소
유효폭	636.8	265.0	970.0	265.0

(3) P.S 강재 응력

P.C 강재 응력 fps = fpu [1 - (rp / k) ×Pp ×fpu/fck]									
텐던의 단면적 Ap(cm^2)	유효폭 b (cm)	깊이 d (cm)	강재비 Pp (Ap/bd)	텐던의 항복강도 (Mpa)	텐던의 극한강도 (Mpa)	텐던의 항복비	PC 강재 계수 rp	콘크리트 강도 fck (Mpa)	PC강재응력 fps (Mpa)
194.180	265.0	221.3	0.003312	1600	1900.0	0.840	0.28	45	1812.5

(4) 설계휨강도

텐던의 단면적 Ap(cm^2)	PC강재응력 fps (Mpa)	콘크리트 강도 fck (Mpa)	유효폭 b (cm)	등가사각형으로 환산한 응력 깊이 a (cm)	슬래브 두께 (cm)	단면검토 형태
194.18	1812.5	45	265.0	34.72	32.3	T형 단면으로 검토

설계휨강도 ϕMn = Ap ×fps ×(d - a/2)					Φ = 0.9	
텐던의 단면적 Ap(cm^2)	PC강재 응력fps (Mpa)	깊이 d (cm)	응력깊이 a (cm)	설계휨강도 ϕMn (kN.m)	계수 모멘트 Mu (kN.m)	검 토
194.18	1812.5	221.3	34.72	64583.41	48917.411	O.K

(5) 균열모멘트 (균열응력 : 0.63 √ fck = 0.63 √ 45 = 4.23 Mpa)

균열 모멘트 Mcr = (fru + fpcc)×Zc

fru : 콘크리트의 허용휨강도, 파괴계수

fpcc : 외력에 의해 인장응력이 발생하는 단면의 최대연단에서 모든 손실이 발생한 후 유효 프리스트레스에 의해 발생하는 콘크리트의 압축응력

균열 모멘트 Mcr = (fru + fpcc)×Zc						
보의 균열응력 fr (Mpa)	보 하연 단면계수 Z (cm^3)	fpcc	회전2차반경 r (cm^2)	보 하연 단면 거리 y (cm)	긴장재 편심거리 ep (cm)	균열모멘트 Mcr (kN.m)
4.23	1591427.1	23.2	91.4	98.393	122.857	43675.390

(6) 최대 강재량 검토 [철.설.기 P350]

Qp = Pp fps / fck

= 0.003312 x 1812.5 / 45 = 0.133 < 0.36 β1 ----- O.K

(7) 최소 강재량 검토 [철.설.기 P351]

ΦMn > 1.2 Mcr ⇔ 64583.41 kN.m > 1.2 x 43675 = 52410.47 kN.m ----- O.K

4.14 전단 연결재 (주BEAM과 바닥판 SLAB와의 접촉면)

[철.설.기 P354]

가. 필요에 따라 두 인접 접촉면에는 최소의 연결철근을 두어야 한다. 이때 연결 철근의 면적은 3.5 bv s / fy 이상이어야 하고, 연결철근간격 s는 지지요소의 최소 복부폭의 4배 및 60cm를 초과해서는 안된다.

Av = 3.5 x bv x s / fy
= 3.5 x 265.0 x 15.0 / 4000
= 3.478 cm^2

bv = 265.0 cm (BEAM의 접촉면 폭)
s = 15.0 cm (연결철근의 간격)

∴ 사용 철근량 : H 16 x 6 EA = 11.916 cm^2 > Av = 3.478 cm^2 ----- O.K

나. 설계 수평 전단응력(V_{DH})은 다음 식으로 구해도 좋다

V_{DH} = V / (bv d) 여기서, V : 해당단면의 설계 전단력 = 5146.910 kN
bv : BEAM의 접촉면 폭 = 265.0 cm
d : 전 합성단면의 유효높이 = 262.3 cm

V_{DH} = V / (bv d)
= 5146910.400 / (2650.0 x 2623.0)
= 0.740 Mpa < V_h = 1.1 Mpa ----- O.K

⇒ 최소연결철근을 두고 접촉면이 깨끗하고 레이탄스가 없으며 접촉면에 약 0.7cm 정도 크기의 요철을 둔 경우, 전단응력 v_h 는 1.1 Mpa 을 초과해서는 안된다.

⇒ 규정에 있는 최소 연결철근량을 초과하여 접촉면 사이에 연결철근을 둘 경우에는 증가량 1%마다 전단응력 V_h를 5 fy / 3000(kgf/cm^2) 씩 증가시켜도 좋다.

6. 처짐검토

6.1 프리스트레스에 의한 처짐

$P_i = f_{pt} \times A_p = 1236.788 \times 19418.000 = 24015950$ N

$e_{p1} = 1098.0 - 1029.0 = 69.0$ mm

$e_{p2} = 1029.0 - 249.0 = 780.0$ mm

$\delta_p = -(P_i \times e_{p1} \times L^2) / (8 \times E \times I)$

$-(5 \times P_i \times e_{p2} \times L^2) / (48 \times E \times I)$

$= -(24015949.9 \times 69.0 \times 38800^2) / (8 \times 31210 \times 1.1981E+12)$

$-(5 \times 24015949.9 \times 780.0 \times 38800^2) / (48 \times 31210 \times 1.1981E+12)$

$= -86.90$ mm

6.2 프리스트레스 및 고정하중 의한 처짐

$\delta = (5 \times M \times \ell^2) / (48 \times E_c \times I)$

여기서, M : 모멘트

ℓ : 지간장 (= 38.800 m)

E_c : 주 BEAM의 탄성계수 (= 31210 MPa)

I : 단면 2차 모멘트

1) 외측거더

구 분	M (kN.m)	I (mm^4)	탄성계수(Mpa)	지간장(m)	δ (mm)
GIRDER 자중	9250.655	1.198E+12	31210	38.800	38.797
긴 장 초 기		1.198E+12	31210	38.800	-86.902
바닥판 자중	4020.646	1.294E+12	31210	38.800	15.617
긴장 손실량	3313.261	1.294E+12	31210	38.800	12.869
추가 고정하중	7202.400	2.351E+12	31210	38.800	15.390
최종긴장 손실량	4794.607	2.351E+12	31210	38.800	10.245
활 하 중 (단 선)	5778.510	2.351E+12	31210	38.800	12.348
활 하 중 (복 선)	10102.100	2.351E+12	31210	38.800	21.586

2) 내측거더

구 분	M (kN.m)	I (mm^4)	탄성계수(Mpa)	지간장(m)	δ (mm)
GIRDER 자중	9250.655	1.198E+12	31210	38.800	38.797
긴 장 초 기		1.198E+12	31210	38.800	-86.902
바닥판 자중	4020.646	1.294E+12	31210	38.800	15.617
긴장 손실량	3313.261	1.294E+12	31210	38.800	12.869
추가 고정하중	7190.880	2.351E+12	31210	38.800	15.365
최종긴장 손실량	4794.607	2.351E+12	31210	38.800	10.245
활 하 중 (단 선)	5473.030	2.351E+12	31210	38.800	11.695
활 하 중 (복 선)	10111.200	2.351E+12	31210	38.800	21.606

6.3 크리프에 의한 처짐

: 크리프에 의한 영향 검토는 긴장 이후 바닥판 타설시의 재령일수와 바닥판 타설 후 10000일을 재령일로 가정.

1) WPC 거더의 크리이프 계수 (Φ_b, t' = 30 일, t = 90 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_O \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_O = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

Φ_{RH} = 1 + (1 - 0.01 ×RH) / 0.10 $\sqrt[3]{h}$ = 1.409

여기서, h = 2 ×Ac / u

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수) = 395

$\beta(f_{cu})$ = 16.8 / $\sqrt{f_{cu}}$ = 2.388

여기서, $f_{cu} = f_{ck}$ + 4.5 = 50

$\beta(t')$ = 1 / { 0.1 + $(t')^{0.2}$ } = 1 / { 0.1 + (30) $^{0.2}$ } = 0.48

$\beta_c(t-t')$ = $[(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3}$ = 0.44

여기서, β_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + = 868 일 < 1500일

따라서, $\Phi_O = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.409 ×2.388 ×0.482 = 1.622

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_O \times \beta_c(t-t')$

= 1.622 x 0.44 = 0.71

2) WPC 거더의 크리이프 계수 (Φ_b, t' 90 일, t = 10000 일, RH = 70%)

$\Phi_b(t-t') = \Phi_O \times \beta_c(t-t')$

$\Phi_o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

Φ_{RH} = 1 + (1 - 0.01 ×RH) / 0.10 $\sqrt[3]{h}$ = 1.409

여기서, h = 2 ×Ac / u

= (2 ×거더단면적(mm^2) ×거더갯수) / (거더단면둘레(mm) ×거더갯수) = 395

$\beta(f_{cu})$ = 16.8 / $\sqrt{f_{cu}}$ = 2.388

여기서, $f_{cu} = f_{ck}$ + 8 = 49.5

$\beta(t')$ = 1 / { 0.1 + $(t')^{0.2}$ } = 1 / { 0.1 + (90) $^{0.2}$ 0.39

$\beta_c(t-t')$ = $[(t-t') / \{ \beta_u + (t-t')\}]^{0.3}$ 0.98

여기서, β_H = 1.5 [1 + (0.012 RH)^{18}]h + = 868 일 < 1500일

따라서, $\Phi_o = \Phi_{RH} \times \beta(f_{cu}) \times \beta(t')$

= 1.409 ×2.388 ×0.391 = 1.316

∴ $\Phi_b(t, t') = \Phi_o \times \beta_c(t-t')$

= 1.316 x 0.98 = 1.29

6.4 바닥판에 발생하는 처짐

1) 외측거더

(1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

L1 거더 $\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b x (δ_{do} + δ_{p1}) (Φ_b = 0.71)

= 0.71 x (38.8 + -86.9) = -34.2

(2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

L1 거더 $\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t x (δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe1}) (Φ_t = 1.29)

= 1.29 x (38.8 + 15.6 + 15.4 + -63.8)

= 7.8

2) 내측거더

(1) 바닥판 타설전에 생기는 처짐

L1 거더 $\delta_{\Phi 1}$ = Φ_b x (δ_{do} + δ_{p1}) (Φ_b = 0.71)

= 0.71 x (38.8 + -86.9) = -34.2

(2) 바닥판 타설후에 생기는 처짐

L1 거더 $\delta_{\Phi 2}$ = Φ_t x (δ_{do} + δ_{d1} + δ_{d2} + δ_{pe1}) (Φ_t = 1.29)

= 1.29 x (38.8 + 15.6 + 15.4 + -63.8)

= 7.7

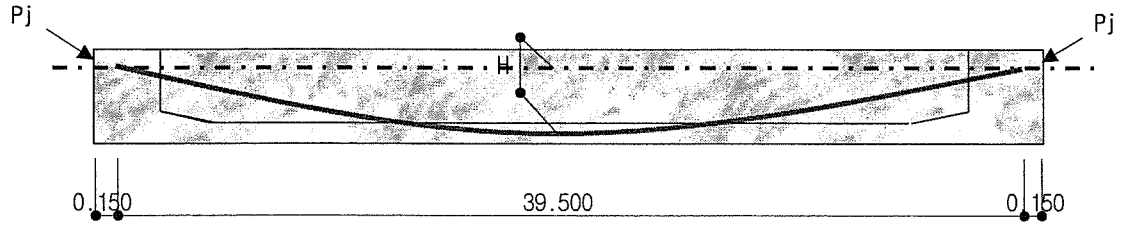
6.5 처짐의 합계

(단위:mm)

구 분		외측거더	내측거더	비 고
1. 프리스트레스 도입 직후		-48	-48	
2. 바닥판 타설 전 크리프에 의한 영향 후		-82	-82	
3. 바닥판 타설 후		-67	-67	
4. 초기 긴장 손실		-54	-54	
5. 추가 고정하중 작용시		-38	-38	
6. 완공 후 크리프에 의한 영향		-31	-31	
7. 활하중 작용전 단계(긴장력 손실 후)		-20	-21	
활하중 작용시 처짐 한계 (승차감)		22.82	22.82	지간길이/1700
활하중 작용시 처짐 한계 (주행안전성)		64.67	64.67	지간길이/600
8. 활하중에 의한 처짐량	승차감	12.35	11.69	
		(O.K)	(O.K)	
	주행안전성	21.59	21.61	
		(O.K)	(O.K)	
9. 활하중 작용시 최종 처짐		-8	-9	

7. PC 강선의 검토

7.1 강선 배치 및 제원



강선번호	높이(H)	강선길이(m)	a($Y=aX^2$)	α (radian)	인장순서	비 고
NO. 1	1.180	39.594	0.003025156	0.11893	2	
NO. 2	1.180	39.594	0.003025156	0.11893	3	
NO. 3	0.830	39.546	0.002127864	0.083854	4	
NO. 4	0.830	39.546	0.002127864	0.083854	5	
NO. 5	0.480	39.516	0.001230572	0.048569	6	
NO. 6	0.480	39.516	0.001230572	0.048569	1	
NO. 7	0.480	39.516	0.001230572	0.048569	7	

7.2 신장량

· 곡률마찰계수 : μ = 0.25 (1/rad)

· 파상마찰계수 : k = 0.005 (1/m)

· 강선의 탄성계수 E_p = 200,000 Mpa

$P_o = P_j \times e^{-(kx+\mu\alpha)}$

$\triangle L = [\ (P_j + P_{o1}) / 2 \times L\ ] / (A_p \times E_p)$

강선번호	P_j(KN)	강선길이(m)	A_p(㎟)	$e^{-(kx+\mu\alpha)}$	P_o(KN)	$\triangle L$(㎜)
NO. 1	3633.941	19.797	2774.000	0.879220	3195.033	243.679
NO. 2	3633.941	19.797	2774.000	0.879220	3195.033	243.679
NO. 3	3633.941	19.773	2774.000	0.887070	3223.560	244.400
NO. 4	3633.941	19.773	2774.000	0.887070	3223.560	244.400
NO. 5	3633.940	19.758	2774.000	0.895000	3252.376	245.241
NO. 6	3633.940	19.758	2774.000	0.895000	3252.376	245.241
NO. 7	3633.940	19.758	2774.000	0.895000	3252.376	245.241

7.3 PC 강재의 허용응력 검토

· 정착구 초기 긴장응력(f_j) = P_j / A_p

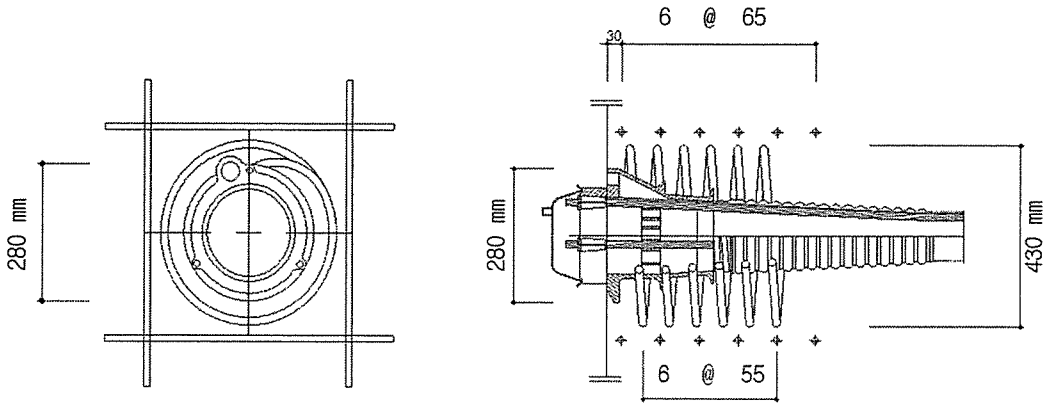
· 손실 후 사용하중 상태에서의 응력(f_i) = P_i / A_p

강선번호	정착구 초기 긴장응력			손실 후 사용하중 상태에서의 응력		
	긴장응력	허용응력(0.9f_{py})		긴장응력	허용응력(0.8f_{py})	
NO. 1	1310	1440	OK	1085	1280	OK
NO. 2	1310	1440	OK	1085	1280	OK
NO. 3	1310	1440	OK	1096	1280	OK
NO. 4	1310	1440	OK	1096	1280	OK
NO. 5	1310	1440	OK	1106	1280	OK
NO. 6	1310	1440	OK	1106	1280	OK
NO. 7	1310	1440	OK	1106	1280	OK

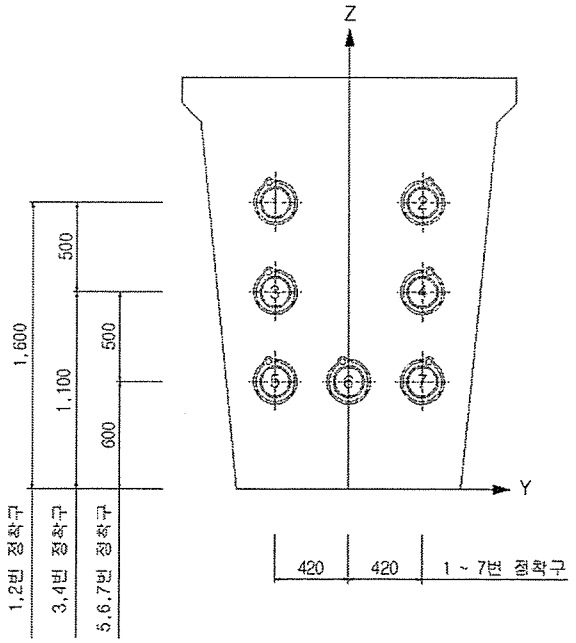
8. 정착부 설계

1) 정착구 배면의 콘크리트

- 긴장재항복강도 f_{py} = 1,600 MPa
- 초기압축강도 f_{ci} = 40 MPa
- 설계기준강도 f_{ck} = 45 MPa
- 철근항복응력 f_y = 400 MPa
- 사용 정착구 : 7 x 20 ea
- 정착판 크기 : 280 mm × 280 mm



① 정착구 상세 삽도



P_j = 1,360 × 138.7 × 20 ÷ 1000 = 3772.64 kN

② 지압응력 및 파열응력에 대한 값은 실험 치를 기준으로 적용함.

첨부1. 정착장치 최소 배치 간격

첨부2. 실험결과

2) 파열력에 대한 영향 (T2) : Bursting Force (추가 검토)

① 수평방향

a. Bursting Force

$$T2 = 0.3 \times Pu \times \left(1 - \frac{a}{s} \right)$$

a : 정착판 일변 길이
s : 정착구역의 일변 길이

$$= 0.3 \times 3772.641 \times \left(1 - \frac{280}{420} \right) = 377 \text{ kN}$$

b. L_h (Bursting 발생 응력 깊이) 결정

a/h = 280 / 420 = 0.67 ⇒ L_h = 0.2h ~ 1.0h (정착면으로부터)

= 84 mm ~ 420 mm

∴ 420 - 84 = 336 mm 구간에 수평방향 Bursting 철근을 배근.

c. 사용 철근량 산정

필요 철근량

Req As2 = T2 / (0.6 × fy)

= 377.26 × 1000 / 240 = 1571.9 mm^2

사용 철근량

Use As (H 16 × 7 ea × 2 layer)

= 2780.4 mm^2 > Req As2 = 1571.93 mm^2 OK

② 수직방향

a. Bursting Force

$$T1 = 0.3 \times P_j \times \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

a : 정착판 일변 길이
h : 정착구역의 일변 길이

$$= 0.3 \times 3772.641 \times \left(1 - \frac{280}{420} \right) = 377.26 \text{ kN}$$

b. L_h (Bursting 발생 응력 깊이) 결정

a/h = 280 / 420 = 0.67 ⇒ L_h = 0.2h ~ 1.0h (정착면으로부터)

= 84 mm ~ 420 mm

∴ 420 - 84 = 336 mm 구간에 수직방향 Bursting 철근을 배근.

c. 사용 철근량 산정

필요 철근량

Req As2 = T2 / (0.6 × fy)

= 377.26 × 1000 / 240 = 1571.93 mm^2

사용 철근량

Use As (H 16 × 7 ea × 2 layer)

= 2780.40 mm^2 > Req As2 = 1571.93 mm^2 OK

3) 할렬력에 대한 영향 (T3) : Spalling Force

① Spalling Force

T3 = 0.04 × P_j = 0.04 × 3772.641 = 150.906 kN

② 사용 철근량 산정

필요 철근량

Req As3 = T3 / (0.6 × fy)

= 150.906 × 1000 / 240 = 628.774 mm^2

사용 철근량

Use As (H 16 × 6 ea) = 1191.60 mm^2 > Req As3 OK

9. 반력 집계

9.1 시점측 반력

구 분			G1	G2	G3	G4
고정하중	합성전	거 더	1094.125	1094.125	1094.125	1094.125
		슬래브 및 가로보	449.732	518.890	518.890	449.732
	합성후	공동구 및 방호벽	377.161	30.554	30.554	377.161
		도 상	466.918	687.190	687.190	466.918
	Σ		2387.935	2330.759	2330.759	2387.935
활하중	G1 → G4 하중재하	단선 재하시	849.028	1007.371	503.539	1.497
		복선 재하시	850.531	1509.945	1510.427	852.609
		최대값	850.531	1509.945	1510.427	852.609
	G4 → G1 하중재하	단선 재하시	1.497	503.539	1007.371	849.028
		복선 재하시	852.609	1510.427	1509.945	850.531
		최대값	852.609	1510.427	1509.945	850.531
	활하중 반력 최대값		852.609	1510.427	1510.427	852.609
군집하중			79.496	4.504	4.504	79.496
Σ			3320.040	3845.690	3845.690	3320.040

9.2 종점측 반력

구 분			G1	G2	G3	G4
고정하중	합성전	거 더	1094.125	1094.125	1094.125	1094.125
		슬래브 및 가로보	449.732	518.890	518.890	449.732
	합성후	공동구 및 방호벽	377.161	30.554	30.554	377.161
		도 상	466.918	687.190	687.190	466.918
	Σ		2387.935	2330.759	2330.759	2387.935
활하중	G1 → G4 하중재하	단선 재하시	849.028	1007.371	503.539	1.497
		복선 재하시	850.531	1509.945	1510.427	852.609
		최대값	850.531	1509.945	1510.427	852.609
	G4 → G1 하중재하	단선 재하시	1.497	503.539	1007.371	849.028
		복선 재하시	852.609	1510.427	1509.945	850.531
		최대값	852.609	1510.427	1509.945	850.531
	활하중 반력 최대값		852.609	1510.427	1510.427	852.609
군집하중			79.496	4.504	4.504	79.496
Σ			3320.040	3845.690	3845.690	3320.040

10. 신축이동량 산정

10.1 상세 검토

▣ 신축량 $\Delta \ell = \Delta \ell_t + \Delta \ell_s + \Delta \ell_c +$ 여유량

1) 온도변화에 의한 이동량

$\Delta \ell_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l$ = 30 × 0.00001 × 1000 × ℓ = 0.300 × ℓ

여기서, ΔT : P.S.C 교의 온도변화 (-15 ℃ ~ +15 ℃)

α : 선팽창계수 { = 0.00001 (콘크리트) }

2) 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량

$\Delta \ell_s = -20 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot l$ = -20 × 0.00001 × 0.6 × 1000 × ℓ = 0.120 × ℓ

여기서, β : 건조수축, 크리프에 대한 저감계수 (= 0.6)

3) 콘크리트의 크리프에 의한 이동량

$$\Delta \ell_c = \frac{P_i}{E_c A_c} \cdot \Phi \cdot l \cdot \beta$$

= 204,869 × 2.0 × 0.6 / (31,210 × 40615.664) × 1000 × ℓ = 0.194 × ℓ

여기서, P_i : 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하는 인장력 (= 204,869 N)

E_c : 콘크리트 탄성계수

A_c : 콘크리트 단면적 (= 20307.832 + 20307.832 = 40615.664 ㎠)

Φ : 콘크리트의 크리프 계수 (= 2.0)

4) 여유량

① 설치 여유량 = 기본신축량의 20% = 4.9 ㎜

② 부가 여유량 = 10 ㎜

5) 신축 이동량

지간(ℓ) (m)	온도변화	건조수축	CREEP	소 계	설치여유량	부가여유량	계산산출량
	0.300 ℓ	0.120 ℓ	0.194 ℓ				
40.0	12.0	4.8	7.8	24.6	4.9	10.0	39.5

▶ 설계유간 : 60 ㎜ 적용 ---------- O.K

4.2 교대공

4.2.1 A1

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계
G1	2387.935	880.175	932.105	3320.040
G2	2330.759	1430.530	1514.931	3845.690
G3	2330.759	1430.530	1514.931	3845.690
G4	2387.935	880.175	932.105	3320.040
계	9437.388	4621.409	4894.072	14331.460
Pmax	3845.690			
적용받침	4500			

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 고정) 나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : WPC GIRDER

1) 교 량 지 간 : 38.800 m

2) 총 길 이 : 40.000 m

3) WPC GIRDER 전장 39.800 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 15 + √ (15 × N) = 30 °

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 37 °

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.364 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 9437.388 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+i) = 4894.072 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : RI = 4621.409 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924

(철도설계기준 p.8-116)

나) 상부 관성력 : Kh'= A S = 0.154 × 1.2 = 0.185

다) 설계수직진도 : Kv = 0

5) 슈마찰 계수 : μm = 0.15 (고력황동주물 받침판 받침) "철도설계기준(2011), p8-92"

6) 시동 및 제동하중

가) 제동하중 : 20.00 kN/m × L (m) ≤ 6,000 kN

나) 시동하중 : 33.00 kN/m × L (m) ≤ 1,000 kN

7) 장대레일 종하중

가) 레일신축이음이 없는 경우 : ± 3.0 × L (m) kN (1 레일당)

8) 토압 (안정검토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용

가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

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

나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

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

	상 시			지 진 시		
	안정검토	흉벽	벽체	안정검토	흉벽	벽체
ϕ (흙의 내부마찰각)	37	37	37	37	37	37
θ	0.000	0.000	0.000	5.279	5.279	5.279
β (배 면 각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
δ (흙의 배면마찰각)	0.000	12.333	12.333	0.000	0.000	0.000
α (배면 뒷채움각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
i (뒷채움 흙의 경사각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
토 압 계 수 (Ka,Kae)	0.249	0.230	0.230	0.298	0.298	0.298

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

나) 탄 성 계 수 : 8500 × 3√(fck+4) = 27536 MPa

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200.000 MPa

마. 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단,2013) (KRL2012 하중 반영)

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

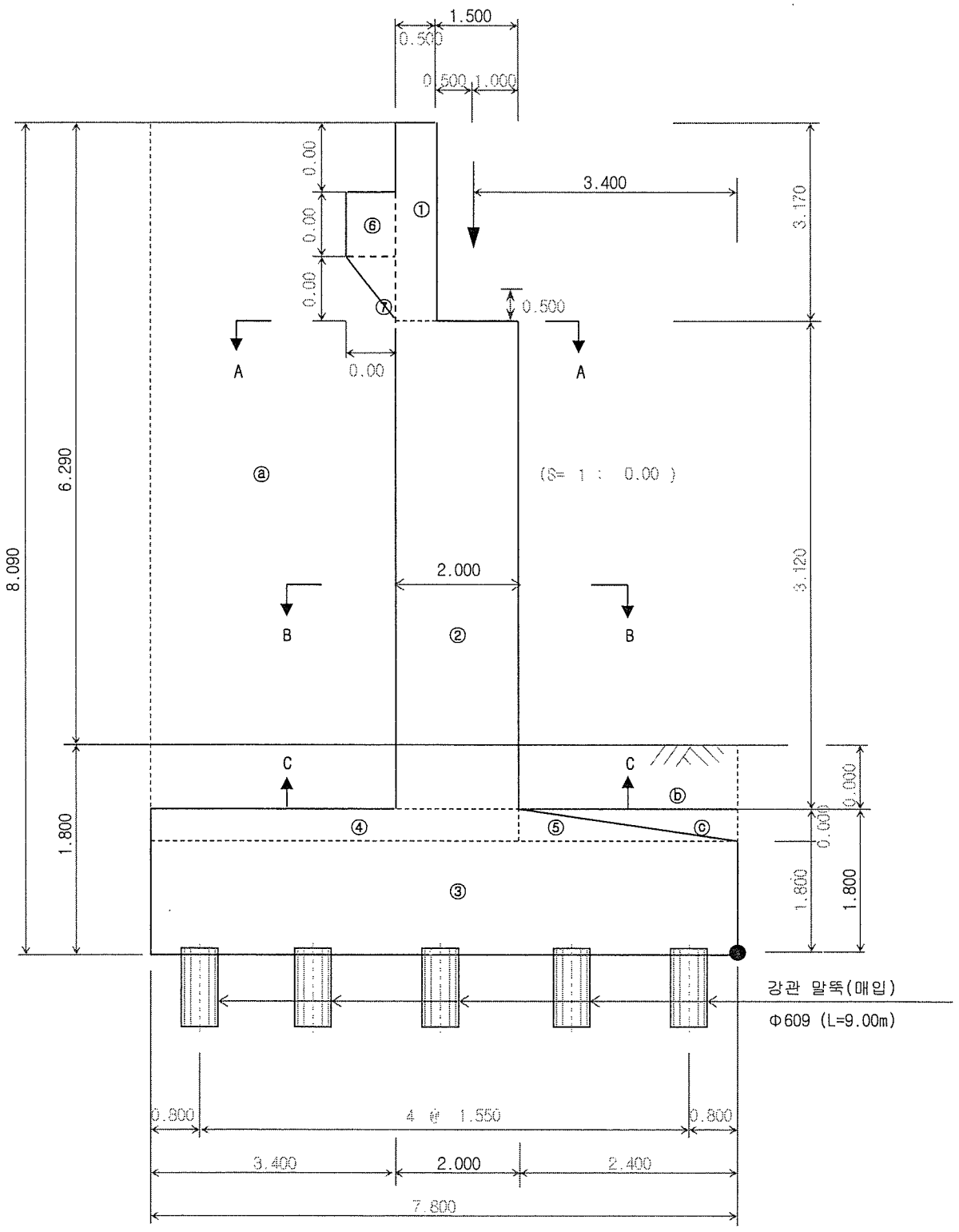
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 10.900 m
◎ 기 초 폭 : L' = 10.900 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.170	×	10.900		=	17.28 ㎥
②	2.000	×	3.120	×	10.900		=	68.02 ㎥
③	1.800	×	7.800	×	10.900		=	153.04 ㎥
④	0.000	×	5.400	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑤	0.000	×	2.400	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥
ⓐ	3.400	×	6.290	×	10.900		=	233.11 ㎥
ⓑ	2.400	×	0.000	×	10.900		=	0.00 ㎥
ⓒ	0.000	×	2.400	×	10.900	/ 2	=	0.00 ㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	17.28	24.50	423.27	4.15	1756.59	39.11	6.51	254.41
	②	68.02	24.50	1666.39	3.40	5665.73	153.97	3.36	517.35
	③	153.04	24.50	3749.38	3.90	14622.59	346.44	0.90	311.80
	④	0.00	24.50	0.00	5.10	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.60	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	4.40	0.00	0.00	8.09	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	4.40	0.00	0.00	8.09	0.00
	계	238.33		5839.05		22044.91	539.53		1083.57
토사	ⓐ	233.11	20.00	4662.15	6.10	28439.10	430.78	4.95	2130.22
	ⓑ	0.00	20.00	0.00	1.20	0.00	0.00		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.80	0.00	0.00		
	계	233.11		4662.15		28439.10	430.78		2130.22

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 9437.39 kN
- x = = 3.40 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(l+i)$ = 4894.07 kN
- x = = 3.40 m

다. 부력

- Vw = 7.800 × (187.952 - 196.152) × 10.900 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (7.800 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (3.400 + 0.500) × 10.900 = 637.65 kN
Xc = 7.800 - (3.400 + 0.500) / 2 = 5.85 m
Yc = 1.800 + 3.120 + 3.170 = 8.09 m
MVd = Vd × Xc = 3730.25 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 58.92 kN
MHd = Hd × Yc = 476.65 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 10.900 = 14.07 kN/㎡
Vql1 = 14.067 × (3.400 + 0.500) × 10.900 = 598.00 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 3498.30 kN · m

마. 슈에 작용하는 수평하중

- 고정측 : T-1/2 μm Rm (단 Tf 는 1/2 T 이상) 적용!!
- 가동측 : μm Rm (단 Tm 은 1/2 T 이하)

여기서 T : 교량거더로부터의 전수평력
Rm : 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 40.00 = 800.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 40.00 = 1320.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 고정단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 9437.388 + 4621.409 = 14058.80 kN
Tf (고정단수평력) = 1,000.000 - 1/2 × 0.15 × 14,058.797
= -54.410 < 900.000 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 900.000 kN (Tf은 1/2T 이상)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 240.00 kN
Rm (지점 반력) = 9437.388 = 9437.39 kN
Tf (고정단수평력) = 240.000 - 1/2 × 0.15 × 9,437.388
= -467.804 < 120.000 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 120.000 kN (Tf은 1/2T 이상)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 240.00 kN

Rm (지 점 반 력) = 9437.388 + 4894.072 = 14331.46 kN

Tf (고정단수평력) = 240.000 - 1/2 × 0.15 × 14,331.460

= -834.860 < 120.000 (= 1/2 T)

Tfb (설계수평력) = 120.000 kN (Tf은 1/2T 이상)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/m²
- ql = 14.07 kN/m²

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 328.81 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 308.36 kN

y_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

h_1 = 8.090 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

Pa_2 = 1/2 × Ka × γt × h_1^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 20.00 × 65.45 × 10.900 = 1773.36 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 11.00 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.298 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 394.74 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 370.20 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

Pae_2 = 1/2 × Kae × (1-Kv) × γt × H^2 × L

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 10.900

= 2128.99 kN

ye_2 = H / 2 = 4.05 m

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다(받침 마찰계수 ; 0.150)

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

T_{s1}	=	2387.935	×	0.150	=	358.190	kN
T_{s2}	=	2330.759	×	0.150	=	349.614	kN
T_{s3}	=	2330.759	×	0.150	=	349.614	kN
T_{s4}	=	2387.935	×	0.150	=	358.190	kN
T_{s5}	=	0.000	×	0.150	=	0.000	kN
▶ $\sum T_u$	(단선재하시)				=	1415.608	kN

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다 (철도설계기준 p.11-17)

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

LOAD CASE 2 : 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

LOAD CASE 4 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + (시동 또는 제동하중)

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		86301.385	2102.162		6112.169

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (86301.385 - 6112.169) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.003 m

Mo = 20576.234 x 0.0028 = 58.097 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	425.100	-	2486.835	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	219.204	4.045	886.678
토 압		-	-	-	1773.356		4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10926.296		52970.849	1992.560		5668.830

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (52970.849 - 5668.830) / 10926.296 - 7.800 / 2

= 0.429 m

Mo = 10926.296 x 0.4292 = 4689.464 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	2410.521		7359.484

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 7359.484) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.095 m

Mo = 25795.643 x 0.0950 = 2450.016 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 (시동 또는 제동하중)

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	900.000	5.420	4878.000
합 계		25795.643		105512.475	3310.521		12237.484

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 12237.484) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.284 m

Mo = 25795.643 x 0.2841 = 7328.016 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.420	-
온 도		-	-	-	1415.608	5.420	7672.596
합 계		25795.643		105512.475	3826.130		15032.080

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (105512.475 - 15032.080) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.392 m

M_o = 25795.643 × 0.392 = 10122.613 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	3488.059	5.420	18905.278
	활 하 중	2310.704	3.400	7856.395	256.211	5.420	1388.663
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	58.919	8.090	476.654
	활 하 중	299.000	-	3498.300	8.288	8.090	67.052
상 재 토 압	PD	-	-	-	394.744	4.045	1596.741
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2128.988	4.045	8611.756
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		23185.939		97656.080	7675.718		35757.383

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (97656.080 - 35757.383) / 23185.939 - 7.800 / 2

= -1.230 m

Mo = 23185.939 x 1.2303 = 28526.464 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	20576.234	2102.162	58.097	-0.003	
LOAD CASE 2	10926.296	1992.560	4689.464	0.429	
LOAD CASE 3	25795.643	2410.521	2450.016	-0.095	
LOAD CASE 4	25795.643	3310.521	7328.016	-0.284	축력 최대
LOAD CASE 5	25795.643	3826.130	10122.613	-0.392	모멘트 최대
LOAD CASE 6	23185.939	7675.718	28526.464	-1.230	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	25795.643	3310.521	7328.016	-0.284	
2	모멘트 최대시	25795.643	3826.130	10122.613	-0.284	
3	지 진 시	23185.939	7675.718	28526.464	-1.230	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 9.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 ㎜⁴ , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Va = 1735.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Ha = 170.70 kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m

∴ βL = 4.54 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 66065.468 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.187 1/m

∴ βλ = 0.64 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	25795.643	3310.521	7328.016	
모멘트 최대시	25795.643	3826.130	10122.613	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

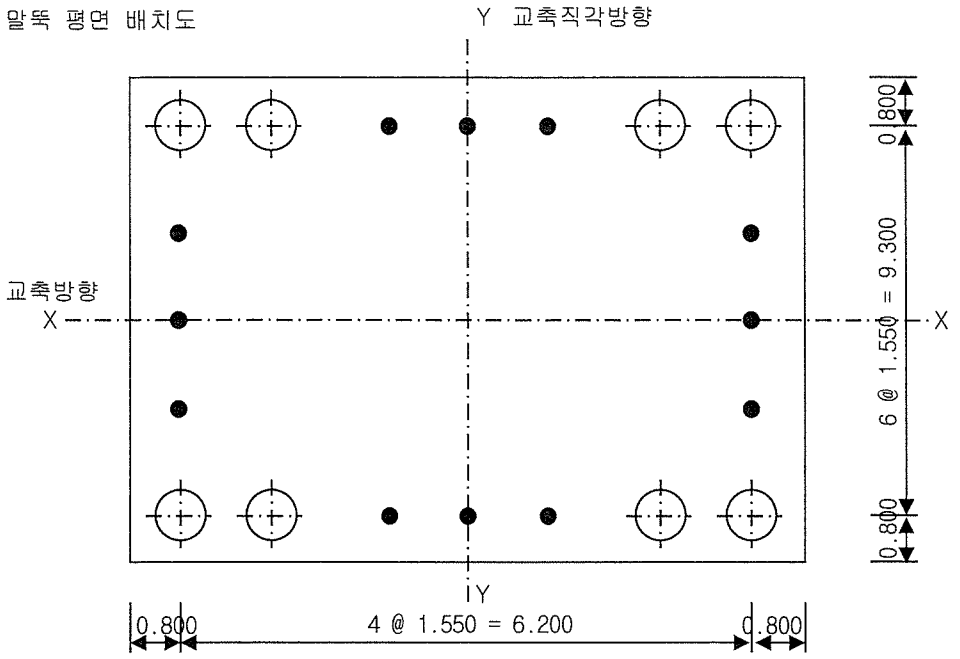
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	160482	0.523

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2224115	0	-2202745	5616886	0	31352299

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3310.521	25795.643	7328.016	0.00184858	0.00459252	0.00036361

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00185	0.00572	917.91	94.59	-71.01
2 열	0.00185	0.00516	827.47	94.59	-71.01
3 열	0.00185	0.00459	737.02	94.59	-71.01
4 열	0.00185	0.00403	646.57	94.59	-71.01
5 열	0.00185	0.00347	556.12	94.59	-71.01
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00185	0.00572	917.91	94.59	71.01

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1112058	0	0	5616886	0	26989138

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3310.521	25795.643	7328.016	0.0029769	0.0045925	0.0002715

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00298	0.00543	872.10	94.59	0.00
2 열	0.00298	0.00501	804.56	94.59	0.00
3 열	0.00298	0.00459	737.02	94.59	0.00
4 열	0.00298	0.00417	669.48	94.59	0.00
5 열	0.00298	0.00375	601.94	94.59	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00298	0.00543	872.10	94.59	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.604	0.00298	71.01	0.00185

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 2.977 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	94.59	말뚝머리 힌 지	수평력	94.59
	수직력	917.91		수직력	872.10
	모멘트	71.01		모멘트	0.60
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	917.91 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	94.59 kN	170.70 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2224115	0	-2202745	5616886	0	31352299

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3826.130	25795.643	10122.613	0.00219263	0.00459252	0.00047692

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00219	0.00607	974.28	109.32	-78.54
2 열	0.00219	0.00533	855.65	109.32	-78.54
3 열	0.00219	0.00459	737.02	109.32	-78.54
4 열	0.00219	0.00403	646.57	109.32	-78.54
5 열	0.00219	0.00311	499.75	109.32	-78.54
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00219	0.00607	974.28	109.32	78.54

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1112058	0	0	5616886	0	26989138

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3826.130	25795.643	10122.613	0.0034406	0.0045925	0.0003751

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00344	0.00576	923.61	109.32	0.00
2 열	0.00344	0.00517	830.31	109.32	0.00
3 열	0.00344	0.00459	737.02	109.32	0.00
4 열	0.00344	0.00401	643.72	109.32	0.00
5 열	0.00344	0.00343	550.43	109.32	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00344	0.00576	923.61	109.32	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.698	0.00344	78.54	0.00219

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$\delta = 3.441$ mm $< \delta a = 15$ mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	109.32	말뚝머리 힌 지	수평력	109.32
	수직력	974.28		수직력	923.61
	모멘트	78.54		모멘트	0.70
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	974.28 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	109.32 kN	170.70 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 9.00 m
° 확대기초 제원
  - 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 ㎜⁴ , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
- (지진시) 1735.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
- (상 시) Ha = 256.00 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m

∴ βL = 5.04 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 66065.468 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.187 1/m

∴ βλ = 0.64 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지 진 시	23185.939	7675.718	28526.464	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

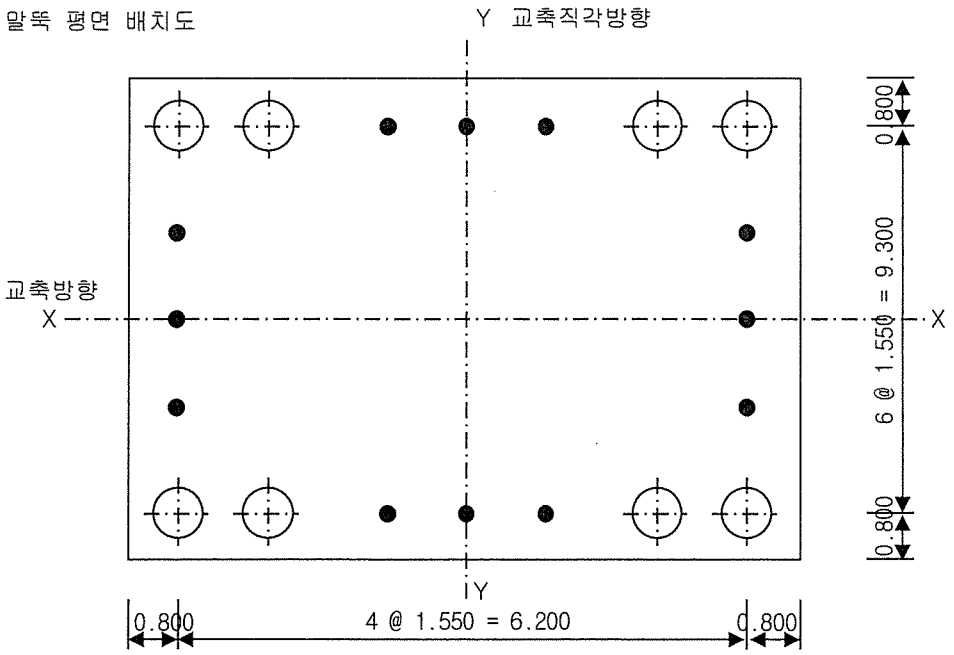
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	160482	0.523

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3029508	0	-2706705	5616886	0	31825731

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7675.718	23185.939	28526.464	0.00360869	0.00412790	0.00120324

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00361	0.00786	1261.06	219.31	-112.80
2 열	0.00361	0.00599	961.76	219.31	-112.80
3 열	0.00361	0.00413	662.46	219.31	-112.80
4 열	0.00361	0.00226	363.15	219.31	-112.80
5 열	0.00361	0.00040	63.85	219.31	-112.80
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00361	0.00786	1261.06	219.31	112.80

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1514754	0	0	5616886	0	26989138

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7675.718	23185.939	28526.464	0.0050673	0.0041279	0.0010570

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00507	0.00740	1188.29	219.31	0.00
2 열	0.00507	0.00577	925.37	219.31	0.00
3 열	0.00507	0.00413	662.46	219.31	0.00
4 열	0.00507	0.00249	399.54	219.31	0.00
5 열	0.00507	0.00085	136.62	219.31	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00507	0.00740	1188.29	219.31	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-1.263	0.00507	112.80	0.00361

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$\delta = 5.067$ mm $< \delta_a = 15$ mm $\therefore$ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	219.31	말뚝머리 힌 지	수평력	219.31
	수직력	1261.06		수직력	1188.29
	모멘트	112.80		모멘트	1.26
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1261.06 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	219.31 kN	256.00 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압

LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중

LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중

LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중

LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)

LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)

LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	1.585	61.990
	계	17.277	24.5	423.274	-	105.819	39.111	-	61.990
B-B (벽체)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	3.145	123.003
	②	34.008	24.5	833.196	1.000	833.196	76.987	0.780	60.050
	계	51.285	24.5	1256.470	-	939.015	116.098	-	183.053
C-C (벽체)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	4.705	184.015
	②	68.016	24.5	1666.392	1.000	1666.392	153.975	1.560	240.200
	계	85.293	24.5	2089.666	-	1772.211	193.085	-	424.216

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.17	×	10.900	=	119.386 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	119.386	×	cos δ					=	116.630 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	119.386	×	sin δ					=	25.501 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	14.067	×	3.17	×	10.900	=	111.962 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	111.96	×	cos δ					=	109.378 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	111.96	×	sin δ					=	23.915 kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	2					=	1.585 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	1.560	×	10.900	=	58.751 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.751	×	cos (δ+θ)					=	57.395 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.751	×	sin (δ+θ)					=	12.549 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	14.067	×	1.560	×	10.900	=	55.098 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	55.098	×	cos (δ+θ)					=	53.826 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	55.098	×	sin (δ+θ)					=	11.769 kN
작 용 점 :	y	=	1.56	/	2					=	0.780 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.120	×	10.900	=	117.503 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	117.503	×	cos (δ+θ)					=	114.791 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	117.503	×	sin (δ+θ)					=	25.098 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	14.067	×	3.120	×	10.900	=	110.196 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	110.2	×	cos (δ+θ)					=	107.653 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	110.2	×	sin (δ+θ)					=	23.538 kN
작 용 점 :	y	=	3.12	/	2					=	1.560 m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2	×	0.230	×	20.0	×	3.17 ^2	× 10.900	= 252.302 kN
수평 분력 :	Ph	=	252.302	×	cos δ						= 246.479 kN
수직 분력 :	Pv	=	252.302	×	sin δ						= 53.891 kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	3						= 1.057 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.17				= 14.604 kN
	P2	=	14.604	+	0.230	×	20.0	×	1.560		= 21.790 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	14.604	+	21.790)	×	1.560	×	10.900	= 309.423 kN
수평 분력 :	Ph	=	309.423	×	cos (δ+θ)						= 302.282 kN
수직 분력 :	Pv	=	309.423	×	sin (δ+θ)						= 66.092 kN
작 용 점 :	y	=	1.560	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						= 0.729 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.17				=	14.604	kN
	P2	=	14.604	+	0.230	×	20.0	×	3.120		=	28.977	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	14.604	+	28.977)	×	3.120	×	10.900	=	741.049	kN
수평 분력 :	Ph	=	741.049	×	cos (δ+Θ)						=	723.947	kN
수직 분력 :	Pv	=	741.049	×	sin (δ+Θ)						=	158.287	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.388	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.17	×	10.900		=	154.677	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	154.677	×	cos δ						=	154.677	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	154.677	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	14.067	×	3.17	×	10.900		=	145.059	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	145.059	×	cos δ						=	145.059	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	145.059	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.170	/	2						=	1.585	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	1.560	×	10.900		=	76.119	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	76.119	×	cos (δ+β)						=	76.119	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	76.119	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	14.067	×	1.56	×	10.900		=	71.386	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	71.386	×	cos (δ+β)						=	71.386	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	71.386	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.560	/	2						=	0.780	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.120	×	10.900		=	152.238	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	152.238	×	cos (δ+β)						=	152.238	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	152.238	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	14.067	×	3.12	×	10.900		=	142.771	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	142.77	×	cos (δ+β)						=	142.771	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	142.77	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	/	2						=	1.560	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.298	×	20.0 ×	3.17 ^2	×	10.900		=	326.885	kN
수평 분력 :	Ph	=	326.885	×	cos δ						=	326.885	kN
수직 분력 :	Pv	=	326.885	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	2						=	1.585	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.17			=	18.921 kN
	P2	=	18.921	+	0.298	×	20.0	×	1.560	=	28.232 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.921	+	28.232)	×	1.560	× 10.900	=	400.892 kN
수평 분력 :	Ph	=	400.892	× cos (δ+β)						=	400.892 kN
수직 분력 :	Pv	=	400.892	× sin (δ+β)						=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	1.560	/	2					=	0.780 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.17			=	18.921 kN
	P2	=	18.921	+	0.298	×	20.0	×	3.120	=	37.543 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.921	+	37.543)	×	3.120	× 10.900	=	960.112 kN
수평 분력 :	Ph	=	960.112	× cos (δ+β)						=	960.112 kN
수직 분력 :	Pv	=	960.112	× sin (δ+β)						=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	3.120	/	2					=	1.560 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	1.585	184.859	186.609	295.775
	배 면 토 압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	584.416	126.256	808.810	170.446	∑H =	363.109	445.305	580.975	712.488
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	3.145	366.802	186.609	586.884
		벽 체	1.6	12.549	0.000	0.000	20.079	0.000	57.395	0.780	44.768	91.833	71.629
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽 체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10933.64	10396.840	14799.925	14035.734	∑H =	722.787	1276.784	1156.459	2042.855
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	4.705	548.746	186.609	877.993
		벽 체	1.6	25.098	0.000	0.000	40.157	0.000	114.791	1.560	179.074	183.665	286.518
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽 체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11871.58	11230.036	16092.330	15160.549	∑H =	1201.847	2762.479	1922.955	4419.966

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	1.585	184.859	186.609	295.775
	배 면 토 압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	584.416	126.256	808.810	170.446	∑H =	363.109	445.305	580.975	712.488
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	3.145	366.802	186.609	586.884
		벽 체	1.6	12.549	0.000	0.000	20.079	0.000	57.395	0.780	44.768	91.833	71.629
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽 체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	120.000	2.060	247.200	168.000	346.080
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10933.64	10396.840	14799.925	14035.734	∑H =	842.787	1523.984	1324.459	2388.935
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	4.705	548.746	186.609	877.993
		벽 체	1.6	25.098	0.000	0.000	40.157	0.000	114.791	1.560	179.074	183.665	286.518
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽 체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	120.000	3.620	434.400	168.000	608.160
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11871.58	11230.036	16092.330	15160.549	∑H =	1321.847	3196.879	2090.955	5028.126

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	1.585	358.223	361.614	573.157
	배면토압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	684.998	145.423	954.407	197.279	∑H =	472.487	618.669	755.980	989.871
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	4621.409	1.000	4621.409	6469.972	6469.972	-	-	-	-	-
		충격	1.4	272.663	1.000	272.663	381.728	381.728	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	3.145	710.797	361.614	1137.275
		벽체	1.6	24.318	0.000	0.000	38.909	0.000	111.222	0.780	86.753	177.955	138.805
	배면토압	흉벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	120.000	2.060	247.200	168.000	346.080
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	900.000	2.060	1854.000	1260.000	2595.600
	계			∑V =	15940.06	15310.079	21816.053	20914.268	∑H =	1905.991	3763.963	2845.586	5602.101
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	4621.409	1.000	4621.409	6469.972	6469.972	-	-	-	-	-
		충격	1.4	272.663	1.000	272.663	381.728	381.728	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	4.705	1063.370	361.614	1701.392
		벽체	1.6	48.636	0.000	0.000	77.818	0.000	222.444	1.560	347.012	355.910	555.219
	배면토압	흉벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	120.000	3.620	434.400	168.000	608.160
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	900.000	3.620	3258.000	1260.000	4561.200
	계			∑V =	16889.77	16143.275	23127.288	22039.083	∑H =	2438.878	7137.441	3698.205	10681.426

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉벽	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	1.585	358.223	361.614	573.157
	배면토압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	684.998	145.423	954.407	197.279	∑H =	472.487	618.669	755.980	989.871
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	4621.409	1.000	4621.409	6469.972	6469.972	-	-	-	-	-
		충격	1.4	272.663	1.000	272.663	381.728	381.728	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	3.145	710.797	361.614	1137.275
		벽체	1.6	24.318	0.000	0.000	38.909	0.000	111.222	0.780	86.753	177.955	138.805
	배면토압	흉벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	1415.608	2.060	2916.153	1981.851	4082.614
	계			∑V =	15940.06	15310.079	21816.053	20914.268	∑H =	2301.600	4578.916	3399.438	6743.035
벽체 중앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	4621.409	1.000	4621.409	6469.972	6469.972	-	-	-	-	-
		충격	1.4	272.663	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	4.705	1063.370	361.614	1701.392
		벽체	1.6	48.636	0.000	0.000	77.818	0.000	222.444	1.560	347.012	355.910	555.219
	배면토압	흉벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	1415.608	3.620	5124.502	1981.851	7174.302
	계			∑V =	16889.77	15870.612	22745.560	21657.354	∑H =	2834.486	8569.543	4252.056	12686.369

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	1.585	358.223	361.614	573.157
	배면토압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	684.998	145.423	988.907	205.904	∑H =	472.487	618.669	755.980	989.871
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	4621.409	1.000	4621.409	8549.606	8549.606	-	-	-	-	-
		충격	1.9	272.663	1.000	272.663	504.427	504.427	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	3.145	710.797	361.614	1137.275
		벽체	1.6	24.318	0.000	0.000	38.909	0.000	111.222	0.780	86.753	177.955	138.805
	배면토압	흉벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15940.06	15310.079	24052.886	23125.226	∑H =	885.991	1662.763	1417.586	2660.421
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.4	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	4621.409	1.000	4621.409	8549.606	8549.606	-	-	-	-	-
		충격	1.9	272.663	1.000	272.663	504.427	504.427	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	4.705	1063.370	361.614	1701.392
		벽체	1.6	48.636	0.000	0.000	77.818	0.000	222.444	1.560	347.012	355.910	555.219
	배면토압	흉벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16889.77	16143.275	25364.121	24250.040	∑H =	1418.878	3445.041	2270.205	5512.066

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	1.585	358.223	361.614	573.157
	배 면 토 압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	684.998	145.423	1095.996	232.676	∑H =	472.487	618.669	755.980	989.871
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	833.196	1.000	833.196	1333.114	1333.114	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	9437.388	1.000	9437.388	15099.821	15099.821	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	4621.409	1.000	4621.409	7394.254	7394.254	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	272.663	1.000	272.663	436.261	436.261	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	3.145	710.797	361.614	1137.275
		벽 체	1.6	24.318	0.000	0.000	38.909	0.000	111.222	0.780	86.753	177.955	138.805
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽 체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15940.06	15310.079	25504.103	24496.126	∑H =	885.991	1662.763	1417.586	2660.421
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
		②	1.6	1666.392	1.000	1666.392	2666.227	2666.227	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	9437.388	1.000	9437.388	15099.821	15099.821	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	4621.409	1.000	4621.409	7394.254	7394.254	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	272.663	1.000	272.663	436.261	436.261	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	4.705	1063.370	361.614	1701.392
		벽 체	1.6	48.636	0.000	0.000	77.818	0.000	222.444	1.560	347.012	355.910	555.219
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽 체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16889.77	16143.275	27023.637	25829.240	∑H =	1418.878	3445.041	2270.205	5512.066

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.170	23.945	7.554	23.945
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.170	6.737	2.125	6.737
	자 중 ①		1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	1.585	61.990	39.111	61.990
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	299.737	1.585	475.082	299.737	475.082
	배 면 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	326.885	1.585	518.112	326.885	518.112
	계			∑V =	581.691	145.423	581.691	145.423	∑H =	675.411	1085.867	675.411	1085.867
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	4.730	35.729	7.554	35.729
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.730	10.052	2.125	10.052
	자 중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	3.145	123.003	39.111	123.003
		②,H/2	1.0	833.196	1.000	833.196	833.196	833.196	76.987	0.780	60.050	76.987	60.050
	상부 하중	고정하중	1.0	9437.388	1.000	9437.388	9437.388	9437.388	3488.059	2.060	7185.401	3488.059	7185.401
		활 하 중	1.0	4621.409	1.000	4621.409	4621.409	4621.409	256.211	2.060	527.794	256.211	527.794
		충 격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	299.737	3.145	942.672	299.737	942.672
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	147.504	0.780	115.053	147.504	115.053
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	326.885	3.145	1028.053	326.885	1028.053
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	400.892	0.780	312.696	400.892	312.696
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15473.68	15037.416	15473.684	15037.416	∑H =	5045.064	10340.503	5045.064	10340.503
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	6.290	47.513	7.554	47.513
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.290	13.368	2.125	13.368
	자 중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	4.705	184.015	39.111	184.015
		②	1.0	1666.392	1.000	1666.392	1666.392	1666.392	153.975	1.560	240.200	153.975	240.200
	상부 하중	고정하중	1.0	9437.388	1.000	9437.388	9437.388	9437.388	3488.059	3.620	12626.772	3488.059	12626.772
		활 하 중	1.0	4621.409	1.000	4621.409	4621.409	4621.409	256.211	3.620	927.483	256.211	927.483
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	299.737	4.705	1410.261	299.737	1410.261
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	295.009	1.560	460.214	295.009	460.214
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	326.885	4.705	1537.993	326.885	1537.993
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	960.112	1.560	1497.775	960.112	1497.775
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16306.88	15870.612	16306.880	15870.612	∑H =	5828.776	18945.593	5828.776	18945.593

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$? M = ? M_v + ? M_h \qquad e = {? M} / {? \gamma V - B/2} \qquad M_u = ? \gamma V ? e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	584.416	363.109	571.561	0.728	425.457	808.810	580.975	882.934	0.842	680.731
2	584.416	363.109	571.561	0.728	425.457	808.810	580.975	882.934	0.842	680.731
3	684.998	472.487	764.092	0.865	592.843	954.407	755.980	1187.150	0.994	948.548
4	684.998	472.487	764.092	0.865	592.843	954.407	755.980	1187.150	0.994	948.548
5	684.998	472.487	764.092	0.865	592.843	988.907	755.980	1195.775	0.959	948.548
6	684.998	472.487	764.092	0.865	592.843	1095.996	755.980	1222.547	0.865	948.548
7	581.691	675.411	1231.290	1.867	1085.867	581.691	675.411	1231.290	1.867	1085.867
Max.		472.487			592.843		755.980			1085.867

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	10933.642	722.787	11673.624	0.068	739.983	14799.925	1156.459	16078.589	0.086	1278.664
2	10933.642	842.787	11920.824	0.090	987.183	14799.925	1324.459	16424.669	0.110	1624.744
3	15940.064	1905.991	19074.042	0.197	3133.977	21816.053	2845.586	26516.369	0.215	4700.316
4	15940.064	2301.600	19888.995	0.248	3948.930	21816.053	3399.438	27657.303	0.268	5841.250
5	15940.064	885.991	16972.842	0.065	1032.777	24052.886	1417.586	25785.647	0.072	1732.761
6	15940.064	885.991	16972.842	0.065	1032.777	25504.103	1417.586	27156.547	0.065	1652.444
7	15473.684	5045.064	25377.918	0.640	9904.235	15473.684	5045.064	25377.918	0.640	9904.235
Max.		2301.600			3948.930		5045.064			9904.235

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	11871.582	1201.847	13992.515	0.179	2120.933	16092.330	1922.955	19580.515	0.217	3488.185
2	11871.582	1321.847	14426.915	0.215	2555.333	16092.330	2090.955	20188.675	0.255	4096.345
3	16889.773	2438.878	23280.716	0.378	6390.943	23127.288	3698.205	32720.509	0.415	9593.221
4	16889.773	2834.486	24440.155	0.447	7550.382	22745.560	4252.056	34343.723	0.510	11598.163
5	16889.773	1418.878	19588.316	0.160	2698.543	25364.121	2270.205	29762.107	0.173	4397.986
6	16889.773	1418.878	19588.316	0.160	2698.543	27023.637	2270.205	31341.306	0.160	4317.669
7	16306.880	5828.776	34816.205	1.135	18509.325	16306.880	5828.776	34816.205	1.135	18509.325
Max.		2834.486			7550.382		5828.776			18509.325

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1085.867	755.980	592.843	
벽체 중앙	9904.235	5045.064	3948.930	
벽체 하단	18509.325	5828.776	7550.382	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	99.621	69.356	54.389	
벽체 중앙	908.645	462.85	362.287	
벽체 하단	1698.103	534.75	692.696	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.17 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	99.621	69.356	54.389

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	3	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 2.265]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.922 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03725 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 701.460 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 16009.68 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 1400.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 935.28 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 221.540 kN · mm

ΦMn > Mu (= 99.621 kN · m) [사용률 = 2.224] ∴ O.K!!

나) 전단검토

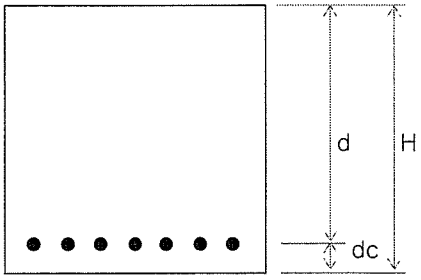
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

x 310.38 > Vu = 69.356 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	54.389	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 83.86 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 92.012 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 92.012 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 625.87 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 626 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1250.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1588.800 = 317.760 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.56 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	908.645	462.850	362.287

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 3.035]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.07194 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1335.794 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 76045.96\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1781.06 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2725.490 kN · mm

ΦMn > Mu (= 908.645 kN · m) [사용률 = 3.000] ∴ O.K!!

나) 전단검토

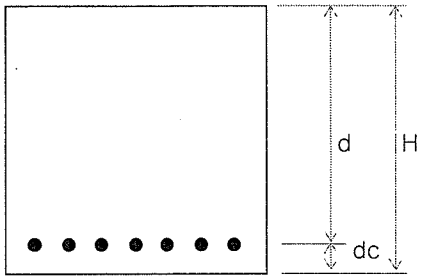
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 462.850 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	362.287	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 301.22 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 49.663 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 49.663 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1268.54 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1269 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 2000 = 5000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.12 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	1698.103	534.750	692.696

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.616]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.07194 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 2508.584 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 76045.96\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3344.78 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2725.490 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1698.103 kN · m) [사용률 = 1.605] ∴ O.K!!

나) 전단검토

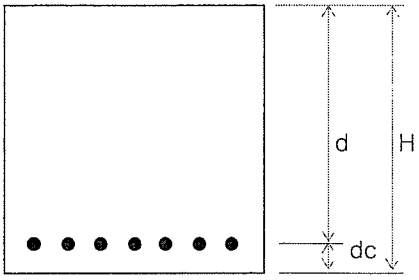
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 534.750 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	692.696	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 301.22 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 94.957 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 94.957 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 610.57 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 611 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 2000 = 5000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

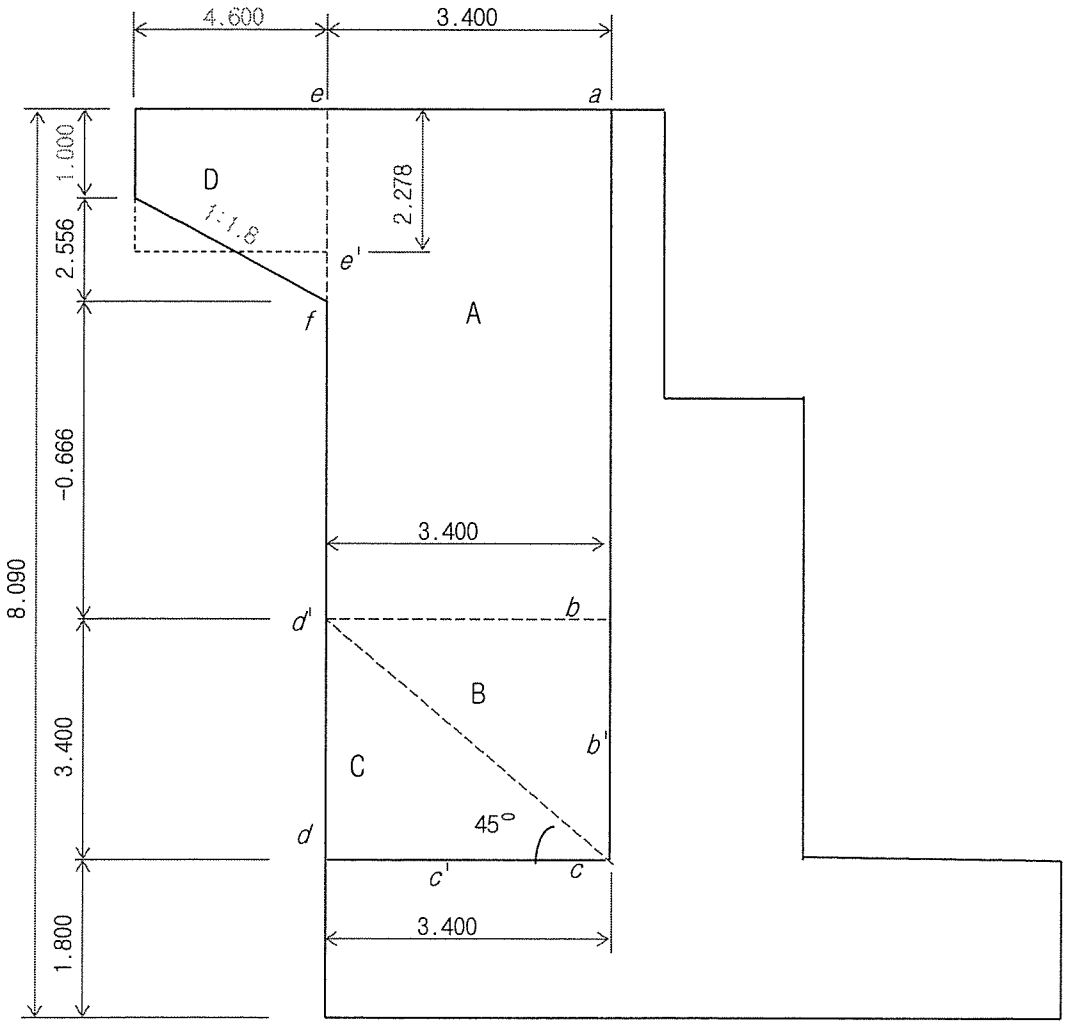
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.398

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/㎡

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

ⓐ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

Pe	=	1.0	×	0.398	×	50.000				=	19.909 kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	2.278	+ Pe	=	38.051 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.278	×	4.600		=	303.675 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.600				=	698.452 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000				=	31.855 kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.278	+ Pe	=	60.881 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.278	×	4.600		=	485.879 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.600				=	1117.523 kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=									=	19.909 kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	2.890	+ Pe	=	42.924 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	2.890	×	3.400		=	308.70 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	612.38 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.400	+ Vd	×	3.400 + Md	=	2255.74 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=									=	31.855 kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.890	+ Pe	=	68.679 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	2.890	×	3.400		=	493.92 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	979.80 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.400	+ Vd	×	3.400 + Md	=	3609.18 kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=									=	42.924 kN/㎡
Vb	=	Pb	×	3.4						=	145.943 kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	3.400^{2}				=	248.103 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 68.679 kN/㎡

Vb = $Pb \times 3.4$ = 233.508 kN/m

Mb = $1/2 \times Pb \times 3.400^{2}$ = 396.964 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 42.924 kN/㎡

Pd = $1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.4 + Pd'$ = 70.001 kN/㎡

Vb = $1/2 \times (Pd' + Pd) \times 3.400$ = 191.973 kN/m

Mb = $1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 3.400^{2}$ = 300.270 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 68.679 kN/㎡

Pd = $1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.4 + Pd'$ = 112.001 kN/㎡

Vb = $1/2 \times (Pd' + Pd) \times 3.400$ = 307.157 kN/m

Mb = $1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 3.400^{2}$ = 480.43 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	490.572	1248.851	396.964	480.432
설계 하중(S)	213.292	339.032	233.508	307.157
사용 하중(M)	306.607	780.532	248.103	300.270

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.556m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	490.572	213.292	306.607

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.674]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1534.634 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2046.18 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 490.572 kN · m) [사용률 = 1.658] ∴ O.K!!

나) 전단검토

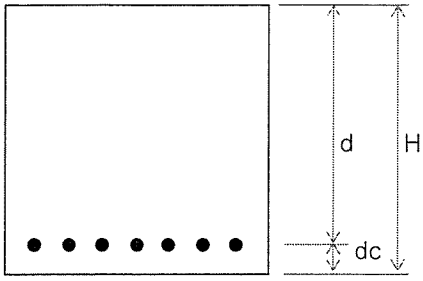
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 213.292 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	306.607	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 141.088 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 141.088 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 344.41 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 344 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 2.890m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1248.851	339.032	780.532

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 5139.200 mm^2 [사용률 1.287]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 80.615 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.02500 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 3993.457 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 5324.61 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 81.965 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1589.279 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1248.851 kN · m) [사용률 = 1.273] ∴ O.K!!

나) 전단검토

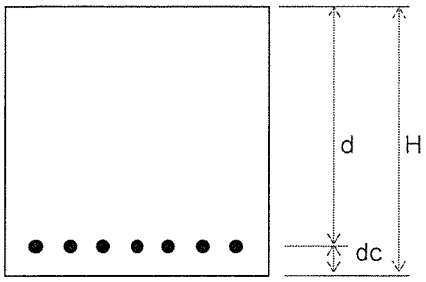
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 339.032 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	780.532	kN· m,	As =	5139.200	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 221.02 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 183.799 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 183.799 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 214.71 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 215 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.290m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	396.964	233.508	248.103

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2026.800 mm^2 [사용률 1.636]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 31.793 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06800 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1238.567 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1651.42 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 32.325 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 644.890 kN · mm

ΦMn > Mu (= 396.964 kN · m) [사용률 = 1.625] ∴ O.K!!

나) 전단검토

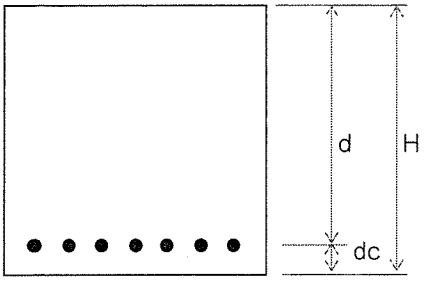
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 233.508 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	248.103	kN· m,	As =	2026.800	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 146.25 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 143.801 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 143.801 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 328.88 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 329 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.290m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	480.432	307.157	300.270

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.710]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 ; ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1502.489 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2003.32 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 480.432 kN · m) [사용률 = 1.693] ∴ O.K!!

나) 전단검토

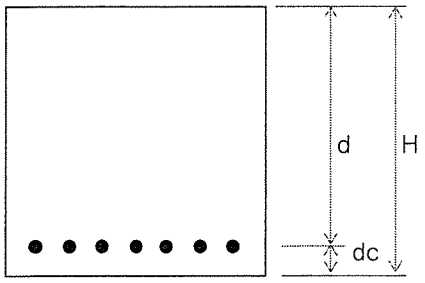
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 307.157 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	300.270	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 138.172 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 138.172 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 356.19 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 356 mm O.K!!

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		86301.385	2102.162		6112.169

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (86301.385 - 6112.169) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.003 m

Mo = 20576.234 x 0.0028 = 58.097 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		27777.916		116506.870	3363.459		9779.470

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (116506.870 - 9779.470) / 27777.916 - 7.800 / 2

= -0.058 m

Mo = 27777.916 x 0.0578 = 1606.473 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	120.000	5.420	650.400
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		86301.385	2222.162		6762.569

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (86301.385 - 6762.569) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.034 m

Mo = 20576.234 x 0.0344 = 708.497 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	168.000	5.420	910.560
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		27777.916		116506.870	3531.459		10690.030

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (116506.870 - 10690.030) / 27777.916 - 7.800 / 2

= -0.091 m

Mo = 27777.916 x 0.0906 = 2517.033 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 시동+제동하중 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
하 중	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
하 중	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재	PD		-	-	328.805	4.045	1330.017
토 압	PL	-	-		308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	120.000	5.420	650.400
시동 또는 제동 하중		-	-	-	900.000	5.420	4878.000
합 계		25795.643		105512.475	3430.521		12887.884

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (105512.475 - 12887.884) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.309 m
Mo = 25795.643 x 0.3093 = 7978.416 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
하 중	활 하 중	6851.701	3.400	23295.783	-	-	-
상 재	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
하 중	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
토 압	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	168.000	5.420	910.560
시동 또는 제동 하중		-	-	-	1260.000	5.420	6829.200
합 계		35466.817		144700.273	5284.834		19514.934

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (144700.273 - 19514.934) / 35466.817 - 7.800 / 2
= -0.370 m
Mo = 35466.817 x 0.3704 = 13135.248 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 온도하중

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	P_L	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1415.608	5.420	7672.596
합 계		25795.643		105512.475	3826.130		15032.080

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (105512.475 - 15032.080) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.392 m

M_o = 25795.643 × 0.392 = 10122.613 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	6851.701	3.400	23295.783	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	P_L	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1981.851	5.420	10741.635
합 계		35466.817		144700.273	5838.686		22516.809

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (144700.273 - 22516.809) / 35466.817 - 7.800 / 2
= -0.455 m

M_o = 35466.817 × 0.455 = 16137.123 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	2410.521		7359.484

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 7359.484) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.095 m

Mo = 25795.643 x 0.0950 = 2450.016 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	8549.606	3.400	29068.662	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	1106.300	5.850	6471.855	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		37433.823		152047.387	3856.834		11775.174

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (152047.387 - 11775.174) / 37433.823 - 7.800 / 2

= -0.153 m

Mo = 37433.823 x 0.1528 = 5719.695 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	2410.521		7359.484

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 7359.484) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.095 m

Mo = 25795.643 x 0.0950 = 2450.016 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	9342.477	-	37476.348	-	-	-
	배 면 토	7459.437	-	48346.475	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	15099.821	3.400	51339.391	-	-	-
	활 하 중	7394.254	3.400	25140.464	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	1020.240	5.850	5968.404	-	-	-
	활 하 중	956.800	5.850	5597.280	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	2837.370	-	8129.657
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		41273.029		173868.362	3856.834		12253.389

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (173868.362 - 12253.389) / 41273.029 - 7.800 / 2

= 0.016 m

Mo = 41273.029 x 0.0158 = 650.160 kN · m

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	3488.059	5.420	18905.278
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	256.211	5.420	1388.663
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	58.919	-	476.654
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	394.744	4.045	1596.741
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2128.988	4.045	8611.756
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	7684.006		35824.435

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 35824.435) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -1.198 m

Mo = 25795.643 x 1.1985 = 30914.968 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	3488.059	5.420	18905.278
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	256.211	5.420	1388.663
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	58.919	-	476.654
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	394.744	4.045	1596.741
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2128.988	4.045	8611.756
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	7684.006		35824.435

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 35824.435) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -1.198 m

Mo = 25795.643 x 1.1985 = 30914.968 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	20576.234	2102.162	58.097	-0.003	
LOAD CASE2	20576.234	2222.162	708.497	-0.034	
LOAD CASE3	25795.643	3430.521	7978.416	-0.309	
LOAD CASE4	25795.643	3826.130	10122.613	-0.392	
LOAD CASE5	25795.643	2410.521	2450.016	-0.095	
LOAD CASE6	25795.643	2410.521	2450.016	-0.095	
LOAD CASE7	25795.643	7684.006	30914.968	-1.198	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	27777.916	3363.459	1606.473	-0.058	
LOAD CASE2	27777.916	3531.459	2517.033	-0.091	
LOAD CASE3	35466.817	5284.834	13135.248	-0.370	
LOAD CASE4	35466.817	5838.686	16137.123	-0.455	
LOAD CASE5	37433.823	3856.834	5719.695	-0.153	
LOAD CASE6	41273.029	3856.834	650.160	0.016	
LOAD CASE7	25795.643	7684.006	30914.968	-1.198	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	25795.643	3826.130	10122.613	35466.817	5838.686	16137.123
축 력 최대시	25795.643	3430.521	7978.416	41273.029	3856.834	650.160
지 진 시	25795.643	7684.006	30914.968	25795.643	7684.006	30914.968

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 9.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m

∴ βL = 4.55 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	3430.521	7978.416	
극 한 하 중	41273.029	3856.834	650.160	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

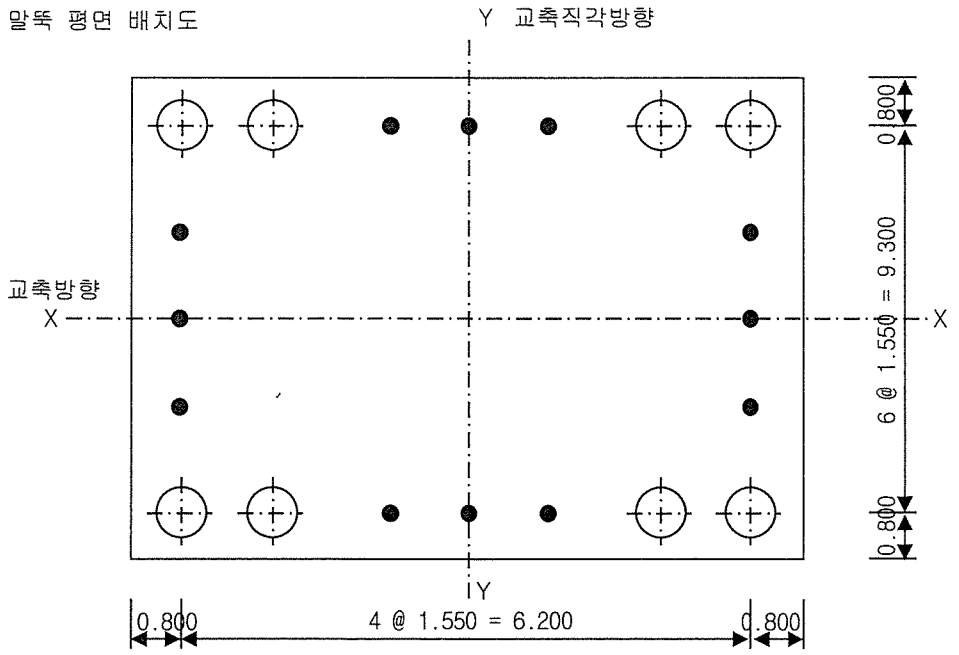
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	160482	0.523

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2235135	0	-2210015	5616886	0	31359493

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3430.521	25795.643	7978.416	0.00192018	0.00459252	0.00038974

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00192	0.00580	930.91	98.01	-72.58
2 열	0.00192	0.00520	833.97	98.01	-72.58
3 열	0.00192	0.00459	737.02	98.01	-72.58
4 열	0.00192	0.00399	640.07	98.01	-72.58
5 열	0.00192	0.00338	543.12	98.01	-72.58
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00192	0.00580	930.91	98.01	72.58

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1117567	0	0	5616886	0	26989138

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3430.521	25795.643	7978.416	0.0030696	0.0045925	0.0002956

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00307	0.00551	884.09	98.01	0.00
2 열	0.00307	0.00505	810.55	98.01	0.00
3 열	0.00307	0.00459	737.02	98.01	0.00
4 열	0.00307	0.00413	663.48	98.01	0.00
5 열	0.00307	0.00368	589.95	98.01	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00307	0.00551	884.09	98.01	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.625	0.00307	72.58	0.00192

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	98.01	말뚝머리 힌 지	수평력	98.01
	수직력	930.91		수직력	884.09
	모멘트	72.58		모멘트	0.62
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	108.1	14.9	67.5	14.9
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 930.91}{\pi \times 0.609\ \hat{}2}$$

$= 3.196$ MPa $<$ $fca = 7.500$ MPa **- O.K -**

$fca = 0.25 \times fck = 7.50$ MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi (D + h) h} = \frac{930.912}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

$= 0.075$ MPa $<$ $\tau_{a3} = 1.000$ MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{98.015}{0.609 \times 0.100}$$

$$= 1.609 \text{ MPa} < fca = 7.500 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{98.015}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

$$= 0.051 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) / 1000$

= 54388.431 kN ≥ 1255.346 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3856.834	41273.029	650.16	0.00188	0.00735	0.00015

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1255.346	110.195
2 열	1217.288	110.195
3 열	1179.229	110.195
4 열	1141.171	110.195
5 열	1103.113	110.195
-	-	-
-	-	-
최대값	1255.346	110.195

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3856.83435	41273.029	650.1599035	0.00345	0.00735	0.00002

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1191.214	110.195
2 열	1185.222	110.195
3 열	1179.229	110.195
4 열	1173.237	110.195
5 열	1167.245	110.195
-	-	-
-	-	-
최대값	1191.214	110.195

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1255.346	930.912
2 열	1217.288	833.965
3 열	1179.229	737.018
4 열	1141.171	640.072
5 열	1103.113	543.125
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 9.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m

∴ βL = 4.55 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	3826.130	10122.613	
극 한 하 중	35466.817	5838.686	16137.123	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

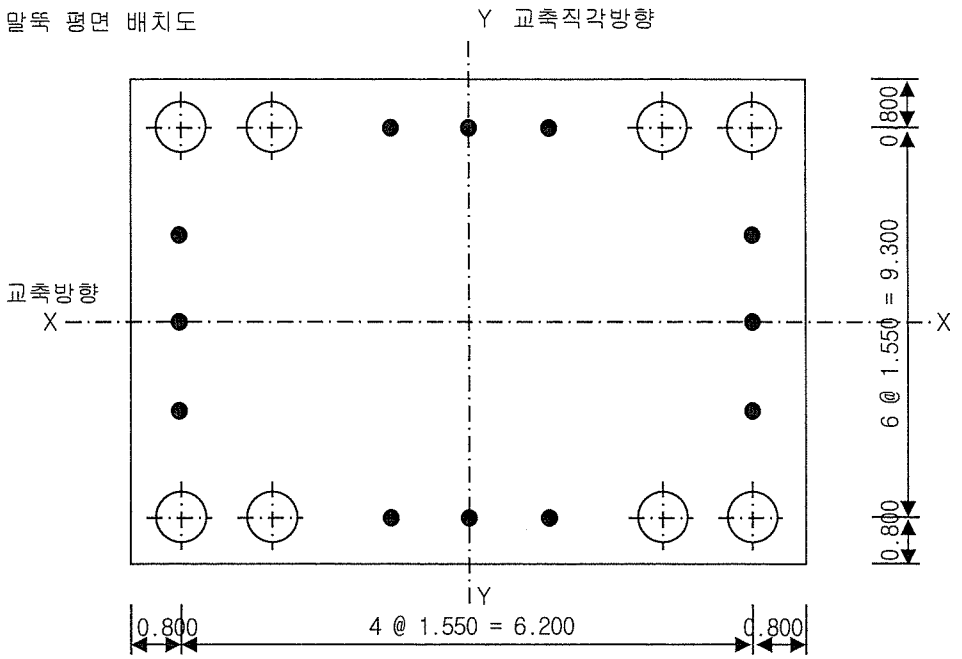
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	160482	0.523

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2235135	0	-2210015	5616886	0	31359493

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3826.130	25795.643	10122.613	0.00218310	0.00459252	0.00047664

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00218	0.00607	974.15	109.32	-78.33
2 열	0.00218	0.00533	855.58	109.32	-78.33
3 열	0.00218	0.00459	737.02	109.32	-78.33
4 열	0.00218	0.00385	618.45	109.32	-78.33
5 열	0.00218	0.00311	499.89	109.32	-78.33
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00218	0.00607	974.15	109.32	78.33

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1117567	0	0	5616886	0	26989138

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3826.130	25795.643	10122.613	0.0034236	0.0045925	0.0003751

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00342	0.00576	923.61	109.32	0.00
2 열	0.00342	0.00517	830.31	109.32	0.00
3 열	0.00342	0.00459	737.02	109.32	0.00
4 열	0.00342	0.00401	643.72	109.32	0.00
5 열	0.00342	0.00343	550.43	109.32	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00342	0.00576	923.61	109.32	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.697	0.00342	78.33	0.00218

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	109.32	말뚝머리 힌 지	수평력	109.32
	수직력	974.15		수직력	923.61
	모멘트	78.33		모멘트	0.70
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	114.4	16.6	70.6	16.6
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 974.15}{\pi \times 0.609\ \hat{}2}$$

$$= 3.344 \text{ MPa} < fca = 7.500 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

$$fca = 0.25 x fck = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi (D + h) h} = \frac{974.146}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

$$= 0.079 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{109.318}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.795 MPa < fca = 7.500 MPa - **O.K** -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{109.318}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.057 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - **O.K** -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) /1000$

= 54388.431 kN ≥ 1386.962 kN - **O.K** -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5838.686	35466.817	16137.12	0.00335	0.00631	0.00075

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1386.962	166.820
2 열	1200.150	166.820
3 열	1013.338	166.820
4 열	826.526	166.820
5 열	639.714	166.820
-	-	-
-	-	-
최대값	1386.962	166.820

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5838.68583	35466.817	16137.12255	0.00522	0.00631	0.00060

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1310.796	166.820
2 열	1162.067	166.820
3 열	1013.338	166.820
4 열	864.608	166.820
5 열	715.879	166.820
-	-	-
-	-	-
최대값	1310.796	166.820

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1386.962	974.146
2 열	1200.150	855.582
3 열	1013.338	737.018
4 열	826.526	618.454
5 열	639.714	499.890
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 9.00 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 160482.459 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m

∴ βL = 5.04 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	7684.006	30914.968	
극 한 하 중	25795.643	7684.006	30914.968	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

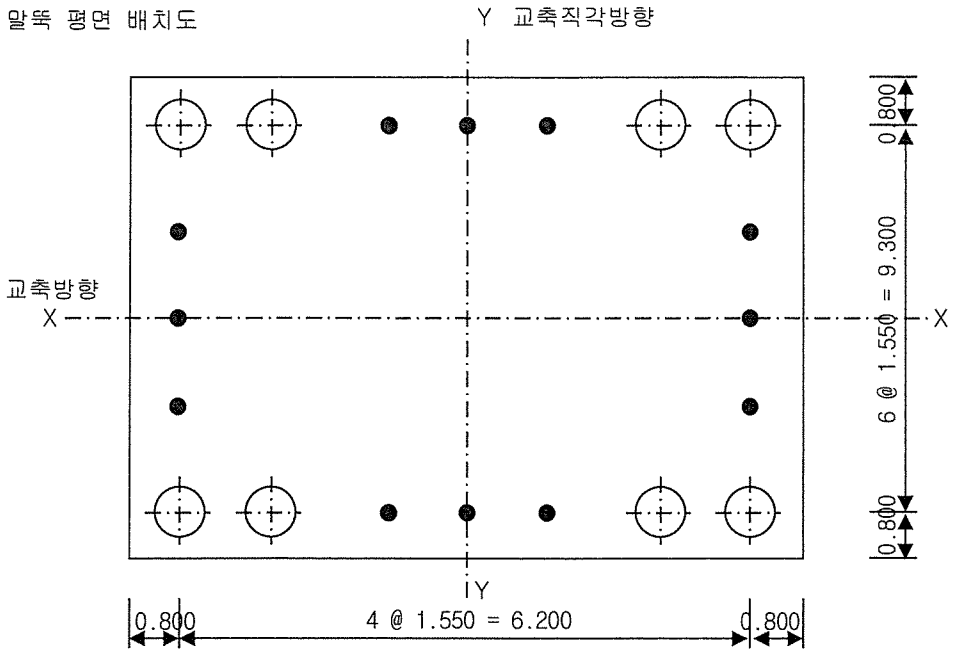
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	160482	0.523

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	160482	0.523

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3029508	0	-2706705	5616886	0	31825731

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7684.006	25795.643	30914.968	0.00368421	0.00459252	0.00128472

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00368	0.00858	1376.16	219.54	-107.38
2 열	0.00368	0.00658	1056.59	219.54	-107.38
3 열	0.00368	0.00459	737.02	219.54	-107.38
4 열	0.00368	0.00260	417.45	219.54	-107.38
5 열	0.00368	0.00061	97.88	219.54	-107.38
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00368	0.00858	1376.16	219.54	107.38

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1514754	0	0	5616886	0	26989138

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7684.006	25795.643	30914.968	0.0050728	0.0045925	0.0011455

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00507	0.00814	1306.88	219.54	0.00
2 열	0.00507	0.00637	1021.95	219.54	0.00
3 열	0.00507	0.00459	737.02	219.54	0.00
4 열	0.00507	0.00282	452.09	219.54	0.00
5 열	0.00507	0.00104	167.16	219.54	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00507	0.00814	1306.88	219.54	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-1.265	0.00507	107.38	0.00368

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	219.54	말뚝머리 힌 지	수평력	219.54
	수직력	1376.16		수직력	1306.88
	모멘트	107.38		모멘트	1.26
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	159.9	33.4	100.0	33.4
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1376.16}{\pi \times 0.609\ ^\wedge 2}$$

$= 4.724$ MPa $<$ fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)h} = \frac{1376.159}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.700\ )\ x\ \ 1.700}$$

$= 0.112$ MPa $<$ τ_{a3} = 1.330 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{219.543}{0.609 \times 0.100}$$

= 3.605 MPa < fca = 9.975 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{219.543}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.114 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa - O.K -

e) 편칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) /1000$

= 54388.431 kN ≥ 1376.159 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7684.006	25795.643	30914.97	0.00368	0.00459	0.00128

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1376.159	219.543
2 열	1056.589	219.543
3 열	737.018	219.543
4 열	417.448	219.543
5 열	97.877	219.543
-	-	-
-	-	-
최대값	1376.159	219.543

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	7684.006182	25795.643	30914.96797	0.00507	0.00459	0.00115

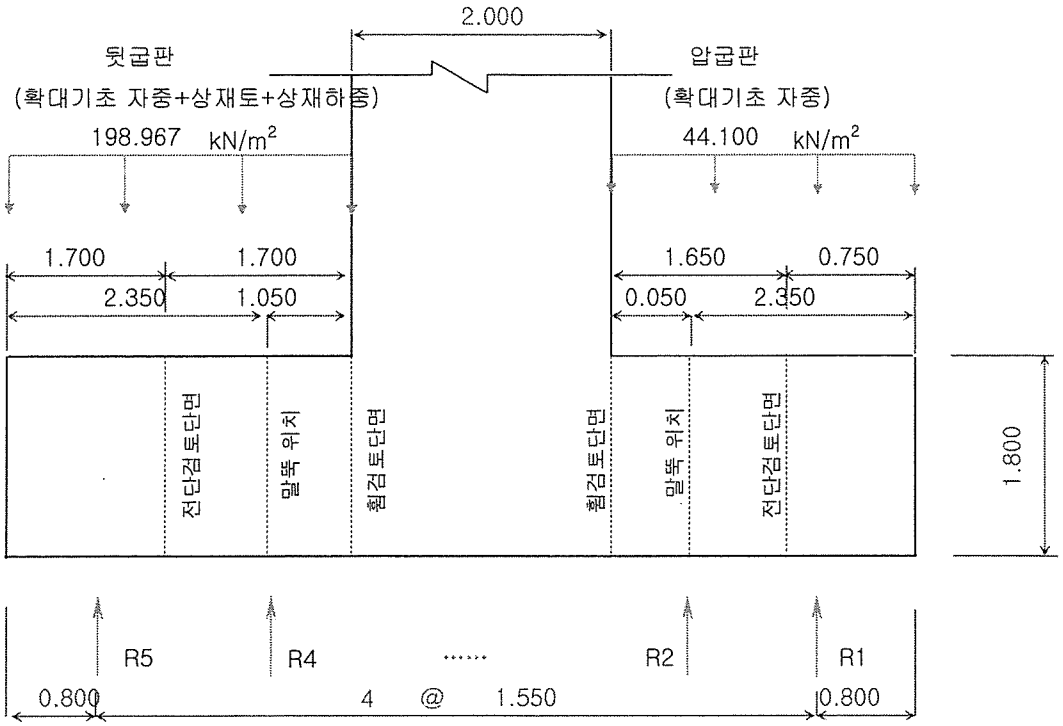
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1306.880	219.543
2 열	1021.949	219.543
3 열	737.018	219.543
4 열	452.088	219.543
5 열	167.157	219.543
-	-	-
-	-	-
최대값	1306.880	219.543

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1376.159	1376.159
2 열	1056.589	1056.589
3 열	737.018	737.018
4 열	417.448	417.448
5 열	97.877	97.877
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1255.346	1386.962	1376.159	1386.962	MAX
2 열	1217.288	1200.150	1056.589	1217.288	MAX
3 열	1179.229	1013.338	737.018	1179.229	MAX
4 열	1141.171	826.526	417.448	417.448	MIN
5 열	1103.113	639.714	97.877	97.877	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	930.912	974.146		974.146	MAX
2 열	833.965	855.582		855.582	MAX
3 열	737.018	737.018		737.018	MAX
4 열	640.072	618.454		618.454	MIN
5 열	543.125	499.890		499.890	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 44.100 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 44.10 × 2.40 $^2 \div 2$ = 127.008 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 44.10 × 2.40 = 105.840 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,386.962	1,217.288	-	890.709	781.744	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.600	0.050	-	1,464.222	-171.461	1,292.761

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
890.709	781.744	-	1,672.454	-142.884	1,529.570

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
974.146	855.582	-	625.599	549.457	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.600	0.050	-	1,028.431	-127.008	901.423

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 198.967 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 198.97 × 3.40 ² ÷ 2 = 1150.031 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 198.97 × 3.40 = 676.49 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R5	R4	R3	R5	R4	R3			
97.877	417.448	-	62.857	268.086	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\Sigma R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	444.919	-1,738.388	-1,293.470

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			ΣR_i	기초 및 상재토	계수 전단력
R5	R4	R3			
62.857	268.086	-	330.943	-1,022.581	-691.638

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R5	R4	R3	R5	R4	R3	
499.890	618.454	-	321.031	397.173	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\Sigma R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	1,251.711	-1,150.031	101.680

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1293.470	691.638	101.680

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.451]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08477 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 2134.533 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$

⇒ MAX As = 68041.13 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2846.04 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1867.710 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1293.470 kN · m) [사용률 = 1.444] ∴ O.K!!

나) 전단검토

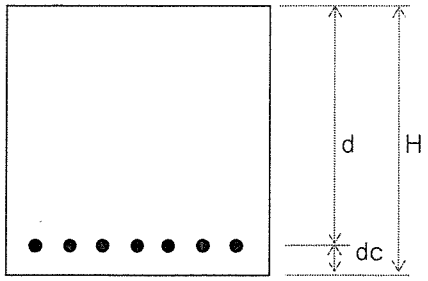
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 691.638 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	101.680	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 250.67 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 20.312 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 20.312 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 3101.56 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 3102 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	1292.761	1529.570	901.423

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 150	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.843]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06208 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 2199.359 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 66039.92 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5775.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2932.48 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 64.651 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2360.666 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1292.761 kN · m) [사용률 = 1.826] ∴ O.K!!

나) 전단검토

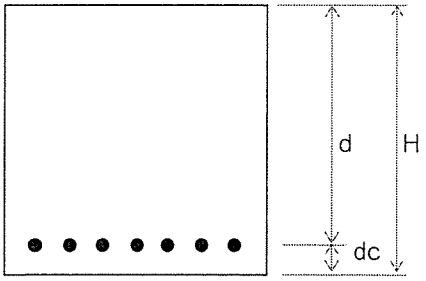
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1650.00 / 1000 = 1280.30 kN

ΦVc= 1280.30 < Vu = 1529.570 kN ∴ 전단보강 필요함!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1650.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	901.423	kN· m,	As =	4053.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 278.94 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 142.821 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 142.821 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 332.64 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 333 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67 ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00 ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00 ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67 ea/m	]	=	1324.000 mm^2

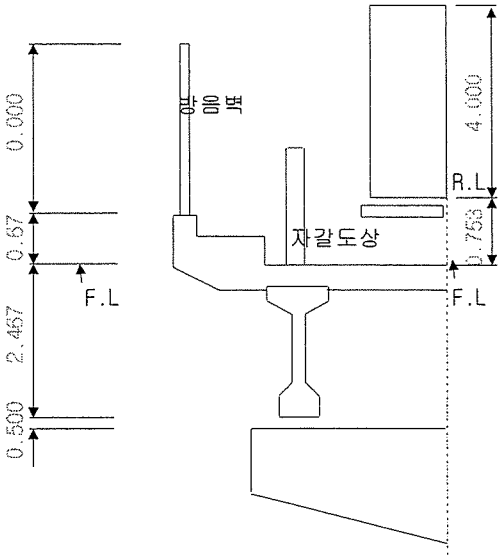
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.520 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.720 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 2.069 M

풍하중(열차재하) = 4.110 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 9437.388 kN

R_{d1} = 2387.935 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

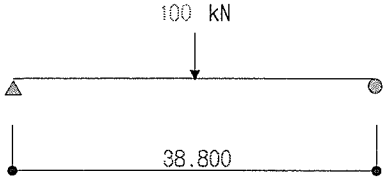
ΣR_L = 4894.072 kN

R_{L1} = 1514.931 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 50.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 50.000 × 3.720 = 186.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	186.000	18.906	2.750	27.055	↑
G2			1.375	13.527	↑
G4			1.375	13.527	↓
G3			2.750	27.055	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 4 shoe

= 12.500 kN

P_{Lf} = 27.055 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 40.000 V = 200 km/hr

$$\text{max} = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 1514.931 kN (충격 제외)

P_c = 1514.93 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.520 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	18.906	2.750	0.000	↑
G2			1.375	0.000	↑
G3			1.375	0.000	↓
G4			2.750	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 4 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.
열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 3.137 × 14.975 = 140.93 kN

M_n = 140.93 × 2.069 = 291.514 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	291.514	18.906	2.750	42.402	↑
G2			1.375	21.201	↑
G3			1.375	21.201	↓
G4			2.750	42.402	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.220 × 14.975 = 162.179 kN

M_t = 162.179 × 4.110 = 666.556 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	666.556	18.906	2.750	96.954	↑
G2			1.375	48.477	↑
G3			1.375	48.477	↓
G4			2.750	96.954	↓

③ 적용하중

H_w = 162.179 / 4 shoe

= 40.545 kN

P_w = 96.954 kN

바) 지진하중

① 하중 작용점 : 0.50

P_E = 2015.357 kN

M_c = 2015.357 × 0.500 = 1007.678 kN · m

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	R_{pi}(kN)	비 고
G1	1007.678	18.906	2.750	146.571	↑
G2			1.375	73.286	↑
G3			1.375	73.286	↓
G4			2.750	146.571	↓

H_E = 503.839 kN

R_E = 146.571 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 9437.388 kN

R_{d1} = 2387.935 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 4894.072 kN

R_{L1} = 1514.931 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 495.000 / 4 shoe

= 123.750 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 90.000 / 4 shoe

= 22.500 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 503.839 kN

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	4026.874	53.045	0.80
	지진시	4049.437	503.839	
교축 방향	상시	3902.866	146.250	0.80
	지진시	3902.866	503.839	

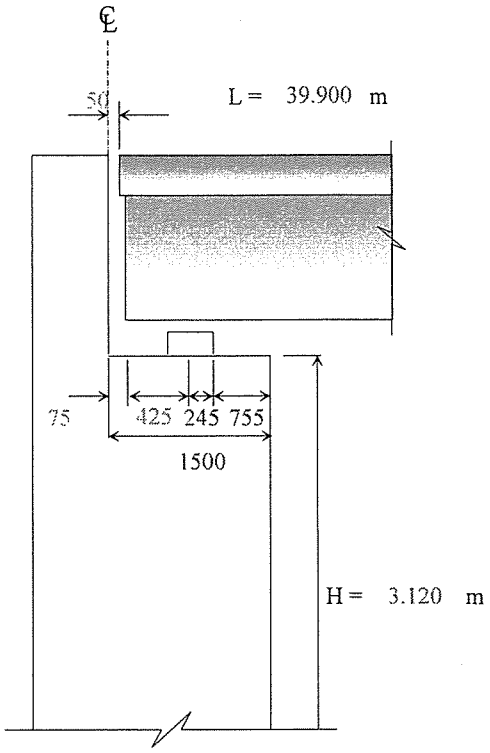
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	4026.874	53.045	2982.870	39.292	1.35
	지진시	4049.437	503.839	2892.455	359.885	1.40
교축 방향	상시	3902.866	146.250	3122.293	117.000	1.25
	지진시	3902.866	503.839	2787.761	359.885	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 490 × 686 mm
▣ 높 이 : 220 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 350 mm [30m ≤ ℓ < 40m]

< 755 mm - **O.K** -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 39.90 + 6.66 \times 3.12) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 287.41

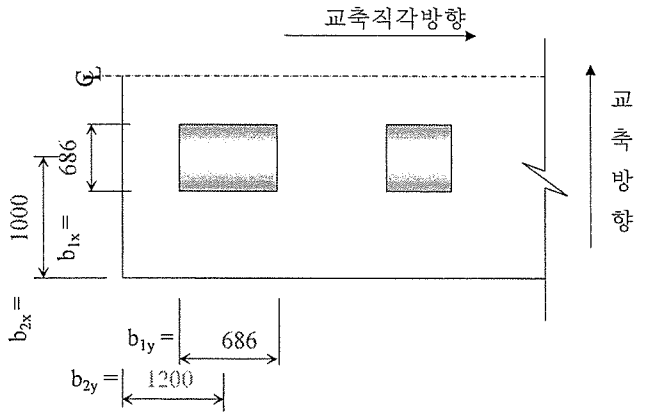
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 425 mm
$S_2 =$ 245 / 2 = 122.50 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 399.50 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 425 + 122.50 + 399.50 = 947.00 mm

∴ Max (N, ∑S) = 947.00 mm < 1425.00 - **O.K** -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1x} = 3430.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 3430.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2000) \times 3122292.8 / 180$

$= 2849.1$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2000) \times 2787761.4 / 180$

$= 2543.8$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2400) \times 2982869.7 / 180$

$= 2958.7$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2400) \times 2892455.281 / 180$

$= 2869.0$ ㎟

나) 수평하중에 대한 보강

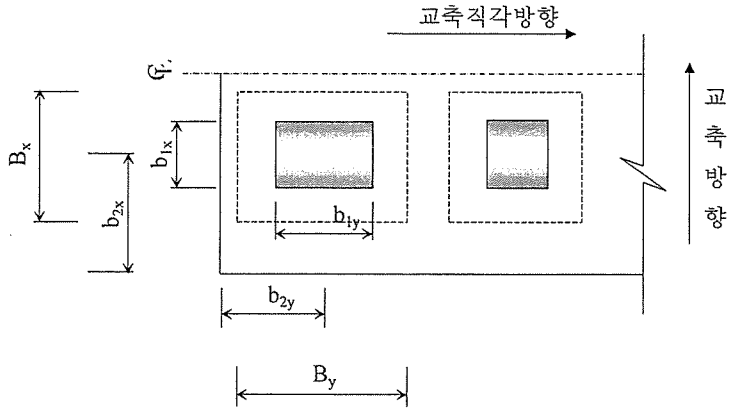
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 117000 / 180 = 650.0$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 359885 / 180 = 1999.4$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 39292 / 180 = 218.3$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 359885 / 180 = 1999.4$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 686 + 1200 = 1886.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 1000.0 mm 가 $B_x/2$ = 943.0 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 686 + 1000 = 1686.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 2958.700 + 218.291 = 3176.991 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 2869.000 + 1999.362 = 4868.362 ㎟

B_y = 1686.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 19 - 12 EA × 2 단 = 6876.000 ㎟ > 4868.362 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

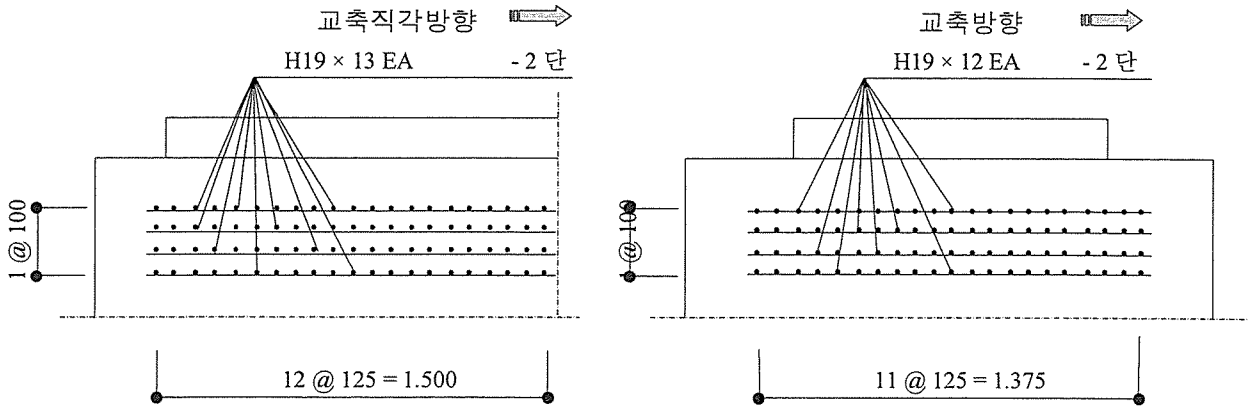
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 2849.100 + 650.000 = 3499.100 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 2543.800 + 1999.362 = 4543.162 ㎟

B_x = 1886.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 13 EA × 2 단 = 7449.000 ㎟ > 4543.162 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{359885.1}{180} = 1999.36 \text{ ㎟}$$

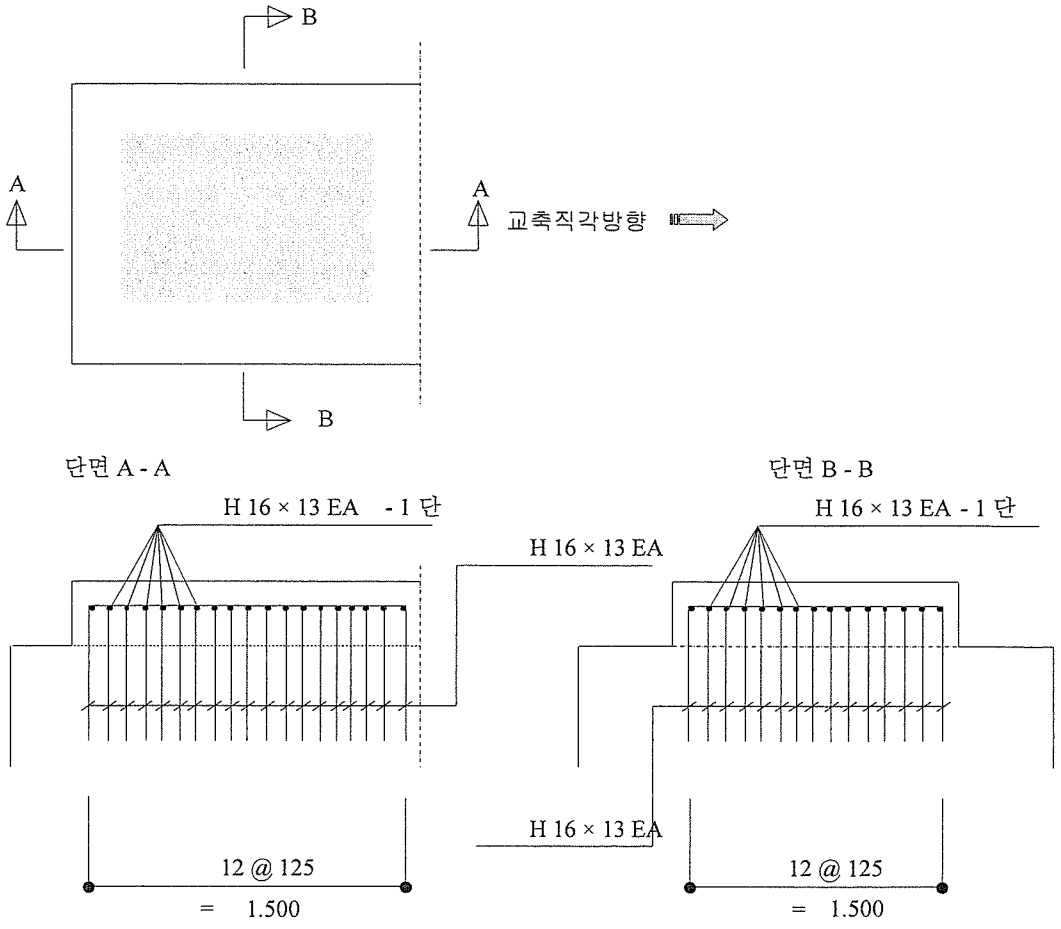
Use A_{sy} = H 16 - 13 EA × 1 ea = 2581.800 ㎟ > 1999.362 ㎟ - O.K -
(CTC 125)

나) 교축방향

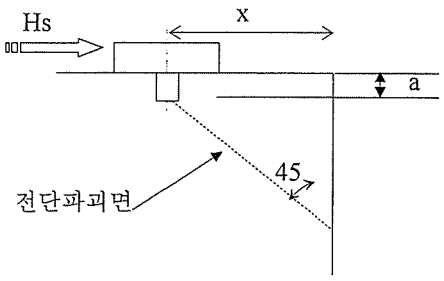
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{359885.1}{180} = 1999.36 \text{ ㎟}$$

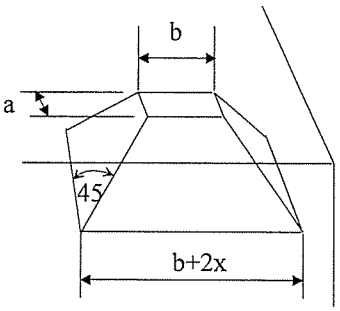
Use A_{sx} = H 16 - 13 EA × 1 ea = 2581.800 ㎟ > 1999.362 ㎟ - O.K -
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{359885}{5237116} = 0.069 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 5237116 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 359885 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 686 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{359885}{3798578} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 3798578 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 359885 N

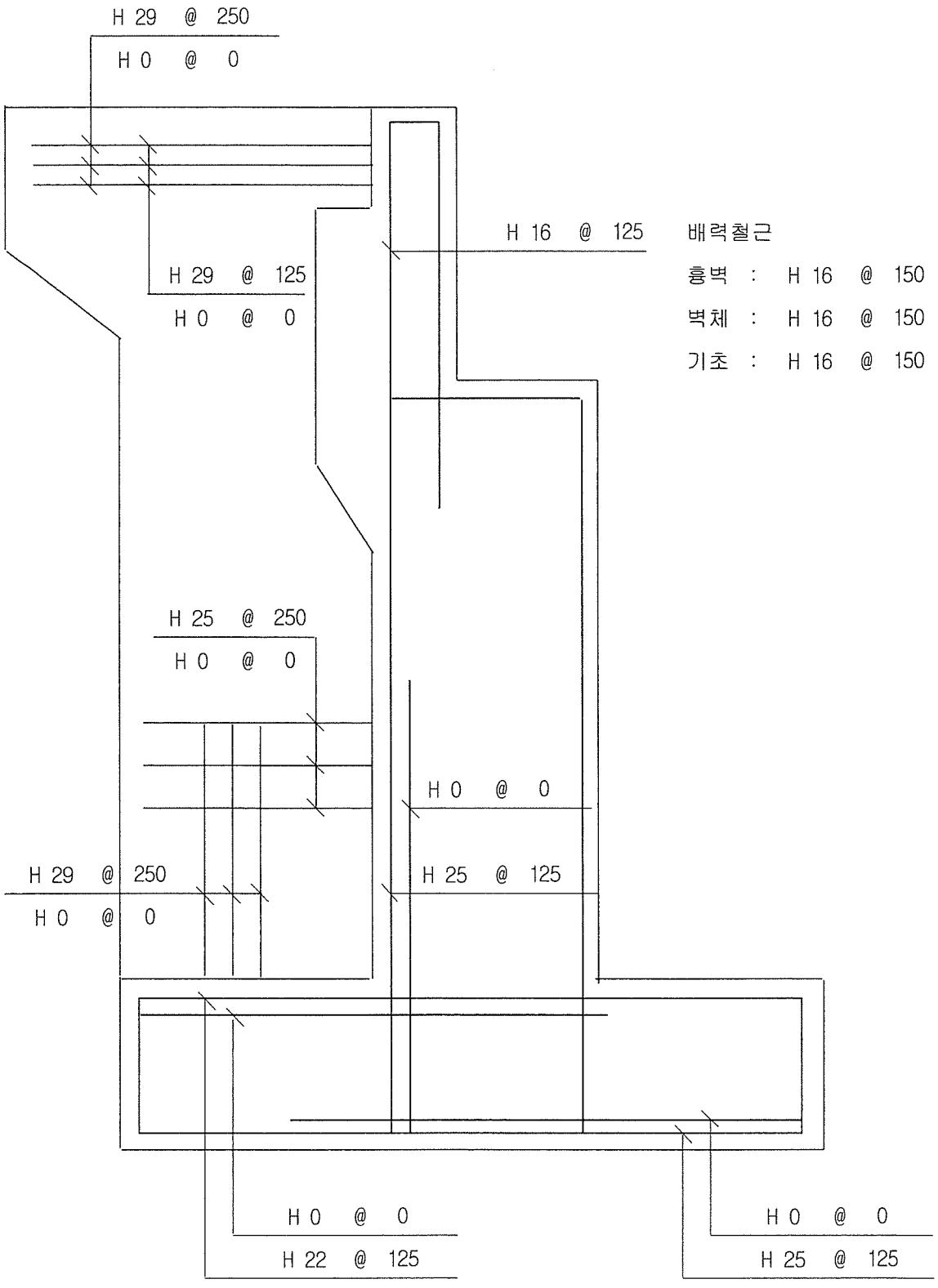
X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 686 mm

8.주철근 조립도

탑리제4교 교대 A1



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

4.2.2 A2

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계
G1	2387.935	880.175	932.105	3320.040
G2	2330.759	1430.530	1514.931	3845.690
G3	2330.759	1430.530	1514.931	3845.690
G4	2387.935	880.175	932.105	3320.040
계	9437.388	4621.409	4894.072	14331.460
Pmax	3845.690			
적용받침	4500			

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 가동) 나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : WPC GIRDER

1) 교 량 지 간 : 38.800 m

2) 총 길 이 : 40.000 m

3) WPC GIRDER 전장 39.800 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 15 + √ (15 × N) = 30 °

흙자중 (γs) : 10.0 kN/m^3

나) 배면토

흙자중 (γt) : 20.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 37 °

흙자중 (γs) : 11.0 kN/m^3

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.364 ; TAN(⅔ · Φ) : 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 Rd = 9437.388 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 복선 : R(1+i) = 4894.072 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 복선 : Rl = 4621.409 kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : Kh = 0.5AS = 0.5 × 0.154 × 1.2 = 0.0924

(철도설계기준 p.8-116)

나) 상부 관성력 : Kh'= A S = 0.154 × 1.2 = 0.185

다) 설계수직진도 : Kv = 0

5) 슈마찰 계수 : μm = 0.15 (고력황동주물 받침판 받침) "철도설계기준(2011), p8-92"

6) 시동 및 제동하중

가) 제동하중 : 20.00 kN/m × L (m) ≤ 6,000 kN

나) 시동하중 : 33.00 kN/m × L (m) ≤ 1,000 kN

7) 장대레일 종하중

가) 레일신축이음이 없는 경우 : ± 3.0 × L (m) kN (1 레일당)

8) 토압 (안정검토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용

가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

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

나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

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

	상 시			지 진 시		
	안정검토	흉벽	벽체	안정검토	흉벽	벽체
ϕ (흙의 내부마찰각)	37	37	37	37	37	37
θ	0.000	0.000	0.000	5.279	5.279	5.279
β (배 면 각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
δ (흙의 배면마찰각)	0.000	12.333	12.333	0.000	0.000	0.000
α (배면 뒷채움각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
i (뒷채움 흙의 경사각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
토 압 계 수 (Ka,Kae)	0.249	0.230	0.230	0.298	0.298	0.298

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : fck = 30 MPa

나) 탄 성 계 수 : 8500 × 3√(fck+4) = 27536 MPa

다) 단 위 중 량 : w = 24.5 kN/m3

2) 철 근

가) 항복응력 : fy = 400 MPa

나) 허용응력 : fsa = 180 MPa

나) 탄성계수 : Es = 200,000 MPa

마. 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단,2013) (KRL2012 하중 반영)

▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)

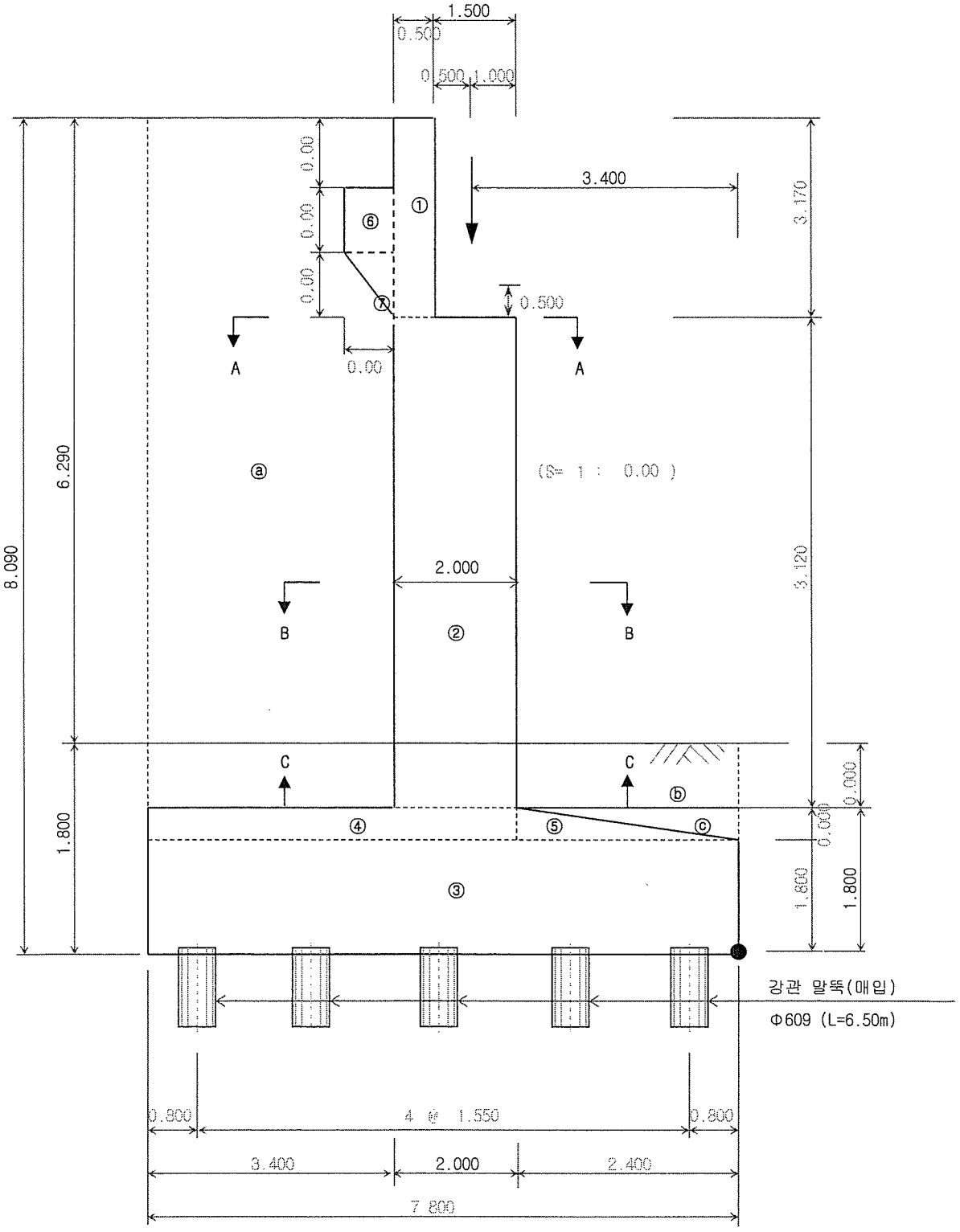
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 10.900 m
◎ 기 초 폭 : L' = 10.900 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.170	×	10.900	=	17.28	㎥
②	2.000	×	3.120	×	10.900	=	68.02	㎥
③	1.800	×	7.800	×	10.900	=	153.04	㎥
④	0.000	×	5.400	×	10.900	=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	2.400	×	10.900 / 2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	10.900	=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	10.900 / 2	=	0.00	㎥
ⓐ	3.400	×	6.290	×	10.900	=	233.11	㎥
ⓑ	2.400	×	0.000	×	10.900	=	0.00	㎥
ⓒ	0.000	×	2.400	×	10.900 / 2	=	0.00	㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	17.28	24.50	423.27	4.15	1756.59	39.11	6.51	254.41
	②	68.02	24.50	1666.39	3.40	5665.73	153.97	3.36	517.35
	③	153.04	24.50	3749.38	3.90	14622.59	346.44	0.90	311.80
	④	0.00	24.50	0.00	5.10	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.60	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	4.40	0.00	0.00	8.09	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	4.40	0.00	0.00	8.09	0.00
	계	238.33		5839.05		22044.91	539.53		1083.57
토사	ⓐ	233.11	20.00	4662.15	6.10	28439.10	430.78	4.95	2130.22
	ⓑ	0.00	20.00	0.00	1.20	0.00	0.00		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.80	0.00	0.00		
	계	233.11		4662.15		28439.10	430.78		2130.22

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 9437.39 kN
- x = = 3.40 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 4894.07 kN
- x = = 3.40 m

다. 부력

- Vw = 7.800 × (188.112 - 196.312) × 10.900 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (7.800 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (3.400 + 0.500) × 10.900 = 637.65 kN
Xc = 7.800 - (3.400 + 0.500) / 2 = 5.85 m
Yc = 1.800 + 3.120 + 3.170 = 8.09 m
MVd = Vd × Xc = 3730.25 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 58.92 kN
MHd = Hd × Yc = 476.65 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 10.900 = 14.07 kN/㎡
Vql1 = 14.067 × (3.400 + 0.500) × 10.900 = 598.00 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 3498.30 kN · m

마. 슈에 작용하는 수평하중

- 고정측 : T-1/2 μm Rm (단 Tf 는 1/2 T 이상)
- 가동측 : μm Rm (단 Tm 은 1/2 T 이하) 적용!!

여기서 T : 교량거더로부터의 전수평력
Rm : 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

1) 제동하중

T (전체제동하중) = 20.000 × 40.00 = 800.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 40.00 = 1320.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 가동단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 9437.388 + 4621.409 = 14058.80 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 14,058.797
= 2108.820 > 900.000 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 900.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 240.00 kN
Rm (지점 반력) = 9437.388 = 9437.39 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 9,437.388
= 1415.608 > 120.000 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 120.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 240.00 kN

Rm (지 점 반 력) = 9437.388 + 4894.072 = 14331.46 kN

Tm (가동단수평력) = 0.15 × 14,331.460

= 2149.719 > 120.000 (= 1/2 T)

Tmb (설계수평력) = 120.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/m²
- ql = 14.07 kN/m²

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 328.81 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 308.36 kN

y_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

h_1 = 8.090 m (지하수면 이상)

h_2 = 0.000 m (지하수면 이하)

- 지하수면 이상

Pa_2 = 1/2 × Ka × γt × h_1^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 20.00 × 65.45 × 10.900 = 1773.36 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.70 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 8.09 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_3 = h_2 / 2 = 0.00 m

Pa_4 = 1/2 × Ka × γs × h_2^2 × L

= 0.500 × 0.249 × 11.00 × 0.000 × 10.900 = 0.00 kN

y_4 = h_2 / 3 = 0.00 m

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Paed = Kae × qd × H × L

= 0.298 × 15.000 × 8.090 × 10.900 = 394.74 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 14.067 × 8.090 × 10.900 = 370.20 kN

ye_1 = H / 2 = 4.05 m

나) 토압

Pae_2 = 1/2 × Kae × (1-Kv) × γt × H^2 × L

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 65.45 × 10.900

= 2128.99 kN

ye_2 = H / 2 = 4.05 m

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다(받침 마찰계수 ; 0.150)

ⓐ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

T_{s1}	=	2387.935	×	0.150	=	358.190	kN
T_{s2}	=	2330.759	×	0.150	=	349.614	kN
T_{s3}	=	2330.759	×	0.150	=	349.614	kN
T_{s4}	=	2387.935	×	0.150	=	358.190	kN
T_{s5}	=	0.000	×	0.150	=	0.000	kN
▶ $\sum T_u$	(단선재하시)				=	1415.608	kN

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다 (철도설계기준 p.11-17)

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

LOAD CASE 2 : 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

LOAD CASE 4 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + (시동 또는 제동하중)

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		86301.385	2102.162		6112.169

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (86301.385 - 6112.169) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.003 m

Mo = 20576.234 x 0.0028 = 58.097 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	425.100	-	2486.835	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	219.204	4.045	886.678
토 압		-	-	-	1773.356		4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10926.296		52970.849	1992.560		5668.830

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (52970.849 - 5668.830) / 10926.296 - 7.800 / 2

= 0.429 m

Mo = 10926.296 x 0.4292 = 4689.464 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	2410.521		7359.484

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 7359.484) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.095 m

Mo = 25795.643 x 0.0950 = 2450.016 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 (시동 또는 제동하중)

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	900.000	5.420	4878.000
합 계		25795.643		105512.475	3310.521		12237.484

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 12237.484) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.284 m

Mo = 25795.643 x 0.2841 = 7328.016 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.420	-
온 도		-	-	-	1415.608	5.420	7672.596
합 계		25795.643		105512.475	3826.130		15032.080

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (105512.475 - 15032.080) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.392 m

M_o = 25795.643 × 0.392 = 10122.613 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	0.000	5.420	0.000
	활 하 중	2310.704	3.400	7856.395	0.000	5.420	0.000
상 재 하 중	고정하중	637.650	-	3730.253	58.919	8.090	476.654
	활 하 중	299.000	-	3498.300	8.288	8.090	67.052
상 재 토 압	PD	-	-	-	394.744	4.045	1596.741
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2128.988	4.045	8611.756
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		23185.939		97656.080	3931.448		15463.442

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (97656.080 - 15463.442) / 23185.939 - 7.800 / 2

= -0.355 m

Mo = 23185.939 x 0.3551 = 8232.523 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	20576.234	2102.162	58.097	-0.003	
LOAD CASE 2	10926.296	1992.560	4689.464	0.429	
LOAD CASE 3	25795.643	2410.521	2450.016	-0.095	
LOAD CASE 4	25795.643	3310.521	7328.016	-0.284	축력 최대
LOAD CASE 5	25795.643	3826.130	10122.613	-0.392	모멘트 최대
LOAD CASE 6	23185.939	3931.448	8232.523	-0.355	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	25795.643	3310.521	7328.016	-0.284	
2	모멘트 최대시	25795.643	3826.130	10122.613	-0.284	
3	지 진 시	23185.939	3931.448	8232.523	-0.355	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시
° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa
° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
° 말뚝 길이(L) = 6.50 m
° 확대기초 제원
'- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m
° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15
° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 ㎜⁴ , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
- (상 시) Va = 1735.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
- (상 시) Ha = 117.90 kN

c) 말뚝의 특성치
- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 206486.329 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50485 1/m
∴ βL = 3.28 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토
- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 85003.782 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.200 1/m
∴ βλ = 0.68 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
축 력 최대시	25795.643	3310.521	7328.016	
모멘트 최대시	25795.643	3826.130	10122.613	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

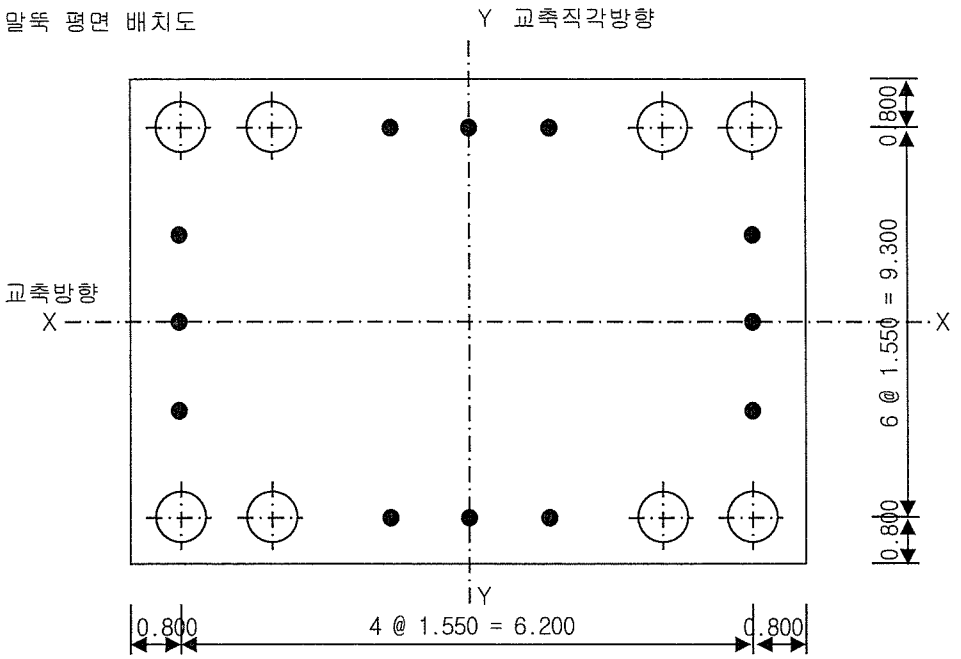
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	206486	0.486

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	206486	0.486

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2224115	0	-2202745	7227022	0	39089000

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3310.521	25795.643	7328.016	0.00177309	0.00356933	0.00028739

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00177	0.00446	920.98	94.59	-75.76
2 열	0.00177	0.00401	829.00	94.59	-75.76
3 열	0.00177	0.00357	737.02	94.59	-75.76
4 열	0.00177	0.00312	645.04	94.59	-75.76
5 열	0.00177	0.00268	553.06	94.59	-75.76
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00177	0.00446	920.98	94.59	75.76

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1112058	0	0	7227022	0	34725838

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3310.521	25795.643	7328.016	0.0029769	0.0035693	0.0002110

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00298	0.00422	872.10	94.59	0.00
2 열	0.00298	0.00390	804.56	94.59	0.00
3 열	0.00298	0.00357	737.02	94.59	0.00
4 열	0.00298	0.00324	669.48	94.59	0.00
5 열	0.00298	0.00292	601.94	94.59	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00298	0.00422	872.10	94.59	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.604	0.00298	75.76	0.00177

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 2.977 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	94.59	말뚝머리 힌 지	수평력	94.59
	수직력	920.98		수직력	872.10
	모멘트	75.76		모멘트	0.60
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	920.98 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	94.59 kN	117.90 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2224115	0	-2202745	7227022	0	39089000

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3826.130	25795.643	10122.613	0.00209361	0.00356933	0.00037694

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00209	0.00474	978.30	109.32	-84.77
2 열	0.00209	0.00415	857.66	109.32	-84.77
3 열	0.00209	0.00357	737.02	109.32	-84.77
4 열	0.00209	0.00312	645.04	109.32	-84.77
5 열	0.00209	0.00240	495.73	109.32	-84.77
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00209	0.00474	978.30	109.32	84.77

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1112058	0	0	7227022	0	34725838

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3826.130	25795.643	10122.613	0.0034406	0.0035693	0.0002915

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00344	0.00447	923.61	109.32	0.00
2 열	0.00344	0.00402	830.31	109.32	0.00
3 열	0.00344	0.00357	737.02	109.32	0.00
4 열	0.00344	0.00312	643.72	109.32	0.00
5 열	0.00344	0.00267	550.43	109.32	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00344	0.00447	923.61	109.32	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.698	0.00344	84.77	0.00209

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$\delta = 3.441$ mm $< \delta a = 15$ mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	109.32	말뚝머리 힌 지	수평력	109.32
	수직력	978.30		수직력	923.61
	모멘트	84.77		모멘트	0.70
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	978.30 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	109.32 kN	117.90 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 6.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 ㎟, 선단폐쇄면적 = 287475 ㎟

- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm^4 , 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (지진시) 1735.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Ha = 297.50 kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 206486.329 kN/m

- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m

∴ βL = 3.64 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m

- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 85003.782 kN/m

- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.200 1/m

∴ βλ = 0.68 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지 진 시	23185.939	3931.448	8232.523	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

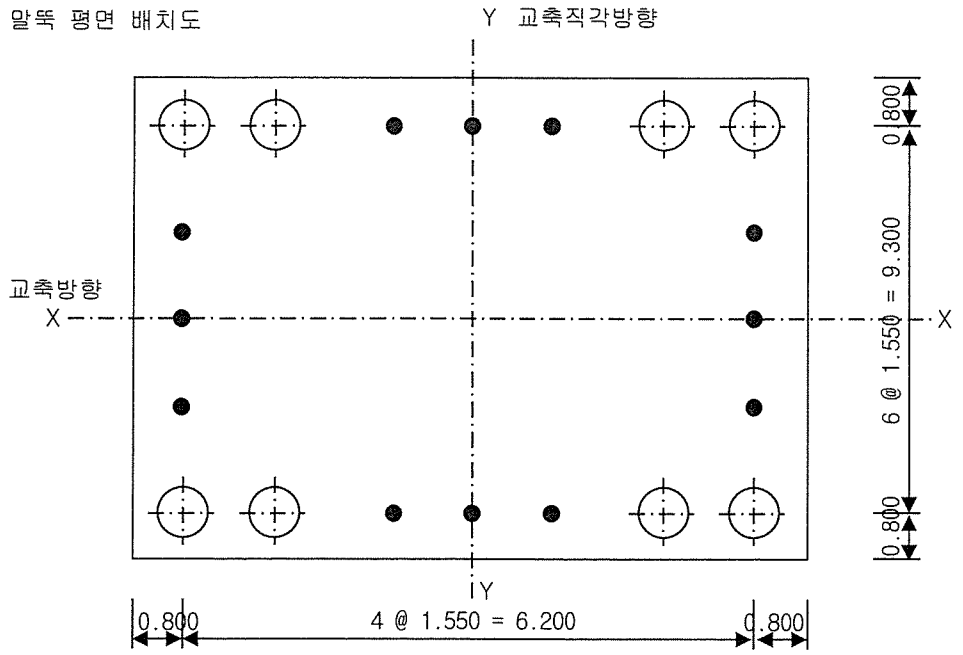
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	206486	0.486

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	206486	0.486

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3029508	0	-2706705	7227022	0	39562432

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3931.448	23185.939	8232.523	0.00158023	0.00320823	0.00031620

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00158	0.00419	864.86	112.33	-78.51
2 열	0.00158	0.00370	763.66	112.33	-78.51
3 열	0.00158	0.00321	662.46	112.33	-78.51
4 열	0.00158	0.00272	561.25	112.33	-78.51
5 열	0.00158	0.00223	460.05	112.33	-78.51
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00158	0.00419	864.86	112.33	78.51

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1514754	0	0	7227022	0	34725838

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3931.448	23185.939	8232.523	0.0025954	0.0032082	0.0002371

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00260	0.00394	814.21	112.33	0.00
2 열	0.00260	0.00358	738.33	112.33	0.00
3 열	0.00260	0.00321	662.46	112.33	0.00
4 열	0.00260	0.00284	586.58	112.33	0.00
5 열	0.00260	0.00247	510.70	112.33	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00260	0.00394	814.21	112.33	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-0.647	0.00260	78.51	0.00158

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

δ = 2.595 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	112.33	말뚝머리 힌 지	수평력	112.33
	수직력	864.86		수직력	814.21
	모멘트	78.51		모멘트	0.65
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	864.86 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	112.33 kN	297.50 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압

LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일종하중

LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일종하중

LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중

LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)

LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)

LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (흉벽)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	1.585	61.990
	계	17.277	24.5	423.274	-	105.819	39.111	-	61.990
B-B (벽체)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	3.145	123.003
	②	34.008	24.5	833.196	1.000	833.196	76.987	0.780	60.050
	계	51.285	24.5	1256.470	-	939.015	116.098	-	183.053
C-C (벽체)	①	17.277	24.5	423.274	0.250	105.819	39.111	4.705	184.015
	②	68.016	24.5	1666.392	1.000	1666.392	153.975	1.560	240.200
	계	85.293	24.5	2089.666	-	1772.211	193.085	-	424.216

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 10.900 = 81.750 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 14.067 × 0.500 × 10.900 = 76.667 kN

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.17	×	10.900	=	119.386 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	119.386	×	cos δ					=	116.630 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	119.386	×	sin δ					=	25.501 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	14.067	×	3.17	×	10.900	=	111.962 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	111.96	×	cos δ					=	109.378 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	111.96	×	sin δ					=	23.915 kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	2					=	1.585 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	1.560	×	10.900	=	58.751 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.751	×	cos (δ+θ)					=	57.395 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.751	×	sin (δ+θ)					=	12.549 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	14.067	×	1.560	×	10.900	=	55.098 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	55.098	×	cos (δ+θ)					=	53.826 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	55.098	×	sin (δ+θ)					=	11.769 kN
작 용 점 :	y	=	1.56	/	2					=	0.780 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.120	×	10.900	=	117.503 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	117.503	×	cos (δ+θ)					=	114.791 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	117.503	×	sin (δ+θ)					=	25.098 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	14.067	×	3.120	×	10.900	=	110.196 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	110.2	×	cos (δ+θ)					=	107.653 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	110.2	×	sin (δ+θ)					=	23.538 kN
작 용 점 :	y	=	3.12	/	2					=	1.560 m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.230	× 20.0 ×	3.17 ^2	×	10.900	=	252.302 kN
수평 분력 :	Ph	=	252.302	×	cos δ				=	246.479 kN
수직 분력 :	Pv	=	252.302	×	sin δ				=	53.891 kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	3				=	1.057 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0 ×	3.17				=	14.604 kN
	P2	=	14.604 +	0.230	× 20.0 ×	1.560				=	21.790 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	14.604 +	21.790) ×	1.560	×	10.900	=	309.423 kN
수평 분력 :	Ph	=	309.423	×	cos (δ+θ)				=	302.282 kN
수직 분력 :	Pv	=	309.423	×	sin (δ+θ)				=	66.092 kN
작 용 점 :	y	=	1.560	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)				=	0.729 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.17				=	14.604	kN
	P2	=	14.604	+	0.230	×	20.0	×	3.120		=	28.977	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	14.604	+	28.977)	×	3.120	×	10.900	=	741.049	kN
수평 분력 :	Ph	=	741.049	×	cos (δ+Θ)						=	723.947	kN
수직 분력 :	Pv	=	741.049	×	sin (δ+Θ)						=	158.287	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.388	m

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.17	×	10.900		=	154.677	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	154.677	×	cos δ						=	154.677	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	154.677	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	14.067	×	3.17	×	10.900		=	145.059	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	145.059	×	cos δ						=	145.059	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	145.059	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.170	/	2						=	1.585	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	1.560	×	10.900		=	76.119	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	76.119	×	cos (δ+β)						=	76.119	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	76.119	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	14.067	×	1.56	×	10.900		=	71.386	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	71.386	×	cos (δ+β)						=	71.386	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	71.386	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.560	/	2						=	0.780	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.120	×	10.900		=	152.238	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	152.238	×	cos (δ+β)						=	152.238	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	152.238	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	14.067	×	3.12	×	10.900		=	142.771	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	142.77	×	cos (δ+β)						=	142.771	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	142.77	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.120	/	2						=	1.560	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.298	×	20.0	×	3.17 ^2	×	10.900	=	326.885	kN
수평 분력 :	Ph	=	326.885	×	cos δ						=	326.885	kN
수직 분력 :	Pv	=	326.885	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.17	/	2						=	1.585	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.17			=	18.921 kN
	P2	=	18.921	+	0.298	×	20.0	×	1.560	=	28.232 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.921	+	28.232)	×	1.560	× 10.900	=	400.892 kN
수평 분력 :	Ph	=	400.892	× cos (δ+β)						=	400.892 kN
수직 분력 :	Pv	=	400.892	× sin (δ+β)						=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	1.560	/	2					=	0.780 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.17			=	18.921 kN
	P2	=	18.921	+	0.298	×	20.0	×	3.120	=	37.543 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.921	+	37.543)	×	3.120	× 10.900	=	960.112 kN
수평 분력 :	Ph	=	960.112	× cos (δ+β)						=	960.112 kN
수직 분력 :	Pv	=	960.112	× sin (δ+β)						=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	3.120	/	2					=	1.560 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	1.585	184.859	186.609	295.775
	배 면 토 압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	584.416	126.256	808.810	170.446	∑H =	363.109	445.305	580.975	712.488
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	3.145	366.802	186.609	586.884
		벽 체	1.6	12.549	0.000	0.000	20.079	0.000	57.395	0.780	44.768	91.833	71.629
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽 체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10933.64	10396.840	14799.925	14035.734	∑H =	722.787	1276.784	1156.459	2042.855
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	4.705	548.746	186.609	877.993
		벽 체	1.6	25.098	0.000	0.000	40.157	0.000	114.791	1.560	179.074	183.665	286.518
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽 체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11871.58	11230.036	16092.330	15160.549	∑H =	1201.847	2762.479	1922.955	4419.966

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중) V	x	M_v	연직력과 모멘트 V	Mv	수평력과 모멘트(사용하중) H	y	M_h	수평력과 모멘트 H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	1.585	184.859	186.609	295.775
	배 면 토 압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	584.416	126.256	808.810	170.446	∑H =	363.109	445.305	580.975	712.488
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	3.145	366.802	186.609	586.884
		벽 체	1.6	12.549	0.000	0.000	20.079	0.000	57.395	0.780	44.768	91.833	71.629
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽 체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	120.000	2.060	247.200	168.000	346.080
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	10933.64	10396.840	14799.925	14035.734	∑H =	842.787	1523.984	1324.459	2388.935
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	25.501	0.000	0.000	40.801	0.000	116.630	4.705	548.746	186.609	877.993
		벽 체	1.6	25.098	0.000	0.000	40.157	0.000	114.791	1.560	179.074	183.665	286.518
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽 체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	120.000	3.620	434.400	168.000	608.160
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	11871.58	11230.036	16092.330	15160.549	∑H =	1321.847	3196.879	2090.955	5028.126

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	1.585	358.223	361.614	573.157
	배 면 토 압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	684.998	145.423	954.407	197.279	∑H =	472.487	618.669	755.980	989.871
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.000	4621.409	6469.972	6469.972	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.000	272.663	381.728	381.728	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	3.145	710.797	361.614	1137.275
		벽 체	1.6	24.318	0.000	0.000	38.909	0.000	111.222	0.780	86.753	177.955	138.805
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽 체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	120.000	2.060	247.200	168.000	346.080
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	900.000	2.060	1854.000	1260.000	2595.600
	계			∑V =	15940.06	15310.079	21816.053	20914.268	∑H =	1905.991	3763.963	2845.586	5602.101
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.000	4621.409	6469.972	6469.972	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.000	272.663	381.728	381.728	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	4.705	1063.370	361.614	1701.392
		벽 체	1.6	48.636	0.000	0.000	77.818	0.000	222.444	1.560	347.012	355.910	555.219
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽 체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	120.000	3.620	434.400	168.000	608.160
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	900.000	3.620	3258.000	1260.000	4561.200
	계			∑V =	16889.77	16143.275	23127.288	22039.083	∑H =	2438.878	7137.441	3698.205	10681.426

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	1.585	358.223	361.614	573.157
	배 면 토 압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	684.998	145.423	954.407	197.279	∑H =	472.487	618.669	755.980	989.871
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.000	4621.409	6469.972	6469.972	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.000	272.663	381.728	381.728	-	-	-	-	-
	상재	흉 벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	3.145	710.797	361.614	1137.275
	토압	벽 체	1.6	24.318	0.000	0.000	38.909	0.000	111.222	0.780	86.753	177.955	138.805
	배면	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
	토압	벽 체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	1415.608	2.060	2916.153	1981.851	4082.614
	계			∑V =	15940.06	15310.079	21816.053	20914.268	∑H =	2301.600	4578.916	3399.438	6743.035
벽체 중앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.35	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	4621.409	1.000	4621.409	6469.972	6469.972	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	272.663	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재	흉 벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	4.705	1063.370	361.614	1701.392
	토압	벽 체	1.6	48.636	0.000	0.000	77.818	0.000	222.444	1.560	347.012	355.910	555.219
	배면	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
	토압	벽 체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	1415.608	3.620	5124.502	1981.851	7174.302
	계			∑V =	16889.77	15870.612	22745.560	21657.354	∑H =	2834.486	8569.543	4252.056	12686.369

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	1.585	358.223	361.614	573.157
	배면토압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	684.998	145.423	988.907	205.904	∑H =	472.487	618.669	755.980	989.871
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	833.196	1.000	833.196	1124.815	1124.815	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	4621.409	1.000	4621.409	8549.606	8549.606	-	-	-	-	-
		충격	1.9	272.663	1.000	272.663	504.427	504.427	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	3.145	710.797	361.614	1137.275
		벽체	1.6	24.318	0.000	0.000	38.909	0.000	111.222	0.780	86.753	177.955	138.805
	배면토압	흉벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15940.06	15310.079	24052.886	23125.226	∑H =	885.991	1662.763	1417.586	2660.421
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	423.274	0.250	105.819	571.420	142.855	-	-	-	-	-
		②	1.4	1666.392	1.000	1666.392	2249.629	2249.629	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	9437.388	1.000	9437.388	12740.474	12740.474	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	4621.409	1.000	4621.409	8549.606	8549.606	-	-	-	-	-
		충격	1.9	272.663	1.000	272.663	504.427	504.427	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	4.705	1063.370	361.614	1701.392
		벽체	1.6	48.636	0.000	0.000	77.818	0.000	222.444	1.560	347.012	355.910	555.219
	배면토압	흉벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16889.77	16143.275	25364.121	24250.040	∑H =	1418.878	3445.041	2270.205	5512.066

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	1.585	358.223	361.614	573.157
	배 면 토 압		1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	1.057	260.446	394.366	416.714
	계			∑V =	684.998	145.423	1095.996	232.676	∑H =	472.487	618.669	755.980	989.871
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	833.196	1.000	833.196	1333.114	1333.114	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	9437.388	1.000	9437.388	15099.821	15099.821	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	4621.409	1.000	4621.409	7394.254	7394.254	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	272.663	1.000	272.663	436.261	436.261	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	3.145	710.797	361.614	1137.275
		벽 체	1.6	24.318	0.000	0.000	38.909	0.000	111.222	0.780	86.753	177.955	138.805
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	2.617	644.953	394.366	1031.925
		벽 체	1.6	66.092	0.000	0.000	105.748	0.000	302.282	0.729	220.261	483.652	352.417
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15940.06	15310.079	25504.103	24496.126	∑H =	885.991	1662.763	1417.586	2660.421
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	423.274	0.250	105.819	677.239	169.310	-	-	-	-	-
		②	1.6	1666.392	1.000	1666.392	2666.227	2666.227	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	9437.388	1.000	9437.388	15099.821	15099.821	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	4621.409	1.000	4621.409	7394.254	7394.254	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	272.663	1.000	272.663	436.261	436.261	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	49.416	0.000	0.000	79.065	0.000	226.008	4.705	1063.370	361.614	1701.392
		벽 체	1.6	48.636	0.000	0.000	77.818	0.000	222.444	1.560	347.012	355.910	555.219
	배면 토압	흉 벽	1.6	53.891	0.000	0.000	86.226	0.000	246.479	4.177	1029.460	394.366	1647.136
		벽 체	1.6	158.287	0.000	0.000	253.260	0.000	723.947	1.388	1005.200	1158.315	1608.320
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16889.77	16143.275	27023.637	25829.240	∑H =	1418.878	3445.041	2270.205	5512.066

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.170	23.945	7.554	23.945
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.170	6.737	2.125	6.737
	자중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	1.585	61.990	39.111	61.990
	상재토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	299.737	1.585	475.082	299.737	475.082
	배면토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	326.885	1.585	518.112	326.885	518.112
	계			∑V =	581.691	145.423	581.691	145.423	∑H =	675.411	1085.867	675.411	1085.867
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	4.730	35.729	7.554	35.729
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.730	10.052	2.125	10.052
	자중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	3.145	123.003	39.111	123.003
		②,H/2	1.0	833.196	1.000	833.196	833.196	833.196	76.987	0.780	60.050	76.987	60.050
	상부하중	고정하중	1.0	9437.388	1.000	9437.388	9437.388	9437.388	0.000	2.060	0.000	0.000	0.000
		활하중	1.0	4621.409	1.000	4621.409	4621.409	4621.409	0.000	2.060	0.000	0.000	0.000
		충격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	299.737	3.145	942.672	299.737	942.672
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	147.504	0.780	115.053	147.504	115.053
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	326.885	3.145	1028.053	326.885	1028.053
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	400.892	0.780	312.696	400.892	312.696
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	15473.68	15037.416	15473.684	15037.416	∑H =	1300.795	2627.308	1300.795	2627.308
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	6.290	47.513	7.554	47.513
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.290	13.368	2.125	13.368
	자중	①	1.0	423.274	0.250	105.819	423.274	105.819	39.111	4.705	184.015	39.111	184.015
		②	1.0	1666.392	1.000	1666.392	1666.392	1666.392	153.975	1.560	240.200	153.975	240.200
	상부하중	고정하중	1.0	9437.388	1.000	9437.388	9437.388	9437.388	0.000	3.620	0.000	0.000	0.000
		활하중	1.0	4621.409	1.000	4621.409	4621.409	4621.409	0.000	3.620	0.000	0.000	0.000
		충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	299.737	4.705	1410.261	299.737	1410.261
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	295.009	1.560	460.214	295.009	460.214
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	326.885	4.705	1537.993	326.885	1537.993
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	960.112	1.560	1497.775	960.112	1497.775
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	16306.88	15870.612	16306.880	15870.612	∑H =	2084.506	5391.338	2084.506	5391.338

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \sum M / \sum \gamma V - B/2 \qquad M_u = \sum \gamma V \cdot e$$

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	584.416	363.109	571.561	0.728	425.457	808.810	580.975	882.934	0.842	680.731
2	584.416	363.109	571.561	0.728	425.457	808.810	580.975	882.934	0.842	680.731
3	684.998	472.487	764.092	0.865	592.843	954.407	755.980	1187.150	0.994	948.548
4	684.998	472.487	764.092	0.865	592.843	954.407	755.980	1187.150	0.994	948.548
5	684.998	472.487	764.092	0.865	592.843	988.907	755.980	1195.775	0.959	948.548
6	684.998	472.487	764.092	0.865	592.843	1095.996	755.980	1222.547	0.865	948.548
7	581.691	675.411	1231.290	1.867	1085.867	581.691	675.411	1231.290	1.867	1085.867
Max.		472.487			592.843		755.980			1085.867

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	10933.642	722.787	11673.624	0.068	739.983	14799.925	1156.459	16078.589	0.086	1278.664
2	10933.642	842.787	11920.824	0.090	987.183	14799.925	1324.459	16424.669	0.110	1624.744
3	15940.064	1905.991	19074.042	0.197	3133.977	21816.053	2845.586	26516.369	0.215	4700.316
4	15940.064	2301.600	19888.995	0.248	3948.930	21816.053	3399.438	27657.303	0.268	5841.250
5	15940.064	885.991	16972.842	0.065	1032.777	24052.886	1417.586	25785.647	0.072	1732.761
6	15940.064	885.991	16972.842	0.065	1032.777	25504.103	1417.586	27156.547	0.065	1652.444
7	15473.684	1300.795	17664.723	0.142	2191.039	15473.684	1300.795	17664.723	0.142	2191.039
Max.		2301.600			3948.930		3399.438			5841.250

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	∑V	∑H(So)	∑M	e	M_o	∑γV	∑γH(S_u)	∑M	e	M_u
1	11871.582	1201.847	13992.515	0.179	2120.933	16092.330	1922.955	19580.515	0.217	3488.185
2	11871.582	1321.847	14426.915	0.215	2555.333	16092.330	2090.955	20188.675	0.255	4096.345
3	16889.773	2438.878	23280.716	0.378	6390.943	23127.288	3698.205	32720.509	0.415	9593.221
4	16889.773	2834.486	24440.155	0.447	7550.382	22745.560	4252.056	34343.723	0.510	11598.163
5	16889.773	1418.878	19588.316	0.160	2698.543	25364.121	2270.205	29762.107	0.173	4397.986
6	16889.773	1418.878	19588.316	0.160	2698.543	27023.637	2270.205	31341.306	0.160	4317.669
7	16306.880	2084.506	21261.949	0.304	4955.069	16306.880	2084.506	21261.949	0.304	4955.069
Max.		2834.486			7550.382		4252.056			11598.163

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	1085.867	755.980	592.843	
벽체 중앙	5841.250	3399.438	3948.930	
벽체 하단	11598.163	4252.056	7550.382	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	99.621	69.356	54.389	
벽체 중앙	535.894	311.875	362.287	
벽체 하단	1064.052	390.097	692.696	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.17 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	99.621	69.356	54.389

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	4	EA	=	1146.000	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1146.000 mm^2 [사용률 1.634]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 17.976 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05281 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 701.460 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 16009.68 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 1400.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 935.28 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 18.278 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 161.254 kN · mm

ΦMn > Mu (= 99.621 kN · m) [사용률 = 1.619] ∴ O.K!!

나) 전단검토

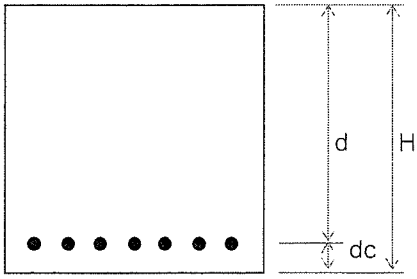
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

x 310.38 > Vu = 69.356 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	54.389	kN· m,	As =	1146.000	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 72.49 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 126.278 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 126.278 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 397.38 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 397 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 500 = 1250.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1250.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1146.000 = 229.200 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.56 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	535.894	311.875	362.287

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 2.916]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.12954 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 786.021 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 76045.96 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1048.03 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1552.647 kN · mm

ΦMn > Mu (= 535.894 kN · m) [사용률 = 2.897] ∴ O.K!!

나) 전단검토

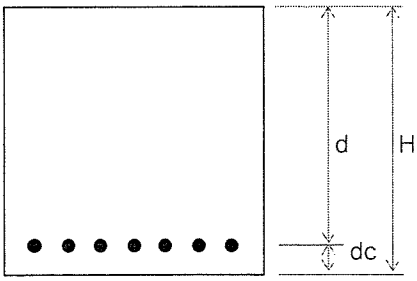
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 311.875 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	362.287	kN· m,	As =	2292.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 231.39 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 86.713 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 86.713 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 681.92 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 682 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 2000 = 5000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.12 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1900.00	100.00	1064.052	390.097	692.696

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.464]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.12954 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면, ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1565.752 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 76045.96\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6650.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2087.67 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 36.555 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1552.647 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1064.052 kN · m) [사용률 = 1.459] ∴ O.K!!

나) 전단검토

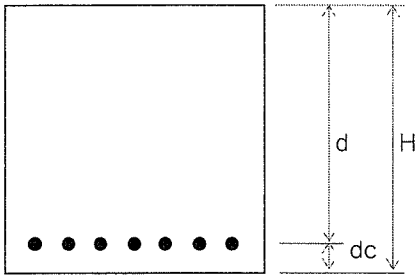
ΦVc= Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1900.00 / 1000 = 1474.29 kN

ΦVc= 1474.29 > Vu = 390.097 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	692.696	kN· m,	As =	2292.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 231.39 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 165.795 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 165.795 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 248.73 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 249 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 2000 = 5000.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

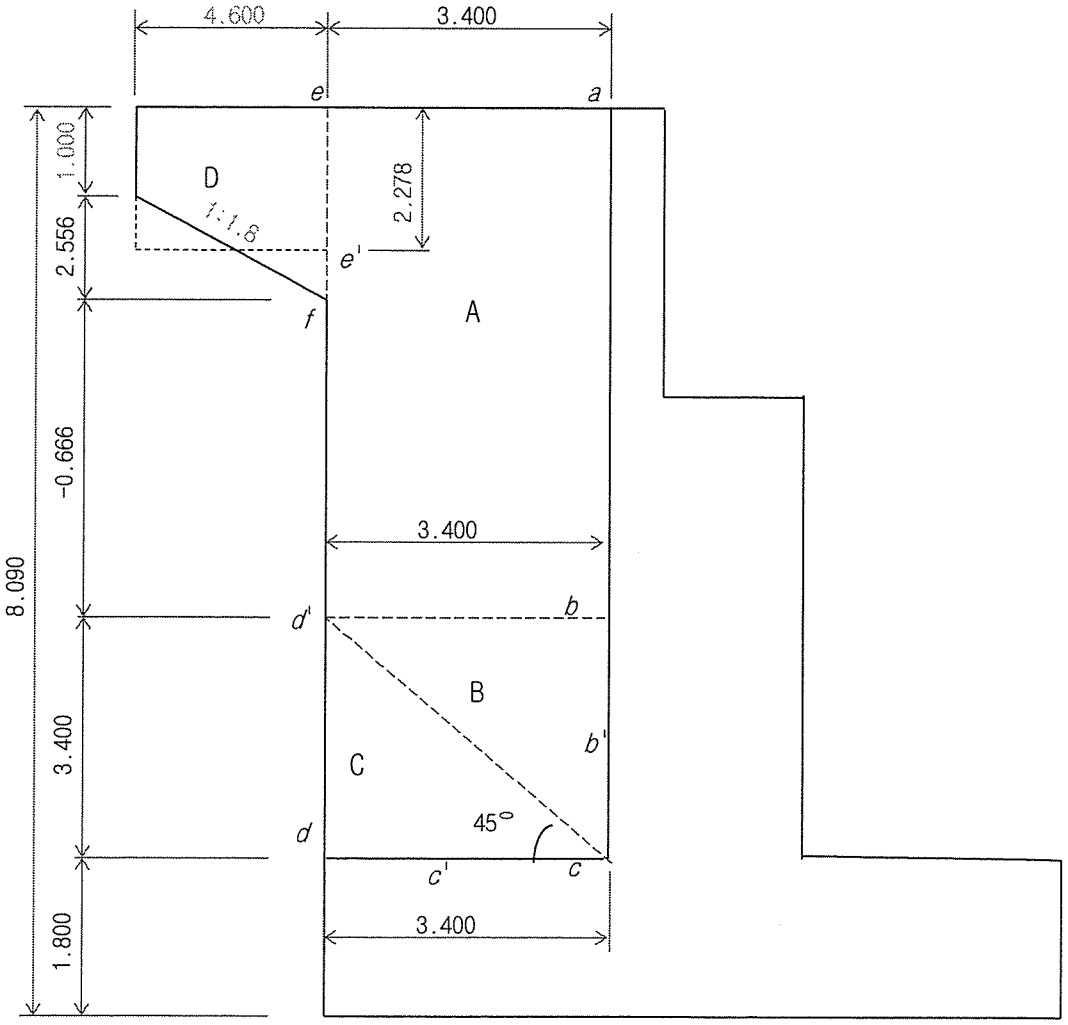
(2) 정지토압계수

Ko = 1 - sinϕ = 0.398

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/㎡

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

ⓐ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

Pe	=	1.0	×	0.398	×	50.000				=	19.909 kN/㎡
Pe'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	2.278	+ Pe	=	38.051 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.278	×	4.600		=	303.675 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.600				=	698.452 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000				=	31.855 kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.278	+ Pe	=	60.881 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.278	×	4.600		=	485.879 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	4.600				=	1117.523 kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=									=	19.909 kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	2.890	+ Pe	=	42.924 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	2.890	×	3.400		=	308.70 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	612.38 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.400	+ Vd	×	3.400 + Md	=	2255.74 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=									=	31.855 kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.890	+ Pe	=	68.679 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	2.890	×	3.400		=	493.92 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	979.80 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.400	+ Vd	×	3.400 + Md	=	3609.18 kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=									=	42.924 kN/㎡
Vb	=	Pb	×	3.4						=	145.943 kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	3.400^{2}				=	248.103 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 68.679 kN/㎡

Vb = Pb × 3.4 = 233.508 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 3.400 ² = 396.964 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 42.924 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.398 × 20.00 × 3.4 + Pd' = 70.001 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.400 = 191.973 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.400 ² = 300.270 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 68.679 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.398 × 20.00 × 3.4 + Pd' = 112.001 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.400 = 307.157 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.400 ² = 480.43 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	490.572	1248.851	396.964	480.432
설계 하중(S)	213.292	339.032	233.508	307.157
사용 하중(M)	306.607	780.532	248.103	300.270

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.556m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	490.572	213.292	306.607

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.674]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1534.634 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2046.18 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 490.572 kN · m) [사용률 = 1.658] ∴ O.K!!

나) 전단검토

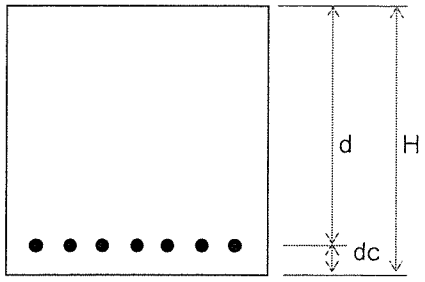
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 213.292 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	306.607	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 141.088 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 141.088 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 344.41 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 344 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 2.890m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1248.851	339.032	780.532

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 5139.200 mm^2 [사용률 1.287]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 80.615 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.02500 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 3993.457 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 5324.61 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 81.965 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1589.279 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1248.851 kN · m) [사용률 = 1.273] ∴ O.K!!

나) 전단검토

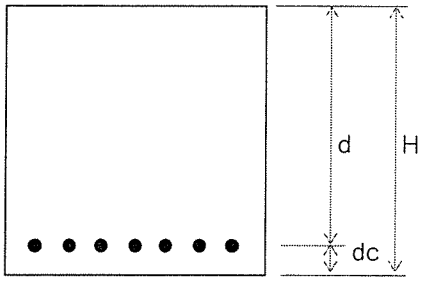
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 339.032 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	780.532	kN· m,	As =	5139.200	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 221.02 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 183.799 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 183.799 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 214.71 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 215 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.290m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	396.964	233.508	248.103

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2026.800 mm^2 [사용률 1.636]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 31.793 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06800 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1238.567 mm^2

☞ 철근비 검토

Pmax = 0.714 Pb = $\dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1651.42 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 32.325 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 644.890 kN · mm

ΦMn > Mu (= 396.964 kN · m) [사용률 = 1.625] ∴ O.K!!

나) 전단검토

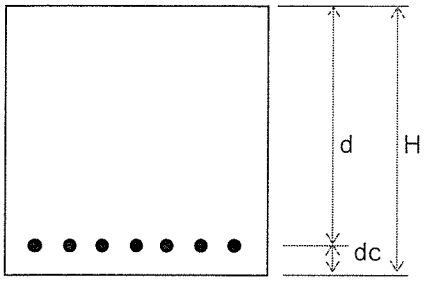
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 233.508 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	248.103	kN· m,	As =	2026.800	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 146.25 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 143.801 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 143.801 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 328.88 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 329 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.290m]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	480.432	307.157	300.270

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.710]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1502.489 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 36021.77 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 3150.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2003.32 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 480.432 kN · m) [사용률 = 1.693] ∴ O.K!!

나) 전단검토

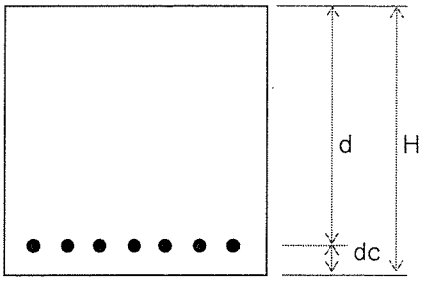
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 307.157 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	900.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	300.270	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 138.172 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 138.172 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 356.19 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 356 mm O.K!!

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		86301.385	2102.162		6112.169

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (86301.385 - 6112.169) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.003 m

Mo = 20576.234 x 0.0028 = 58.097 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		27777.916		116506.870	3363.459		9779.470

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (116506.870 - 9779.470) / 27777.916 - 7.800 / 2

= -0.058 m

Mo = 27777.916 x 0.0578 = 1606.473 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	120.000	5.420	650.400
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20576.234		86301.385	2222.162		6762.569

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (86301.385 - 6762.569) / 20576.234 - 7.800 / 2

= -0.034 m

Mo = 20576.234 x 0.0344 = 708.497 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	168.000	5.420	910.560
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		27777.916		116506.870	3531.459		10690.030

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (116506.870 - 10690.030) / 27777.916 - 7.800 / 2

= -0.091 m

Mo = 27777.916 x 0.0906 = 2517.033 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 시동+제동하중 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-		308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	120.000	5.420	650.400
시동 또는 제동 하중		-	-	-	900.000	5.420	4878.000
합 계		25795.643		105512.475	3430.521		12887.884

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (105512.475 - 12887.884) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.309 m
Mo = 25795.643 x 0.3093 = 7978.416 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	6851.701	3.400	23295.783	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	168.000	5.420	910.560
시동 또는 제동 하중		-	-	-	1260.000	5.420	6829.200
합 계		35466.817		144700.273	5284.834		19514.934

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (144700.273 - 19514.934) / 35466.817 - 7.800 / 2
= -0.370 m
Mo = 35466.817 x 0.3704 = 13135.248 kN · m

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 온도하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	328.805	4.045	1330.017
	P_L	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1415.608	5.420	7672.596
합 계		25795.643		105512.475	3826.130		15032.080

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (105512.475 - 15032.080) / 25795.643 - 7.800 / 2
= -0.392 m

M_o = 25795.643 × 0.392 = 10122.613 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	6851.701	3.400	23295.783	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	P_L	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1981.851	5.420	10741.635
합 계		35466.817		144700.273	5838.686		22516.809

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (144700.273 - 22516.809) / 35466.817 - 7.800 / 2
= -0.455 m

M_o = 35466.817 × 0.455 = 16137.123 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	2410.521		7359.484

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 7359.484) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.095 m

Mo = 25795.643 x 0.0950 = 2450.016 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	7882.715	-	29760.629	-	-	-
	배 면 토	6293.900	-	38392.789	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	12740.474	3.400	43317.611	-	-	-
	활 하 중	8549.606	3.400	29068.662	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	860.828	5.850	5035.841	-	-	-
	활 하 중	1106.300	5.850	6471.855	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	2837.370	-	7651.442
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		37433.823		152047.387	3856.834		11775.174

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (152047.387 - 11775.174) / 37433.823 - 7.800 / 2

= -0.153 m

Mo = 37433.823 x 0.1528 = 5719.695 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	-	-	-
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	-	-	-
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	328.805	4.045	1330.017
	PL	-	-	-	308.360	4.045	1247.315
토 압		-	-	-	1773.356	-	4782.151
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	2410.521		7359.484

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 7359.484) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.095 m

Mo = 25795.643 x 0.0950 = 2450.016 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	9342.477	-	37476.348	-	-	-
	배 면 토	7459.437	-	48346.475	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	15099.821	3.400	51339.391	-	-	-
	활 하 중	7394.254	3.400	25140.464	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	1020.240	5.850	5968.404	-	-	-
	활 하 중	956.800	5.850	5597.280	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	526.088	4.045	2128.028
	PL	-	-	-	493.376	4.045	1995.704
토 압		-	-	-	2837.370	-	8129.657
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		41273.029		173868.362	3856.834		12253.389

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (173868.362 - 12253.389) / 41273.029 - 7.800 / 2

= 0.016 m

Mo = 41273.029 x 0.0158 = 650.160 kN · m

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	0.000	5.420	0.000
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	0.000	5.420	0.000
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	58.919	-	476.654
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	394.744	4.045	1596.741
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2128.988	4.045	8611.756
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	3939.737		15530.494

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 15530.494) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.412 m

Mo = 25795.643 x 0.4117 = 10621.027 kN · m

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	5839.048	-	22044.911	539.528	-	1083.567
	배 면 토	4662.148	-	28439.103	430.782	-	2130.219
상 부 하 중	고정하중	9437.388	3.400	32087.119	0.000	5.420	0.000
	활 하 중	4621.409	3.400	15712.790	0.000	5.420	0.000
상 재 하 중	고정하중	637.650	5.850	3730.253	58.919	-	476.654
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	134.104
상 재 토 압	PD	-	-	-	394.744	4.045	1596.741
	PL	-	-	-	370.199	4.045	1497.453
토 압		-	-	-	2128.988	4.045	8611.756
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25795.643		105512.475	3939.737		15530.494

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (105512.475 - 15530.494) / 25795.643 - 7.800 / 2

= -0.412 m

Mo = 25795.643 x 0.4117 = 10621.027 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	20576.234	2102.162	58.097	-0.003	
LOAD CASE2	20576.234	2222.162	708.497	-0.034	
LOAD CASE3	25795.643	3430.521	7978.416	-0.309	
LOAD CASE4	25795.643	3826.130	10122.613	-0.392	
LOAD CASE5	25795.643	2410.521	2450.016	-0.095	
LOAD CASE6	25795.643	2410.521	2450.016	-0.095	
LOAD CASE7	25795.643	3939.737	10621.027	-0.412	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	27777.916	3363.459	1606.473	-0.058	
LOAD CASE2	27777.916	3531.459	2517.033	-0.091	
LOAD CASE3	35466.817	5284.834	13135.248	-0.370	
LOAD CASE4	35466.817	5838.686	16137.123	-0.455	
LOAD CASE5	37433.823	3856.834	5719.695	-0.153	
LOAD CASE6	41273.029	3856.834	650.160	0.016	
LOAD CASE7	25795.643	3939.737	10621.027	-0.412	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	25795.643	3826.130	10122.613	35466.817	5838.686	16137.123
축 력 최대시	25795.643	3430.521	7978.416	41273.029	3856.834	650.160
지 진 시	25795.643	3939.737	10621.027	25795.643	3939.737	10621.027

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 6.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 206486.329 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m

∴ βL = 3.29 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	3430.521	7978.416	
극 한 하 중	41273.029	3856.834	650.160	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

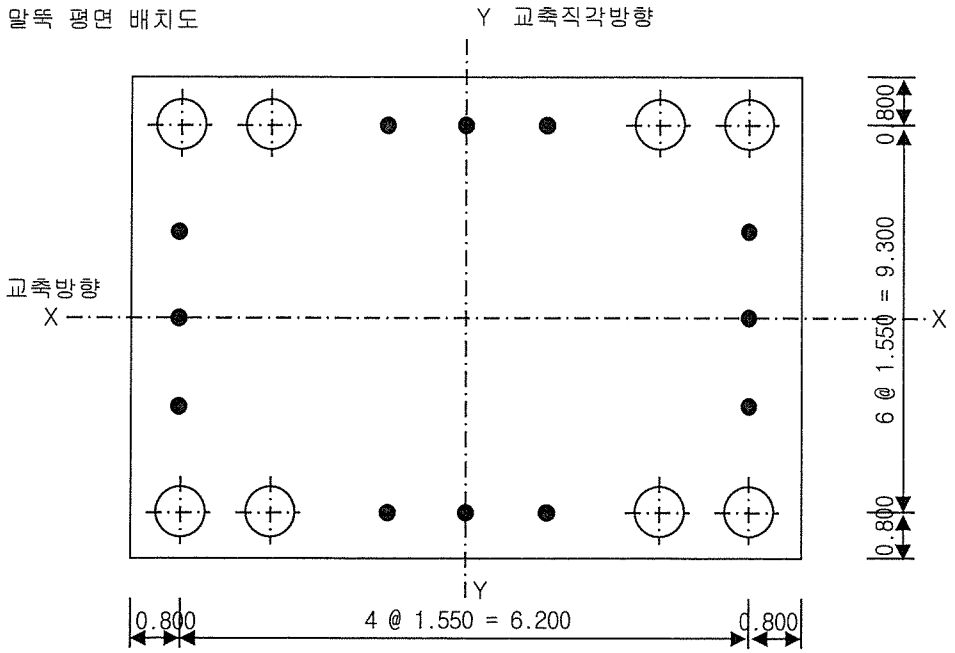
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	206486	0.486

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	206486	0.486

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2235135	0	-2210015	7227022	0	39096194

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3430.521	25795.643	7978.416	0.00183940	0.00356933	0.00030805

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00184	0.00452	934.20	98.01	-77.68
2 열	0.00184	0.00405	835.61	98.01	-77.68
3 열	0.00184	0.00357	737.02	98.01	-77.68
4 열	0.00184	0.00309	638.43	98.01	-77.68
5 열	0.00184	0.00261	539.83	98.01	-77.68
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00184	0.00452	934.20	98.01	77.68

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1117567	0	0	7227022	0	34725838

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3430.521	25795.643	7978.416	0.0030696	0.0035693	0.0002298

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00307	0.00428	884.09	98.01	0.00
2 열	0.00307	0.00393	810.55	98.01	0.00
3 열	0.00307	0.00357	737.02	98.01	0.00
4 열	0.00307	0.00321	663.48	98.01	0.00
5 열	0.00307	0.00286	589.95	98.01	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00307	0.00428	884.09	98.01	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.625	0.00307	77.68	0.00184

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	98.01	말뚝머리 힌 지	수평력	98.01
	수직력	934.20		수직력	884.09
	모멘트	77.68		모멘트	0.62
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	111.0	14.9	67.5	14.9
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 934.20}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

$= 3.207$ MPa $<$ fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi (D + h) h} = \frac{934.203}{\pi (0.609 + 1.700) \times 1.700}$$

$= 0.076$ MPa $<$ τ_{a3} = 1.000 MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{98.015}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.609 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{98.015}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.051 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) /1000$

= 54388.431 kN ≥ 1256.638 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3856.834	41273.029	650.16	0.00185	0.00571	0.00012

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1256.638	110.195
2 열	1217.934	110.195
3 열	1179.229	110.195
4 열	1140.525	110.195
5 열	1101.821	110.195
-	-	-
-	-	-
최대값	1256.638	110.195

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3856.83435	41273.029	650.1599035	0.00345	0.00571	0.00002

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1191.214	110.195
2 열	1185.222	110.195
3 열	1179.229	110.195
4 열	1173.237	110.195
5 열	1167.245	110.195
-	-	-
-	-	-
최대값	1191.214	110.195

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1256.638	934.203
2 열	1217.934	835.610
3 열	1179.229	737.018
4 열	1140.525	638.426
5 열	1101.821	539.834
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 상시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 6.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.98m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 206486.329 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.50568 1/m

∴ βL = 3.29 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	3826.130	10122.613	
극 한 하 중	35466.817	5838.686	16137.123	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

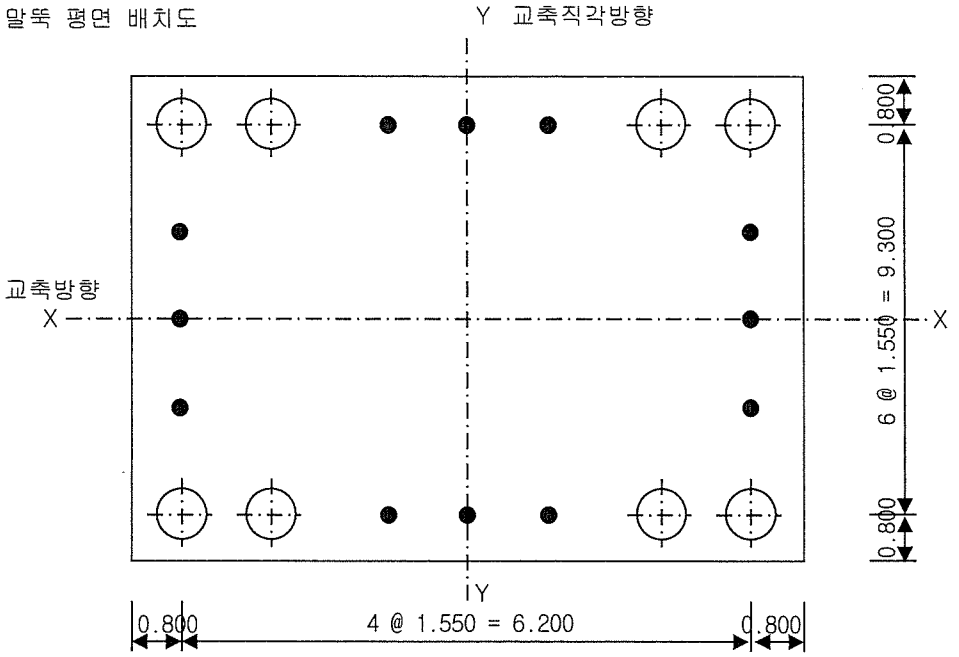
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	206486	0.486

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	31930	0	0	0	206486	0.486

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	2235135	0	-2210015	7227022	0	39096194

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3826.130	25795.643	10122.613	0.00208431	0.00356933	0.00037674

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00208	0.00474	978.17	109.32	-84.57
2 열	0.00208	0.00415	857.59	109.32	-84.57
3 열	0.00208	0.00357	737.02	109.32	-84.57
4 열	0.00208	0.00299	616.44	109.32	-84.57
5 열	0.00208	0.00240	495.87	109.32	-84.57
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00208	0.00474	978.17	109.32	84.57

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1117567	0	0	7227022	0	34725838

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	3826.130	25795.643	10122.613	0.0034236	0.0035693	0.0002915

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00342	0.00447	923.61	109.32	0.00
2 열	0.00342	0.00402	830.31	109.32	0.00
3 열	0.00342	0.00357	737.02	109.32	0.00
4 열	0.00342	0.00312	643.72	109.32	0.00
5 열	0.00342	0.00267	550.43	109.32	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00342	0.00447	923.61	109.32	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.697	0.00342	84.57	0.00208

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	109.32	말뚝머리 힌 지	수평력	109.32
	수직력	978.17		수직력	923.61
	모멘트	84.57		모멘트	0.70
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	117.9	16.6	70.6	16.6
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 978.17}{\pi \times 0.609\ ^\wedge 2}$$

$= 3.358$ MPa $<$ fca = 7.500 MPa - O.K -

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)h} = \frac{978.171}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.700\ )\ x\ 1.700}$$

$= 0.079$ MPa $<$ τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{109.318}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.795 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{109.318}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.057 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) /1000$

= 54388.431 kN ≥ 1393.302 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5838.686	35466.817	16137.12	0.00320	0.00491	0.00059

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1393.302	166.820
2 열	1203.320	166.820
3 열	1013.338	166.820
4 열	823.355	166.820
5 열	633.373	166.820
-	-	-
-	-	-
최대값	1393.302	166.820

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	5838.68583	35466.817	16137.12255	0.00522	0.00491	0.00046

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1310.796	166.820
2 열	1162.067	166.820
3 열	1013.338	166.820
4 열	864.608	166.820
5 열	715.879	166.820
-	-	-
-	-	-
최대값	1310.796	166.820

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1393.302	978.171
2 열	1203.320	857.594
3 열	1013.338	737.018
4 열	823.355	616.442
5 열	633.373	495.866
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

° 재하시의 종류 = 지진시

° 콘크리트 강도(fck) = 30 Mpa

° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm

° 말뚝 길이(L) = 6.50 m

° 확대기초 제원

- 교축직각방향길이 = 10.90 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.80 m

° 1/β 부근(1.79m)의 N 값 = 15

° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(Kv) = a x Ap x Ep / L = 206486.329 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(Kh \times D/(4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m

∴ βL = 3.64 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
사 용 하 중	25795.643	3939.737	10621.027	
극 한 하 중	25795.643	3939.737	10621.027	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

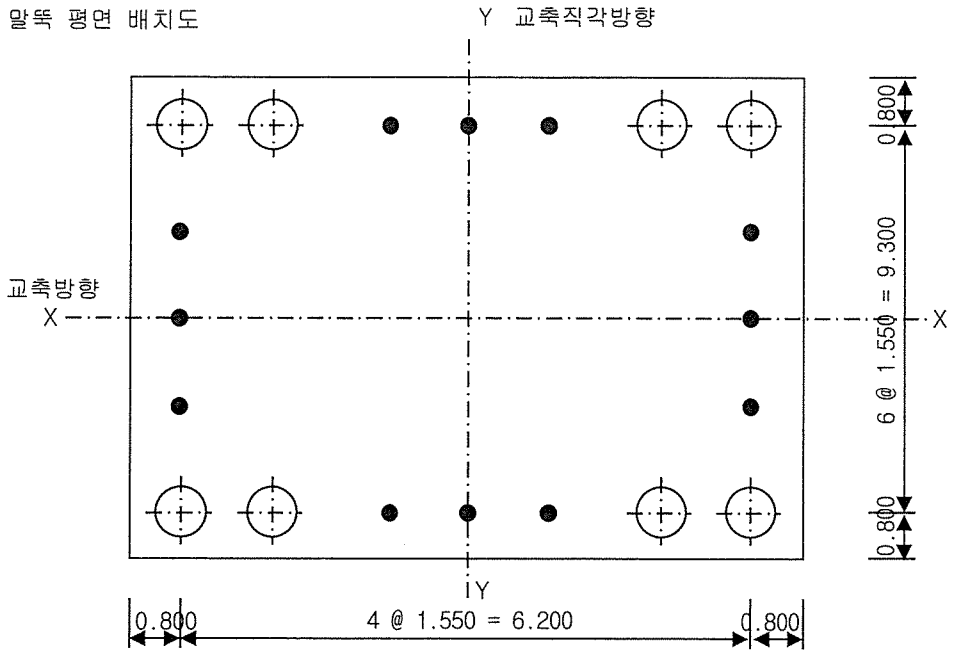
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	206486	0.486

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	206486	0.486

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	7	2	1.550	7
3	0.000	7	4	-1.550	7
5	-3.100	7			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	3029508	0	-2706705	7227022	0	39562432

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3939.737	25795.643	10621.027	0.00164059	0.00356933	0.00038071

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00164	0.00475	980.71	112.56	-74.27
2 열	0.00164	0.00416	858.86	112.56	-74.27
3 열	0.00164	0.00357	737.02	112.56	-74.27
4 열	0.00164	0.00298	615.17	112.56	-74.27
5 열	0.00164	0.00239	493.33	112.56	-74.27
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00164	0.00475	980.71	112.56	74.27

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1514754	0	0	7227022	0	34725838

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3939.737	25795.643	10621.027	0.0026009	0.0035693	0.0003059

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00260	0.00452	932.80	112.56	0.00
2 열	0.00260	0.00404	834.91	112.56	0.00
3 열	0.00260	0.00357	737.02	112.56	0.00
4 열	0.00260	0.00310	639.13	112.56	0.00
5 열	0.00260	0.00262	541.24	112.56	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00260	0.00452	932.80	112.56	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-0.648	0.00260	74.27	0.00164

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	112.56	말뚝머리 힌 지	수평력	112.56
	수직력	980.71		수직력	932.80
	모멘트	74.27		모멘트	0.65
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	112.8	17.1	71.3	17.1
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	**O.K**	**O.K**	**O.K**	**O.K**

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 980.71}{\pi \times 0.609\ \hat{}2}$$

$= 3.367$ MPa $<$ $fca = 9.975$ MPa **- O.K -**

$fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98$ MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)h} = \frac{980.711}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.700\ )\ x\ 1.700}$$

$= 0.080$ MPa $<$ $\tau_{a3} = 1.330$ MPa **- O.K -**

콘크리트의 설계기준강도 fck		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시(τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시(τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{112.564}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.848 MPa < fca = 9.975 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{112.564}{0.800 \times (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.058 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1700.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 7253.9 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 7253.9 \times 1700.0) / 1000$

= 54388.431 kN ≥ 980.711 kN - O.K -

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3939.737	25795.643	10621.03	0.00164	0.00357	0.00038

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	980.711	112.564
2 열	858.865	112.564
3 열	737.018	112.564
4 열	615.172	112.564
5 열	493.326	112.564
-	-	-
-	-	-
최대값	980.711	112.564

나. 말뚝머리 힌지시

ⓐ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3939.73667	25795.643	10621.02721	0.00260	0.00357	0.00031

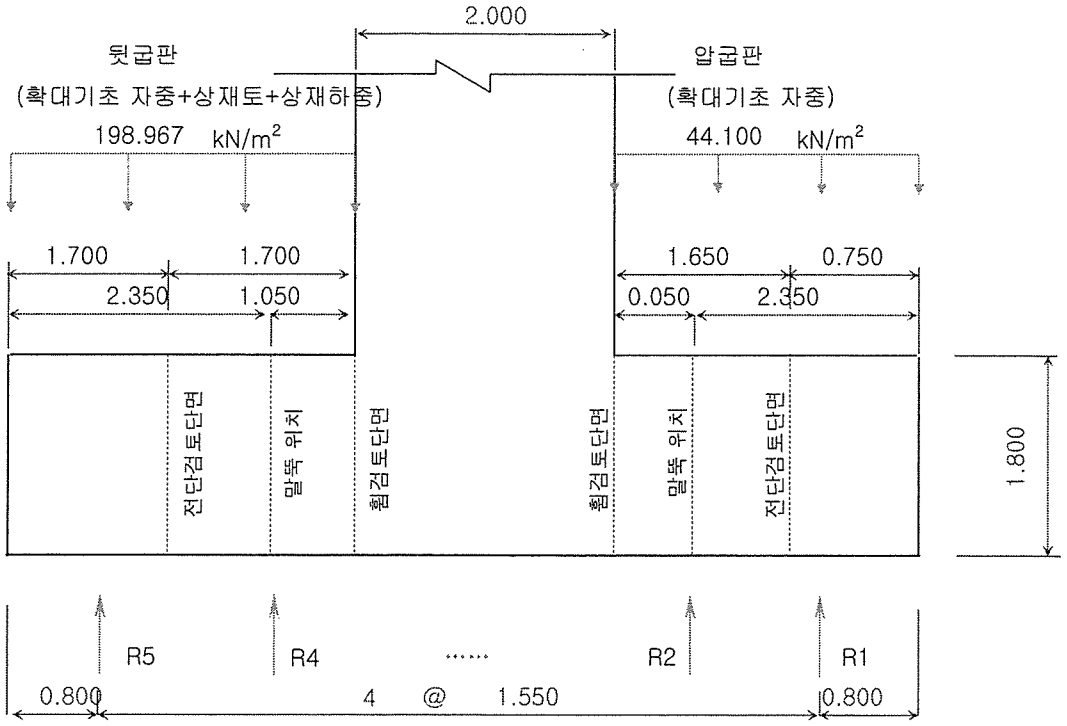
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	932.798	112.564
2 열	834.908	112.564
3 열	737.018	112.564
4 열	639.129	112.564
5 열	541.239	112.564
-	-	-
-	-	-
최대값	932.798	112.564

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	980.711	980.711
2 열	858.865	858.865
3 열	737.018	737.018
4 열	615.172	615.172
5 열	493.326	493.326
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1256.638	1393.302	980.711	1393.302	MAX
2 열	1217.934	1203.320	858.865	1217.934	MAX
3 열	1179.229	1013.338	737.018	1179.229	MAX
4 열	1140.525	823.355	615.172	615.172	MIN
5 열	1101.821	633.373	493.326	493.326	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	934.203	978.171		978.171	MAX
2 열	835.610	857.594		857.594	MAX
3 열	737.018	737.018		737.018	MAX
4 열	638.426	616.442		616.442	MIN
5 열	539.834	495.866		495.866	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 44.100 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$

= 44.10 × 2.40 ² ÷ 2 = 127.008 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$

= 44.10 × 2.40 = 105.840 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,393.302	1,217.934	-	894.781	782.159	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.600	0.050	-	1,470.758	-171.461	1,299.297

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
894.781	782.159	-	1,676.940	-142.884	1,534.056

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
978.171	857.594	-	628.183	550.749	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.600	0.050	-	1,032.630	-127.008	905.622

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 198.967 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 198.97 × 3.40 ² ÷ 2 = 1150.031 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 198.97 × 3.40 = 676.49 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 7 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 7\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R5	R4	R3	R5	R4	R3			
493.326	615.172	-	316.815	395.065	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	1,238.536	-1,738.388	-499.852

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R5	R4	R3			
316.815	395.065	-	711.880	-1,022.581	-310.702

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R5	R4	R3	R5	R4	R3	
495.866	616.442	-	318.446	395.880	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	1,243.634	-1,150.031	93.604

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	499.852	310.702	93.604

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 1.938]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.922 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.16808 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 819.852 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 68041.13\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5950.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1093.14 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 965.099 kN · mm

ΦMn > Mu (= 499.852 kN · m) [사용률 = 1.931] ∴ O.K!!

나) 전단검토

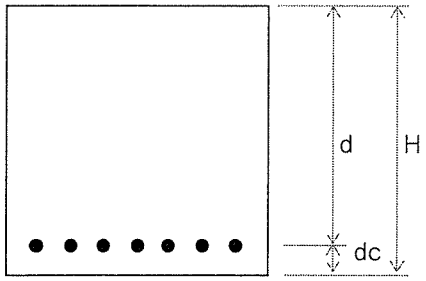
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 310.702 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1700.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	93.604	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 183.65 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 35.950 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 35.950 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 16 / 2 = 92 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1752.42 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 1752 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1588.800 = 317.760 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	1299.297	1534.056	905.622

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 = 150 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.401]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08219 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 2210.598 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 66039.92 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5775.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2947.46 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax ------> 철근비 만족 ∴ OK!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 49.391 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 1811.968 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1299.297 kN · m) [사용률 = 1.395] ∴ O.K!!

나) 전단검토

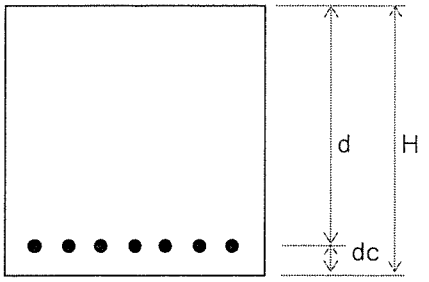
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1650.00 / 1000 = 1280.30 kN

ΦVc= 1280.30 < Vu = 1534.056 kN ∴ 전단보강 필요함!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1650.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	905.622	kN· m,	As =	3096.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 246.66 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 186.530 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 186.530 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 199.68 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 200 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m]	=	1324.000 mm^2

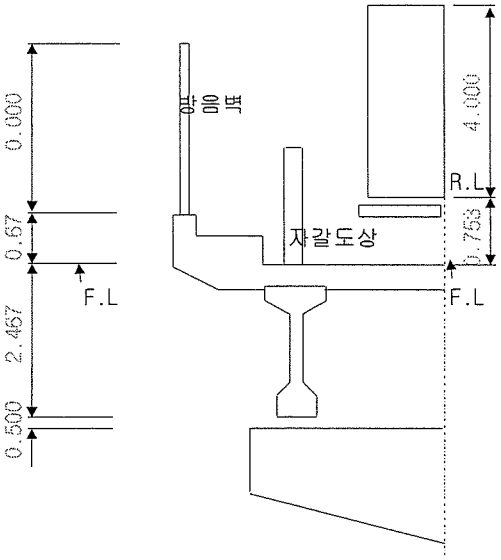
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.520 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.720 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 2.069 M

풍하중(열차재하) = 4.110 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 9437.388 kN

R_{d1} = 2387.935 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

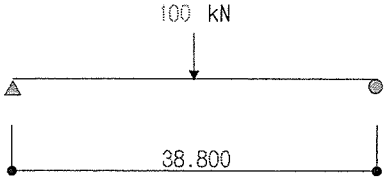
ΣR_L = 4894.072 kN

R_{L1} = 1514.931 kN

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



P_{Lf} = 50.000 kN (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)

M_{Lf} = 50.000 × 3.720 = 186.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	186.000	18.906	2.750	27.055	↑
G2			1.375	13.527	↑
G4			1.375	13.527	↓
G3			2.750	27.055	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 4 shoe

= 12.500 kN

P_{Lf} = 27.055 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 40.000 V = 200 km/hr

$$\text{. } (\text{max} = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 1514.931 kN (충격 제외)

P_c = 1514.93 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.520 = 0.000 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	0.000	18.906	2.750	0.000	↑
G2			1.375	0.000	↑
G3			1.375	0.000	↓
G4			2.750	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 4 shoe

= 0.000 kN

P_{Lf} = 0.000 kN

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.
열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

상부구조 W_n = 3.000 × 3.137 × 14.975 = 140.93 kN

M_n = 140.93 × 2.069 = 291.514 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	291.514	18.906	2.750	42.402	↑
G2			1.375	21.201	↑
G3			1.375	21.201	↓
G4			2.750	42.402	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.220 × 14.975 = 162.179 kN

M_t = 162.179 × 4.110 = 666.556 kN · m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	P_i(kN)	비 고
G1	666.556	18.906	2.750	96.954	↑
G2			1.375	48.477	↑
G3			1.375	48.477	↓
G4			2.750	96.954	↓

③ 적용하중

H_w = 162.179 / 4 shoe

= 40.545 kN

P_w = 96.954 kN

바) 지진하중

① 하중 작용점 : 0.50

P_E = 2015.357 kN

M_c = 2015.357 × 0.500 = 1007.678 kN · m

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	R_{pi}(kN)	비 고
G1	1007.678	18.906	2.750	146.571	↑
G2			1.375	73.286	↑
G3			1.375	73.286	↓
G4			2.750	146.571	↓

H_E = 503.839 kN

R_E = 146.571 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 9437.388 kN

R_{d1} = 2387.935 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 4894.072 kN

R_{L1} = 1514.931 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 495.000 / 4 shoe

= 123.750 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 90.000 / 4 shoe

= 22.500 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 0.000 kN

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시·제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	4026.874	53.045	0.80
	지진시	4049.437	503.839	
교축 방향	상시	3902.866	0.000	0.80
	지진시	3902.866	0.000	

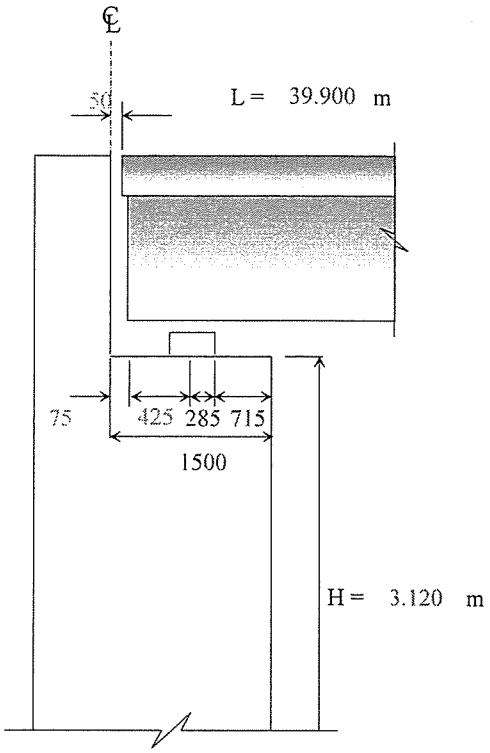
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	4026.874	53.045	2982.870	39.292	1.35
	지진시	4049.437	503.839	2892.455	359.885	1.40
교축 방향	상시	3902.866	0.000	3122.293	0.000	1.25
	지진시	3902.866	0.000	2787.761	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 570 × 686 mm
▣ 높 이 : 225 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 350 mm [30m ≤ ℓ < 40m]

< 715 mm - O.K -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)
L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)
H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)
교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.
단경간교의 평균높이는 0으로 한다.
기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이
Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 39.90 + 6.66 \times 3.12) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 287.41

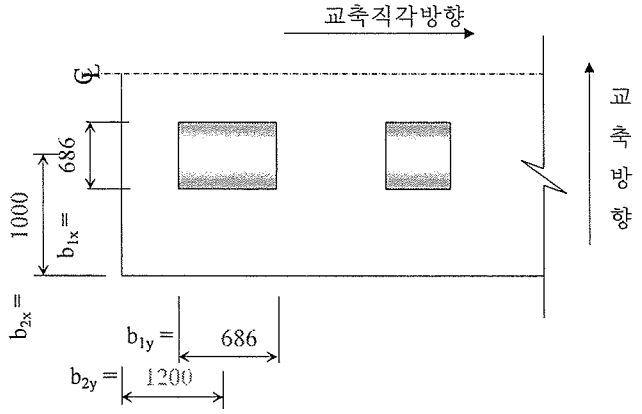
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 425 mm
$S_2 =$ 285 / 2 = 142.50 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 399.50 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 425 + 142.50 + 399.50 = 967.00 mm

∴ Max (N, ∑S) = 967.00 mm < 1425.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b_{1x} = 3430.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 3430.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2000) \times 3122292.8 / 180$

$= 2849.1$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2000) \times 2787761.4 / 180$

$= 2543.8$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2400) \times 2982869.7 / 180$

$= 2958.7$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 686 / 2400) \times 2892455.281 / 180$

$= 2869.0$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

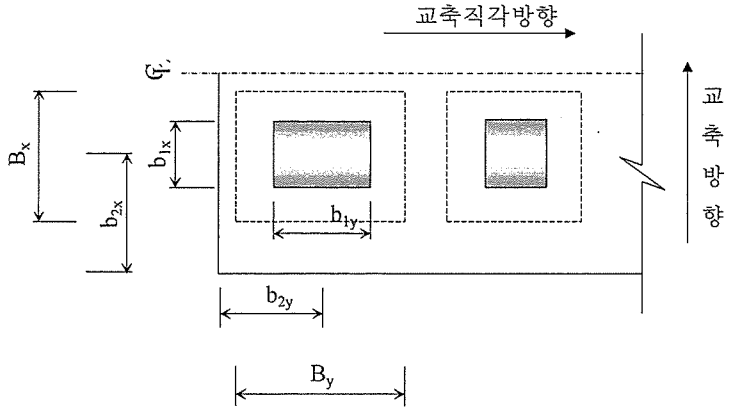
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 39292 / 180 = 218.3$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 359885 / 180 = 1999.4$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 686 + 1200 = 1886.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 1000.0 mm 가 $B_x/2$ = 943.0 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 686 + 1000 = 1686.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 2958.700 + 218.291 = 3176.991 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 2869.000 + 1999.362 = 4868.362 ㎟

B_y = 1686.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 19 - 12 EA × 2 단 = 6876.000 ㎟ > 4868.362 ㎟ - O.K -

▣ 교축방향

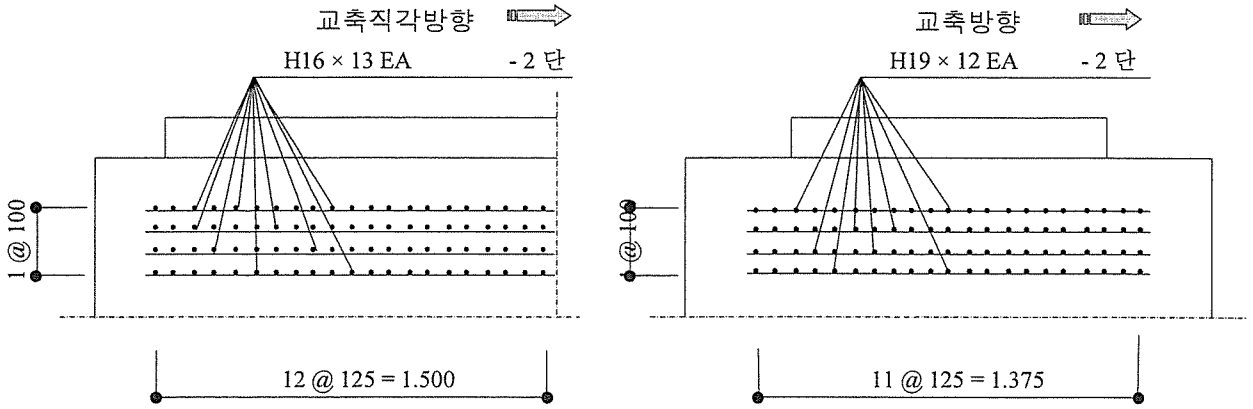
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 2849.100 + 0.000 = 2849.100 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 2543.800 + 0.000 = 2543.800 ㎟

B_x = 1886.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 13 EA × 2 단 = 5163.600 ㎟ > 2849.100 ㎟ - O.K -

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{359885.1}{180} = 1999.36 \text{ ㎟}$$

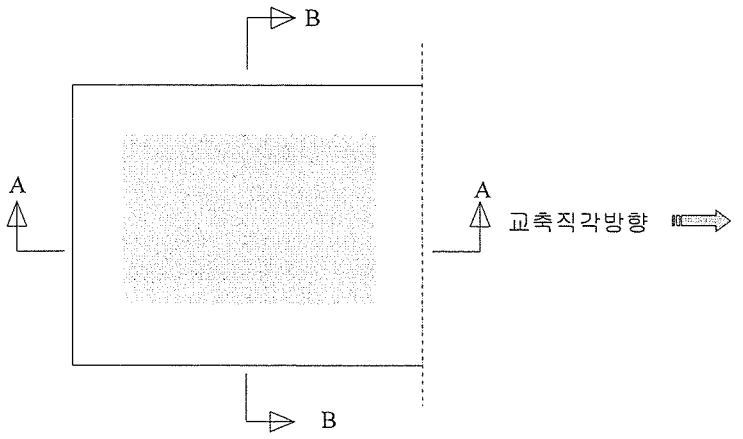
Use A_{sy} = H 16 - 13 EA × 1 ea = 2581.800 ㎟ > 1999.362 ㎟ - O.K -
(CTC 125)

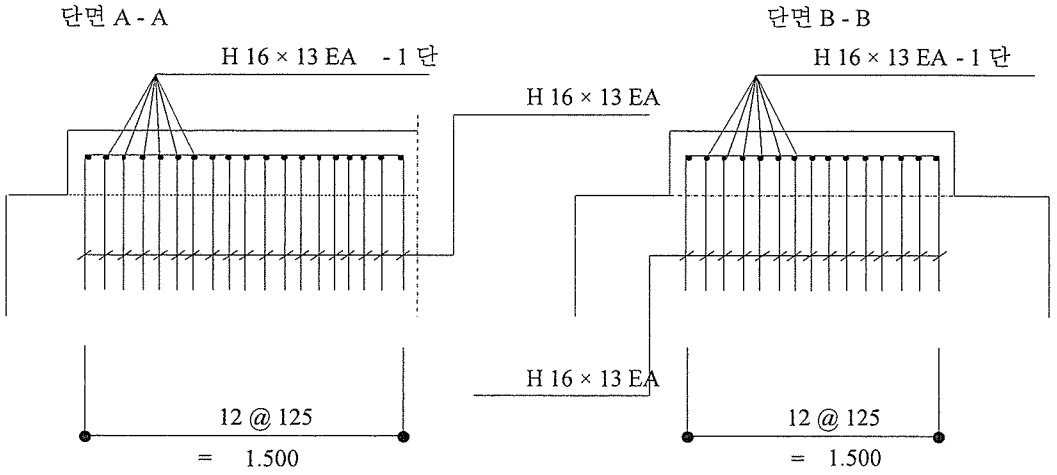
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \text{ ㎟}$$

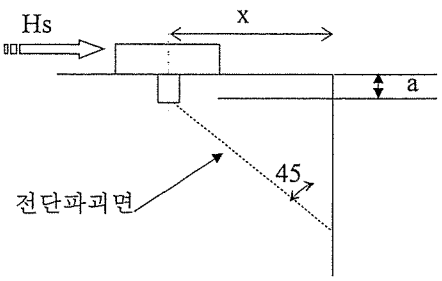
Use A_{sx} = H 16 - 13 EA × 1 ea = 2581.800 ㎟ > 0.000 ㎟ - O.K -
(CTC 125)

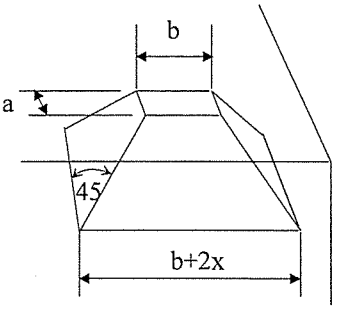
다) 철근배치도





6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{359885}{5237116} = 0.069 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 5237116 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 359885 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 686 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{3798578} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 3798578 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

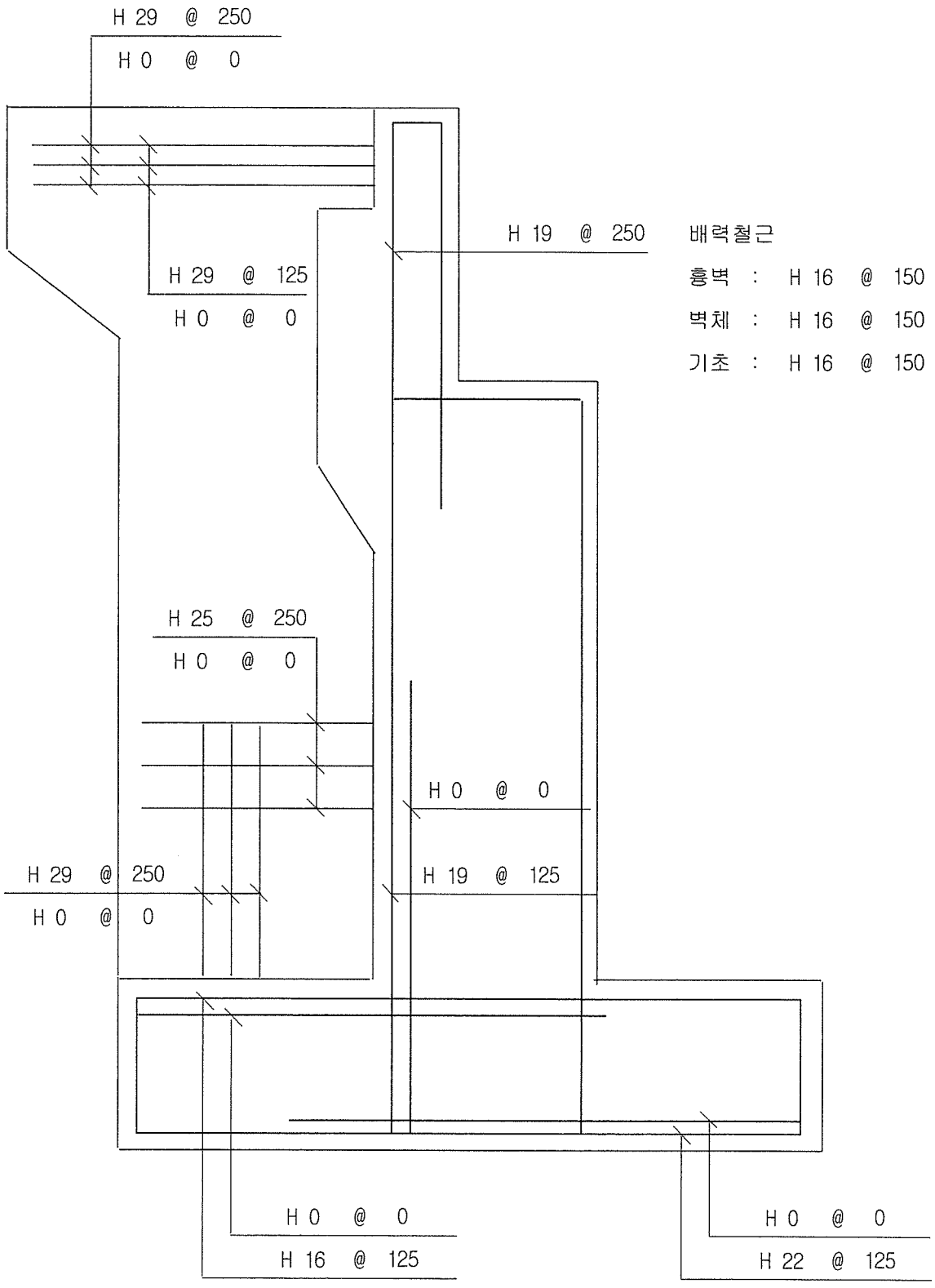
X : 1000 mm

a : 0 mm

b : 686 mm

8.주철근 조립도

탑리제4교 교대 A2



4.3 옹벽공

4.3.1 A1,A2(H=4.0m)

▶ 옹벽 4.0M

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : H = 4.000 M
옹 벽 저 판 : B = 2.800 M

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 Kh : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : fck = 30.0 MPa
철 근 : fy = 400.0 MPa

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γc) : 24.500 KN/㎥
뒷채움흙의 단위 중량(γt) : 19.000 KN/㎥
뒷채움흙의 내부마찰각(Φ_1) : 30.000 °
지지지반의 내부마찰각(Φ_2) : 30.000 °
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/㎡
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움의 성토높이 : 10.000 m
옹벽전면의 토 피 고(Df) : 1.000 m

2.3 사용토압

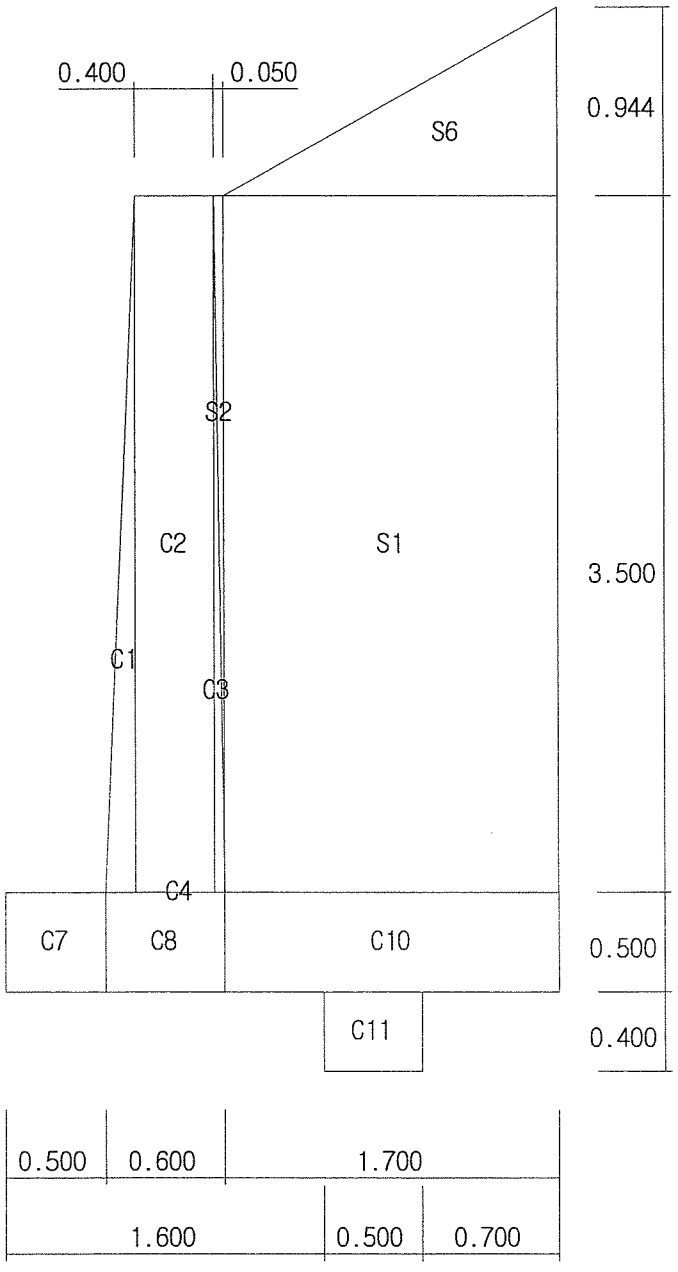
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흙쐐기 토압
단면 검토시 - 시행 흙쐐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q\ell$ = 35.00 KN/㎡
과재고정하중 : qd = 15.00 KN/㎡

2.5 검토단면



H = 4.000 M B = 2.800 M α = 29.050 °

3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.263	24.5	6.43	0.077	0.50	0.600	1.667	3.86	0.83
C2	1.400	24.5	34.30	0.077	2.64	0.850	2.250	29.16	5.94
C3	0.088	24.5	2.14	0.077	0.17	1.067	1.667	2.29	0.275
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.875	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.100	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.333	0.500	0.00	0.00
C7	0.250	24.5	6.13	0.077	0.47	0.250	0.250	1.53	0.12
C8	0.300	24.5	7.35	0.077	0.57	0.800	0.250	5.88	0.14
C9	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.667	0.500	0.00	0.00
C10	0.850	24.5	20.83	0.077	1.60	1.950	0.250	40.61	0.40
C11	0.200	24.5	4.90	0.077	0.38	1.850	-0.200	9.07	-0.08
소계	3.350		82.08		6.32			92.39	7.63
S1	5.950	19.0	113.05	0.077	8.70	1.950	2.250	220.45	19.59
S2	0.088	19.0	1.66	0.077	0.13	1.083	2.833	1.80	0.36
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.100	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.950	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	2.233	0.500	0.00	0.00
S6	0.803	19.0	15.25	0.077	1.17	2.233	4.315	34.06	5.07
소계	6.840		129.96		10.01			256.31	25.02
총계			212.04		16.33			348.69	32.64

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °
뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 28.111 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 42.00 ° 일때..Ka = 0.6304
α= 41.50 ° 일때..Ka = 0.6350
α= 41.00 ° 일때..Ka = 0.6395
α= 40.50 ° 일때..Ka = 0.6470
α= 40.00 ° 일때..Ka = 0.6598
α= 39.50 ° 일때..Ka = 0.6693
α= 39.00 ° 일때..Ka = 0.6754

▷ α= 38.50 ° 일때..Ka = 0.6778 최대값

α= 38.00 ° 일때..Ka = 0.6765
α= 37.50 ° 일때..Ka = 0.6713
α= 37.00 ° 일때..Ka = 0.6620
α= 36.50 ° 일때..Ka = 0.6486
α= 36.00 ° 일때..Ka = 0.6308
α= 35.50 ° 일때..Ka = 0.6085
α= 35.00 ° 일때..Ka = 0.5814

∴ Ka = 0.678 (쐐기중량 W = 1003.131 KN)
Kah = 0.678 ×cos 28.111 ° = 0.598
Kav = 0.678 ×sin 28.111 ° = 0.319

Pah = 1/2 ×Kah × γt ×H²
= 1/2 ×0.598 ×19.0 ×4.944²
= 138.835 KN.m

Pav = 1/2 ×Kav × γt ×H²
= 1/2 ×0.319 ×19.0 ×4.944²
= 74.166 KN/m

y = H / 3 = 4.944 / 3 = 1.648 m
χ = 2.800 m

Mo = Pah ×y = 138.835 ×1.648
= 228.812 KN.m

Mr = Pav × χ= 74.166 ×2.800
= 207.664 KN.m

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각(δ= Φ) : 30.000 ° (∵ β+ Θ > Φ)
여기서... Θ= tan-1(kh/(1-kv)) : 4.403 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 47.50 ° 일때..Kae = 0.5299
α= 47.00 ° 일때..Kae = 0.5317
α= 46.50 ° 일때..Kae = 0.5333
α= 46.00 ° 일때..Kae = 0.5347
α= 45.50 ° 일때..Kae = 0.5357
α= 45.00 ° 일때..Kae = 0.5366
α= 44.50 ° 일때..Kae = 0.5371

▷ α= 44.00 ° 일때..Kae = 0.5373 최대값

α= 43.50 ° 일때..Kae = 0.5372
α= 43.00 ° 일때..Kae = 0.5368
α= 42.50 ° 일때..Kae = 0.5360
α= 42.00 ° 일때..Kae = 0.5348
α= 41.50 ° 일때..Kae = 0.5332
α= 41.00 ° 일때..Kae = 0.5312
α= 40.50 ° 일때..Kae = 0.5288

∴ Kae = 0.537 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 379.932 KN)
Kaeh = 0.537 ×cos 30.000 ° = 0.465
Kaev = 0.537 ×sin 30.000 ° = 0.269

Paeh = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.465 ×19.0 ×4.944²
= 108.061 KN/m

Paev = 1/2 ×Kaev × γt ×H²
= 1/2 ×0.269 ×19.0 ×4.944²

= 62.389 KN/m

y = H / 2 = 4.944 / 2 = 2.472 m
χ = 2.800 m

Mo = Paeh ×y = 108.061 ×2.472
= 267.141 KN.m

Mr = Paev × χ= 62.389 ×2.800
= 174.690 KN.m

3) 과재하중

① 상시 과재하중

q = 35.00 + 15.00 = 50.00 KN/㎡

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	82.075	0.000	92.385	0.000
재하토사 자중	129.962	0.000	256.307	0.000
토 압	74.166	138.835	207.664	228.812
Σ	286.203	138.835	556.356	228.812

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	82.075	6.320	92.385	7.628
재하토사 자중	129.962	10.007	256.307	25.015
토 압	62.389	108.061	174.690	267.141
Σ	274.427	124.388	523.382	299.784

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

∑V = 286.203 KN
∑Mr = 556.356 KN.m
∑Mo = 228.812 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.800 / 2 - (556.356 - 228.812) / 286.203
= 0.256 m ≤ B/6 = 0.467 m ∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.256 m ≤ B/6 = 0.467 m ∴ O.K

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Mr / ∑Mo = 556.356 / 228.812
= 2.431 ≥ 2.0 ∴ O.K

2) 지진시 안정검토

∑V = 274.427 KN
∑Mr = 523.382 KN.m
∑Mo = 299.784 KN.m

e = B/2 - (∑Mr - ∑Mo) / ∑V
= 2.800 / 2 - (523.382 - 299.784) / 274.427
= 0.585 m > B/6 = 0.467 m ∴ 삼각형 반력분포

▷ 편심 검토
e = 0.585 m ≤ B/3 = 0.933 m ∴ O.K

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 30.000 °
지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
지지지반의 점 착 력 : 0.0 KN/㎡
성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/㎥
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.800 - 2 ×0.256 = 2.289m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ qu = 855.866 KN/㎡
∴ qa = 285.289 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

Q1 = ∑V / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 158.190 KN/㎡
Q2 = ∑V / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 46.241 KN/㎡

q_max = 158.190 ≤ qa ∴O.K

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.
최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$qu = \alpha \cdot C \cdot Nc + \gamma_2 \cdot Df \cdot Nq + \beta \cdot \gamma_1 \cdot Be \cdot Nr$

여기서 α = 1.000 β = 0.500
Be = B - 2e = 2.800 - 2 ×0.585 = 1.630m
Nc = 37.200 Nq = 22.500 Nr = 19.700

∴ que = 732.472 KN/㎡
∴ qae = 366.236 KN/㎡

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

q_max = (2 · ∑V) / (L · x) = 224.540 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.444 m

q_max = 224.540 ≤ qae ∴O.K

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

율석을 부설하였을 경우 0.6과 tan(Φ) 중 작은값이므로
마찰계수 μ= tan(ΦB) = Min(0.6,tan(Φ)) = 0.577
점 착 력 C = 0.0 KN/㎡

2) 상시 안정검토

∑V = 286.203 KN
∑H = 138.835 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 129.683 + 73.355 + 48.657
= 251.695 KN

여기서 Kp = 3.000 (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 2.289 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 251.695 / 138.835
= 1.813 ≥ 1.5 ∴ O.K

3) 지진시 안정검토

∑V = 274.427 KN
∑H = 124.388 KN

$$Hr = C \times Ae + \frac{(Q3+Q4)}{2} Kp\ L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1\ \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3\ \mu \quad ('96\ 콘.시\ 제17장)$$

= 0.000 + 125.286 + 95.782 + 18.905
= 239.973 KN

여기서 Kp = 2.863 (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
L = 0.400 m
Ae = 1.630 ㎡ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토
S.F = ∑Hr / ∑H = 239.973 / 124.388
= 1.929 ≥ 1.2 ∴ O.K

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 404.916 KN
$\sum Mr$ = 802.997 KN.m
$\sum Mo$ = 366.099 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.800 / 2 - (802.997 - 366.099) / 404.916
= 0.321 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 244.091 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 45.135 KN/㎡

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 457.925 KN
$\sum Mr$ = 890.170 KN.m
$\sum Mo$ = 366.099 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.800 / 2 - (890.170 - 366.099) / 457.925
= 0.256 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 253.104 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 73.985 KN/㎡

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.4L+1.6H+0.0W)

$\sum V$ = 404.916 KN
$\sum Mr$ = 802.997 KN.m
$\sum Mo$ = 366.099 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.800 / 2 - (802.997 - 366.099) / 404.916
= 0.321 m ≤ B/6 ∴ 사다리꼴 반력분포

Q1 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 + 6e / B) = 244.091 KN/㎡
Q2 = $\sum V$ / (B · L) ×(1 - 6e / B) = 45.135 KN/㎡

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$\sum V$ = 274.427 KN
$\sum Mr$ = 523.382 KN.m
$\sum Mo$ = 299.784 KN.m

e = B/2 - ($\sum Mr$ - $\sum Mo$) / $\sum V$
= 2.800 / 2 - (523.382 - 299.784) / 274.427
= 0.585 m > B/6 ∴ 삼각형 반력분포

Q_max = (2 · $\sum V$) / (L · x) = 224.540 KN/㎡
여기서 x = 3 (B/2 - e) = 2.444 m (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-8.269	113.163	104.895
	모멘트	-2.067	29.031	26.964
LCB2	전단력	-9.800	118.556	108.756
	모멘트	-2.450	30.305	27.855
LCB3	전단력	-8.269	113.163	104.895
	모멘트	-2.067	29.031	26.964
LCB4	전단력	-6.125	100.788	94.662
	모멘트	-1.531	26.154	24.623
LCB5	전단력	-6.125	74.097	67.972
	모멘트	-1.531	18.941	17.410

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	34.729	173.205	0.000	-179.405	118.665	147.194
	모멘트	28.858	153.057	0.000	-123.403	201.731	260.244
LCB2	전단력	41.160	205.280	0.000	-218.213	118.665	146.892
	모멘트	34.202	181.401	0.000	-159.290	201.731	258.044
LCB3	전단력	34.729	173.205	0.000	-179.405	118.665	147.194
	모멘트	28.858	153.057	0.000	-123.403	201.731	260.244
LCB4	전단력	25.725	128.300	0.000	-83.008	62.389	133.406
	모멘트	21.376	113.376	0.000	-37.197	106.062	203.616
LCB5	전단력	25.725	128.300	0.000	-136.383	74.166	91.808
	모멘트	21.376	113.376	0.000	-99.556	126.082	161.277

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

ⓐ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.050 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ): 10.000 °
옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 0.818 °

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 41.50 ° 일때..Ka = 0.6084
α= 41.00 ° 일때..Ka = 0.6107
α= 40.50 ° 일때..Ka = 0.6129
α= 40.00 ° 일때..Ka = 0.6147
α= 39.50 ° 일때..Ka = 0.6163
α= 39.00 ° 일때..Ka = 0.6176
α= 38.50 ° 일때..Ka = 0.6185

▷ α= 38.00 ° 일때..Ka = 0.6190 최대값

α= 37.50 ° 일때..Ka = 0.6190
α= 37.00 ° 일때..Ka = 0.6183
α= 36.50 ° 일때..Ka = 0.6274
α= 36.00 ° 일때..Ka = 0.6339
α= 35.50 ° 일때..Ka = 0.6326
α= 35.00 ° 일때..Ka = 0.6232
α= 34.50 ° 일때..Ka = 0.6054

∴ Ka = 0.619 (쐐기중량 W = 516.972 KN)
Kah = 0.619 ×cos 10.818 ° = 0.608
Kav = 0.619 ×sin 10.818 ° = 0.116

ⓑ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쐐기법)

쐐기의 각도에 따른 주동토압계수
α= 52.50 ° 일때..Kae = 0.5414
α= 52.00 ° 일때..Kae = 0.5427
α= 51.50 ° 일때..Kae = 0.5438
α= 51.00 ° 일때..Kae = 0.5447
α= 50.50 ° 일때..Kae = 0.5454
α= 50.00 ° 일때..Kae = 0.5460
α= 49.50 ° 일때..Kae = 0.5463

▷ α= 49.00 ° 일때..Kae = 0.5465 최대값

α= 48.50 ° 일때..Kae = 0.5464
α= 48.00 ° 일때..Kae = 0.5461
α= 47.50 ° 일때..Kae = 0.5456
α= 47.00 ° 일때..Kae = 0.5449
α= 46.50 ° 일때..Kae = 0.5439
α= 46.00 ° 일때..Kae = 0.5427
α= 45.50 ° 일때..Kae = 0.5412

∴ Kae = 0.546 (쐐기중량 We = W/cos(Θ) = 152.121 KN)
Kaeh = 0.546 ×cos 0.818 ° = 0.546
Kaev = 0.546 ×sin 0.818 ° = 0.008

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$
$= 1/2 \times 0.608 \times 19.0 \times 3.500^2 = 70.755$ KN/m

$y = H / 3 = 3.500 / 3 = 1.167$ m

$Mo = Pah \times y = 70.755 \times 1.167 = 82.548$ KN.m

ⓑ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

Pah = 1/2 ×Kaeh × γt ×H²
= 1/2 ×0.546 ×19.0 ×3.500² = 63.591 KN/m

y = H / 2 = 3.500 / 2 = 1.750 m

Mo = Pah ×y = 63.591 ×1.750 = 111.284 KN.m

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

ⓐ 상시 벽체 단면력

q = 35.00 + 15.00 + 50.00 KN/㎡

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쐐기 계산에서 흙쐐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.263	24.5	6.431	0.077	0.495	1.167	0.578
C2	1.400	24.5	34.300	0.077	2.641	1.750	4.622
C3	0.088	24.5	2.144	0.077	0.165	1.167	0.193
합 계 (벽체 하부)			42.875		3.301		5.392

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	113.209	0.000	0.000	113.209
	모멘트	132.077	0.000	0.000	132.077
LCB2	전단력	113.209	0.000	0.000	113.209
	모멘트	132.077	0.000	0.000	132.077
LCB3	전단력	113.209	0.000	0.000	113.209
	모멘트	132.077	0.000	0.000	132.077
LCB4	전단력	63.591	0.000	3.301	66.892
	모멘트	111.284	0.000	5.392	116.676
LCB5	전단력	70.755	0.000	0.000	70.755
	모멘트	82.548	0.000	0.000	82.548

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과
활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q3+q4)}{2} Kp\ L + \frac{(q4+q5)}{2} B\ \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

Kp = 3.000 μ = 0.577 (상 시)

Kpe = 2.863 μ = 0.577 (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마 찰 력	총 계
LCB1	전단력	186.019	32.516	218.535
	모멘트	37.204	6.503	43.707
LCB2	전단력	207.493	38.901	246.394
	모멘트	41.499	7.780	49.279
LCB3	전단력	186.019	32.516	218.535
	모멘트	37.204	6.503	43.707
LCB4	전단력	125.286	15.761	141.047
	모멘트	25.057	3.152	28.209
LCB5	전단력	129.683	24.313	153.996
	모멘트	25.937	4.863	30.799

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
앞 굽 판 (A-A)	27.855	17.410	108.756
뒷 굽 판 (B-B)	132.077	82.548	147.194
벽 체 하 부 (C-C)	132.077	82.548	113.209
활동 방지벽 (E-E)	49.279	30.799	246.394

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 옹벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 27.855 KN.m　　계수 전단력 Vu = 108.756 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 27.855 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 3.046 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 194.179 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 3.046 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00049 ⇒ 4/3 Preq = 0.00065
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 17.410 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 1.116 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 29.452 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 29.452 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 2139.05 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 2139.05 mm ..... ∴ O.K

2) 뒷 굽 판

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 132.077 KN.m　　계수 전단력 Vu = 147.194 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00397
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.03725 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 209345400.000 N.mm
= 209.345 KN.m ≥ Mu = 132.077 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 14.656 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 934.316 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 14.656 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00234 ⇒ 4/3 Preq = 0.00311
철근비검토 : Pmin ≤ P ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 82.548 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00397
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.210　　j = 0.930
x = k · d = 83.857 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 5.292 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 139.649 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 139.649 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 333.91 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 333.91 mm ..... ∴ O.K

3) 벽 체 하 부

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy, 1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 132.077 KN.m　　계수 전단력 Vu = 113.209 KN
단면의 두께 H = 600.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 500.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 125 mm (Dc = 100 mm)
= 1588.800 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00318
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 24.922 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.04732 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 263364600.000 N.mm
= 263.365 KN.m ≥ Mu = 132.077 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 11.646 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 742.406 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 11.646 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00148 ⇒ 4/3 Preq = 0.00198
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 387.970 KN
Φv · Vc = 387.970 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 82.548 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00318
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.190　　j = 0.937
x = k · d = 94.922 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 3.714 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 110.932 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 110.932 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 479.89 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 479.89 mm ..... ∴ O.K

4) 활 동 방 지 벽

fck = 30.0MPa　　fy = 400.0MPa
β1 = 0.836　　Øf = 0.90　　Øv = 0.85
pmin = max(0.25√(fck)/fy,1.4/fy) = 0.00350

계수 모멘트 Mu = 49.279 KN.m　　계수 전단력 Vu = 246.394 KN
단면의 두께 H = 500.000 mm　　단 위 폭 B = 1000.000 mm
유 효 깊 이 D = 400.000 mm　　피 복 두 께 Dc = 100.000 mm

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H16 @ 250 mm (Dc = 100 mm)
= 794.400 ㎟ ∴ P = As/(B · D) = 0.00199
공칭강도시 등가응력깊이 a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 12.461 mm
최외단 인장철근 변형률 εt = 0.07751 ≥ 0.004 ..... ∴ O.K
...여기서 εt = 0.003 · (H - a/β1 - Dc_min) / (a/β1)
0.005 ≤ εt 이므로 인장지배단면, Øf = 0.85를 적용한다.

설계강도 ØMn = Øf · fy · As · (D - a/2) = 106355500.000 N.mm
= 106.356 KN.m ≥ Mu = 49.279 KN.m ..... ∴ O.K

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 5.405 mm로 가정
필 요 철 근 량 : As = Mu /{Øf · fy · (D-a/2)} = 344.542 ㎟
a = (As · fy) / (0.85 · fck · B) = 5.405 mm ∴ 가정과 비슷함 O.K
Preq = [Mu /{Øf · fy · (D-a/2)}] / (B · D) = 0.00086 ⇒ 4/3 Preq = 0.00115
철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ Pmin ..... ∴ O.K

▷ 전단력 검토

Φv · Vc = Φv · 1/6 · √fck · B · d / 1000 = 310.376 KN
Φv · Vc = 310.376 KN > Vu ∴전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 30.799 KN.m (사용하중 모멘트)
n = Es/Ec = 200000 / {8500 * (Fck + Δf)^(1/3)} = 7
p = As/(B · D) = 0.00199
k = -np + √((np)² + 2np) = 0.153　　j = 0.949
x = k · d = 61.369 mm
fc = 2 · Mcr / (B · x · (D - x/3)) = 2.645 MPa
fs = Mcr / (As · (D - x/3)) = 102.150 MPa
fst = fs · (H - Dc_min - x) / (D - x) = 102.150 MPa
최외단철근 소요중심간격
s = Min [375 · (210/fst)-2.5Cc , 300 · (210/fst)] = 540.92 mm
...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 92.00 mm
최외단철근 평균배근간격 = 250.00 mm ≤ 540.92 mm ..... ∴ O.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 993.000 ㎟
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.331 % ≥ 0.25 % ∴O.K

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 ㎜
사용 수평철근량 : 633.500 ㎟
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200㎜ 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = 2×As / (B · H) = 0.253 % ≥ 0.20 % ∴O.K

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.256	0.467	O.K	1.813	1.500	O.K	158.190	285.289	O.K
지진시	0.585	0.933	O.K	1.929	1.200	O.K	224.540	366.236	O.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	27.86	209.35	O.K	108.76	310.38	O.K	2139.0	125.0	O.K
뒷 굽 판	132.08	209.35	O.K	147.19	310.38	O.K	333.9	125.0	O.K
벽체 하부	132.08	263.36	O.K	113.21	387.97	O.K	479.9	125.0	O.K
활동방지벽	49.28	106.36	O.K	246.39	310.38	O.K	540.9	250.0	O.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(㎟)	철근배근	간격(mm)	철근량(㎟)
앞 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H16 @ 125mm	100.0	1588.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	200.0	253.400

제5장 산운교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

5.1 상부공
5.2 교대공
5.3 교각공
5.4 내진해석
5.5 가시설공

5.1 상부공

5.1.1 PSC

1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식 : 단순 PSC 합성 거더교

(2) 거더 제작 공법 : 포스트텐션방식(Post-tensioning)

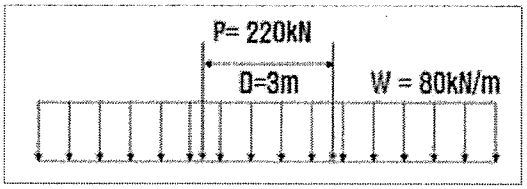
(3) 경간 및 주거더 높이 :

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 = 5.600 m

1.2 설계 하중

(1) 표준 활하중 : KRL2012 표준열차하중 적용



(2) 궤도 중심 간격 : s_{tcl} = 0.00 m (단선)

(3) 충격 계수 : 철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교

[철도설계기준(노반편) 8.2.16]

$$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 \qquad (0 < i_m \le 0.67)$$

$$i_m = \left(1.44 / \sqrt{24.00} - 0.2 \right) - 0.18$$

$$= 0.126$$

(4) 궤도의 단위중량	w_t	=	3.00	kN/m	(1궤도당)
(5) 도상의 단위중량	w_b	=	19.00	kN/m^3	(보선하중 30% 할증)
(6) 방수 및 방진재	w_m	=	11.00	kN/m^3	
(6) PSC, RC 단위중량	w_c	=	24.50	kN/m^3	
(7) 보도 적재 하중	w_w	=	2.00	kN/m^3	(주거더 설계시)
	w_w	=	5.00	kN/m^3	(바닥판 설계시)
(8) 난간, 방음벽 형태					
난간, 방음벽(좌)	w_{h1}	=	2.00	kN/m	
난간, 방음벽(우)	w_{h2}	=	2.00	kN/m	

1.3 사용 재료

(1) PS 강재, 규격

SWPC 7B　　7 - 12.7 mm - 11　　(저릴랙세이션 강재 사용)

A_p = 1,085.81 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 = 4 다발

No.	s (m)	e (m)	f (m)	α (도,분)
4	0.25	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	x f_{ck}	=	32.00	MPa
③ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력								
- 허용 휨압축응력	:	f_{cai}	=	0.55	x f_{ci}	=	17.60	MPa
- 허용 휨인장응력								
부착된 철근이 없는 인장구역								
	:	f_{tai}	=	0.25	x√(f_{ci})	=	-1.41	MPa
부착된 철근이 있는 인장구역								
	:	f_{ta}	=	0.50	x√(f_{ci})	=	-2.83	MPa
④ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력								
- 허용 휨압축응력	:	f_{ca}	=	0.40	x f_{ck}	=	16.00	MPa
- 허용 휨인장응력	:	f_{ta}	=			=	0.00	MPa
⑤ 탄성계수								
- PS도입직후	:	E_{ci}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ci}+4)}$	=	28,066	MPa
- 사용하중 작용시	:	E_{pc}	=	8,500	× $\sqrt[3]{(f_{ck}+4)}$	=	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	× $\sqrt[3]{(f_{ck(slab)}+4)}$	=	27,537	MPa
③ 허용 휨압축응력	:	f_{ca}	=	0.40	x $f_{ck(slab)}$	=	12.00	MPa
④ 허용 휨인장응력	:	f_{ta}	=			=	0.00	MPa
⑤ 허용 전단응력 (1)	:	υ_{cad1}	=	0.08	x√($f_{ck(slab)}$)	=	0.44	MPa
⑥ 허용 전단응력 (2)	:	υ_{cad2}	=	0.4	x√($f_{ck(slab)}$)	=	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 s는 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 s로 한다.

f_s = 사용하중 상태에서 인장연단에 가장 가까이에 위치한 철근의 응력 (근사값으로 f_y의 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

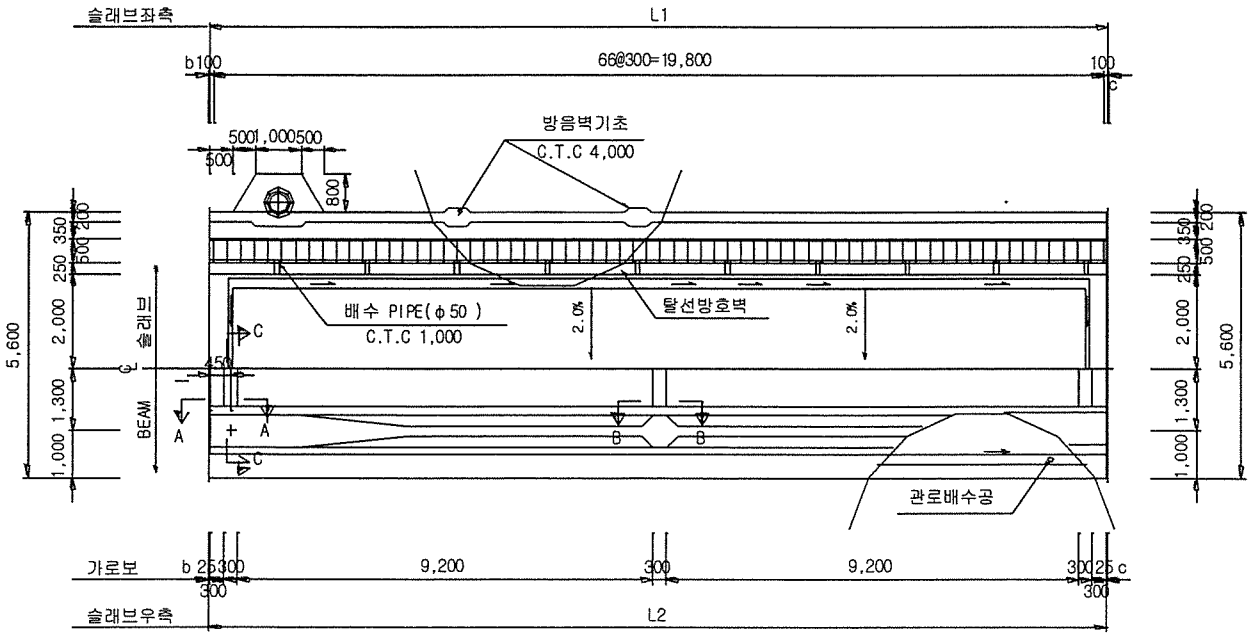
(4) 콘크리트 구조 설계기준 (2012), 한국콘크리트학회

(5) 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단

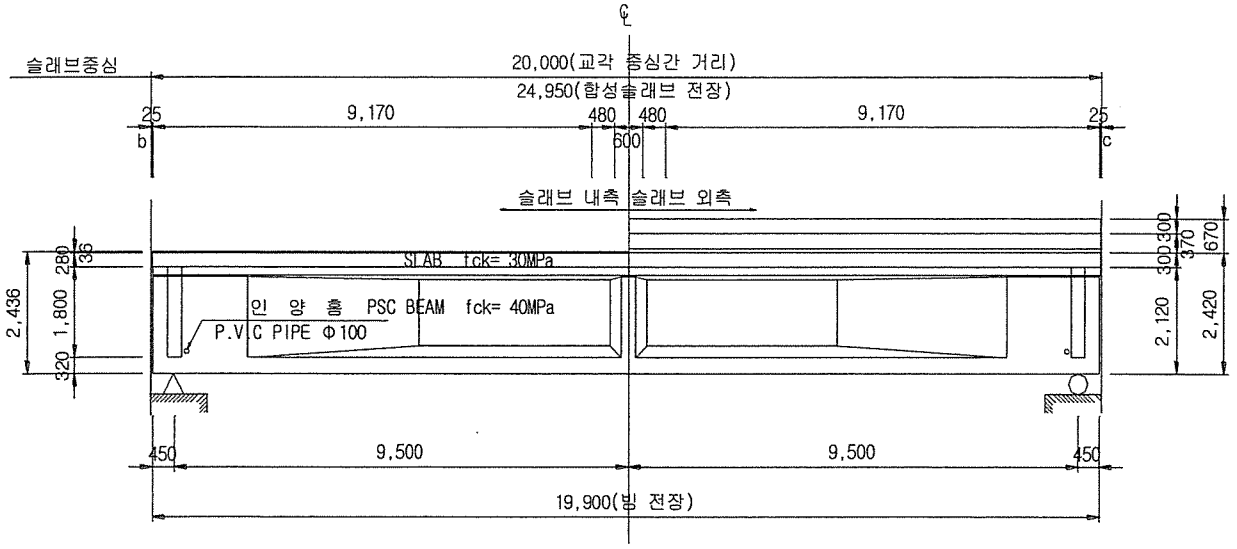
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평 면 도

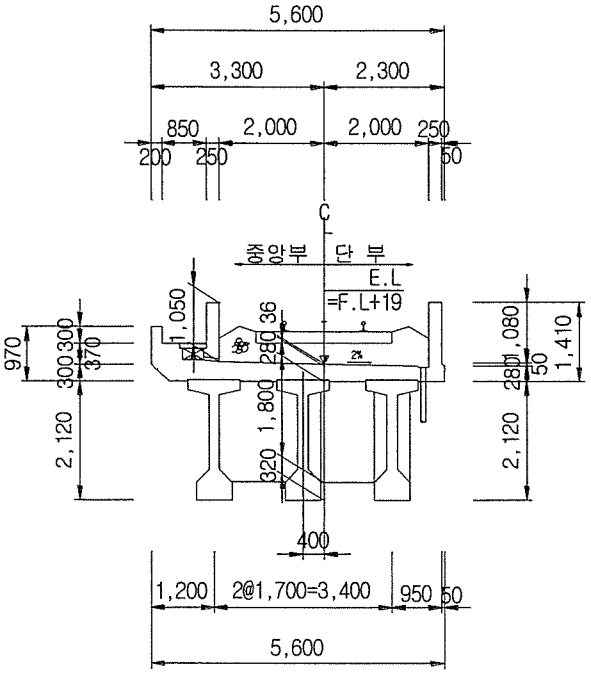


(2) 종 단 면



(3) 횡 단 면

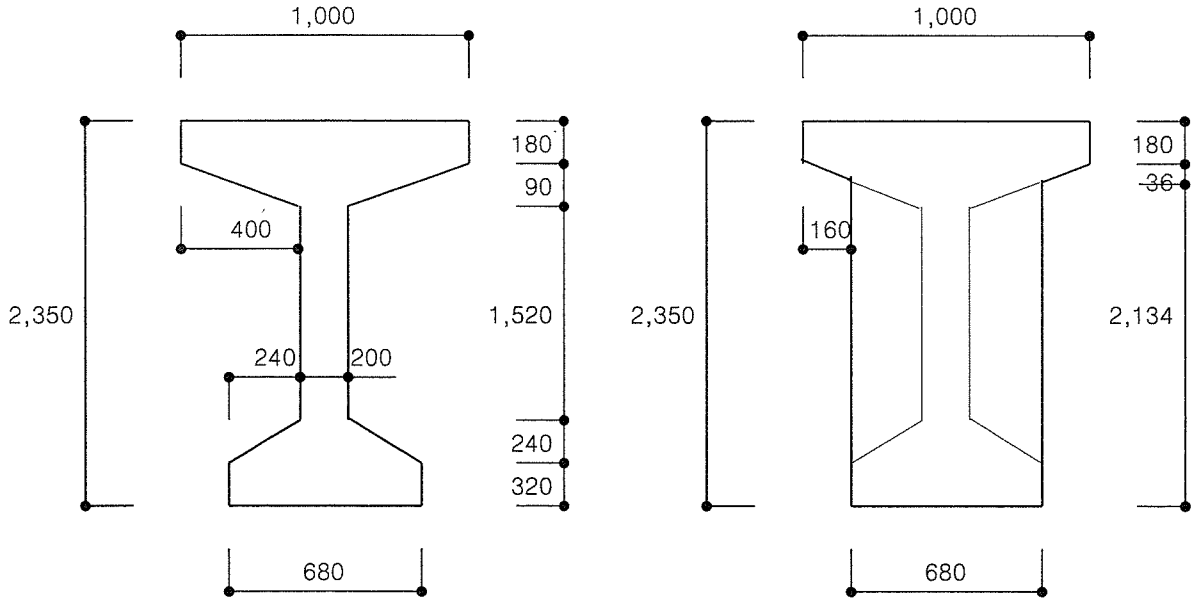
거더간격	=	1.700 m	좌측캔틸레버 길이	=	1.200 m
교량 폭	=	5.600 m	우측캔틸레버 길이	=	1.000 m
바닥판 두께	=	0.280 m			
도상	=	0.365 m			



(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도

중 앙 부 지 점 부



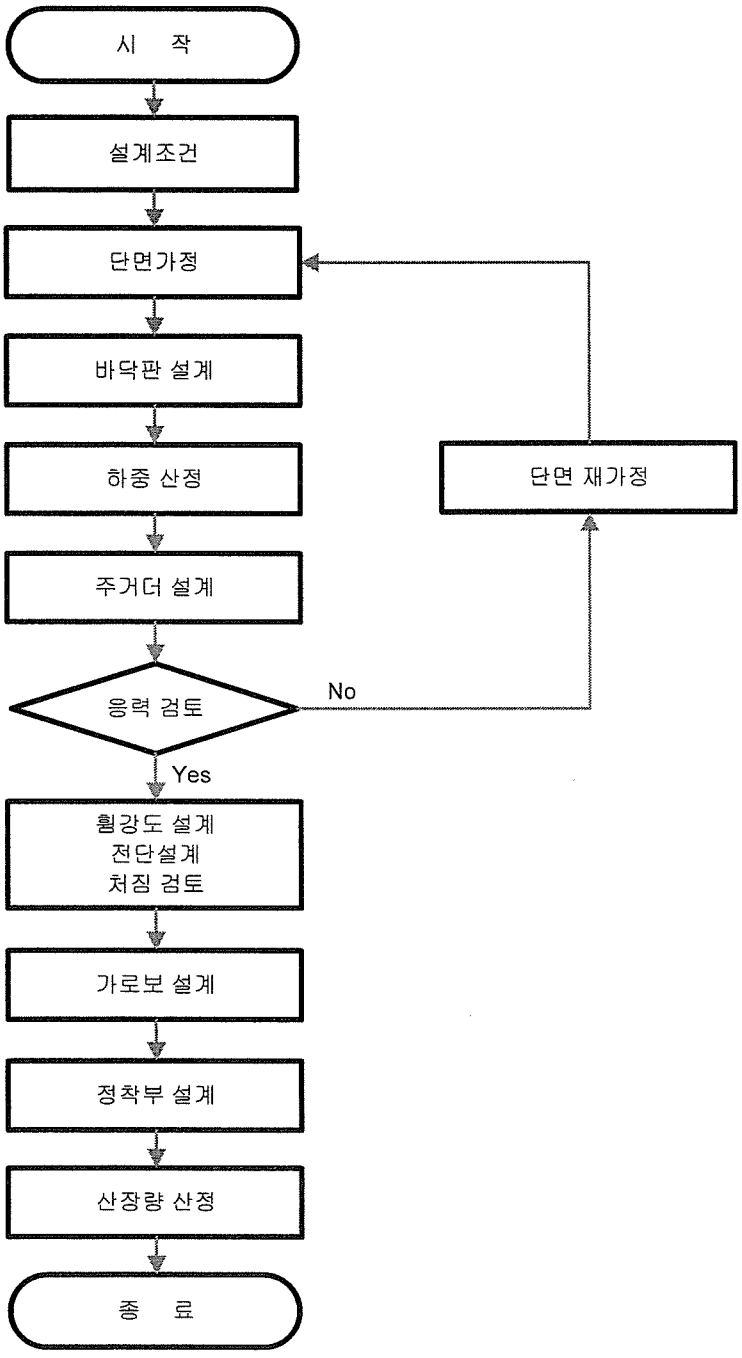
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

강선번호	지점부	H 위치	L/4 위치	중앙부
1	424	240	142	125
2	848	462	222	125
3	1,271	684	306	125
4	1,702	969	492	250

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

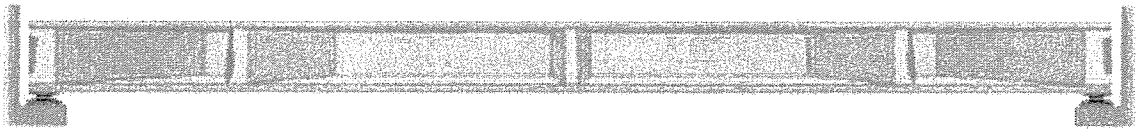


2.4 시공 순서도

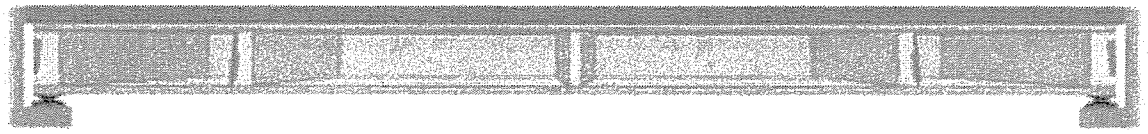
1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장



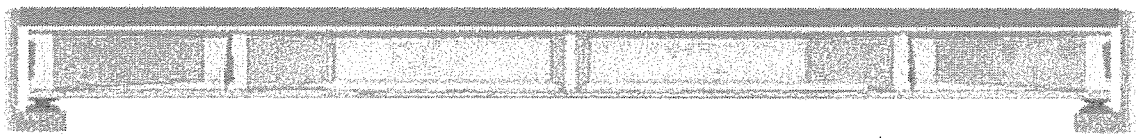
2. 크레인을 이용한 빔 거치



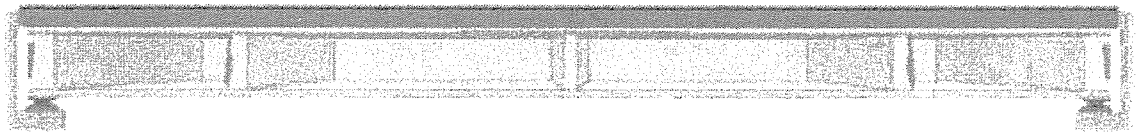
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



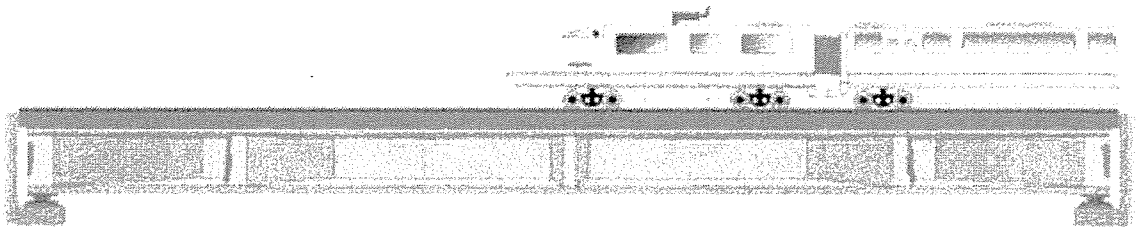
4. 바닥판 콘크리트 경화



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 (노반편) 10.10.4]

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, l은 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 = 1.700 − 0.200 = 1.50 m
- 바닥판 최소두께 t_{min} = 30 l_s + 110 = 155.00 mm

최소 200.00 mm 이상

- 바닥판 사용두께 t_{use} = 280 mm > 200 mm ∴ O.K

3.1.2 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.60 m
- 도상두께 = 0.365 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상두께 + 바닥판 두께
  = 2.600 + 1.5 × 0.365 + 0.280 = 3.428 m

(1) 고정하중

슬 래 브	:	w_s	=	0.28	×	24.50			=	6.860 kN/m^2
구 배	:	w_s	=	0.076	/	2	×	24.50	=	0.931 kN/m^2
도 상	:	w_g	=	0.565	×	19.00	×	1.30	=	13.956 kN/m^2
궤 도	:	w_r	=	3.00	× 1 /	3.428			=	0.875 kN/m^2
계	:	w_d	=						=	22.622 kN/m^2

도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할증된 값을 사용한다. [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

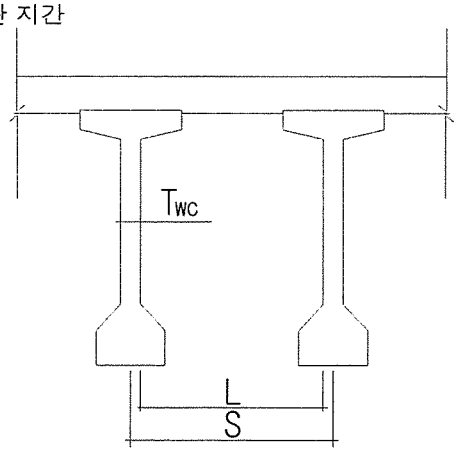
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만
설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.1(

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 = 1.500 m

[철도설계기준(노반편) 10.10.3



- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w\ l_d^{\ 2}}{10} = \frac{22.622 \times 1.500^{\ 2}}{10} = 5.090 \text{ kN-m}$$

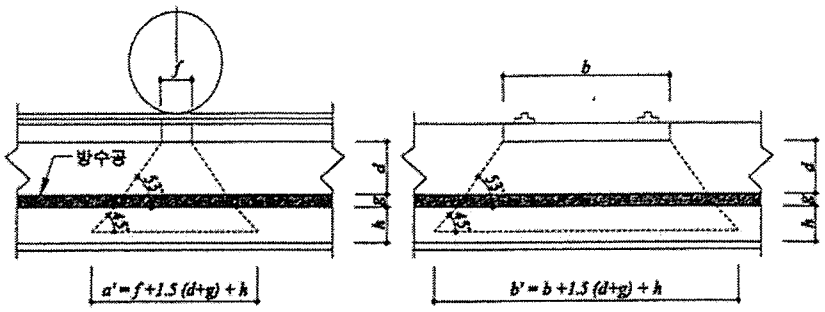
(2) 활하중 (L)

① 하중 분포폭 산정 철도설계기준(노반편) 10.10.5

주거더에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w로 계산한다.

$$w = P / a' b'$$

여기서, P는 축중(軸重) [tonf]이고, a 는 축거, b`는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭 = 0.240 m

b : 침목길이 = 2.600 m

d : 자갈도상깊이 = 0.365 m

g : 방수공두께 = m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a = 축 거 = 3.00 m (KRL2012하중)

= 1.00 m (객차 하중)

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.60 m

b' = b + 2 (d+g) + h

2.6 + 1.5 × (0.365 + 0) + 0.28 = 3.428 m

② 충격 계수

Im = 1.44 / (√Lc − 0.2)−0.18

= 1.44 / (√ 1.50 − 0.2) − 0.18 = 1.225

따라서, Im = 0.670 (여기서, 0 < Im ≤ 0.67)

③ 활하중(충격포함)

- 동륜 하중의 경우

w(1+i) = 220 × (1 + 0.67) × 1ea / (3 × 3.4275) = 35.731 kN/m^2

- 등분포 하중의 경우

w(1+i) = 80 × (1 + 0.67) × 1ea / (1 × 3.4275) = 38.979 kN/m^2

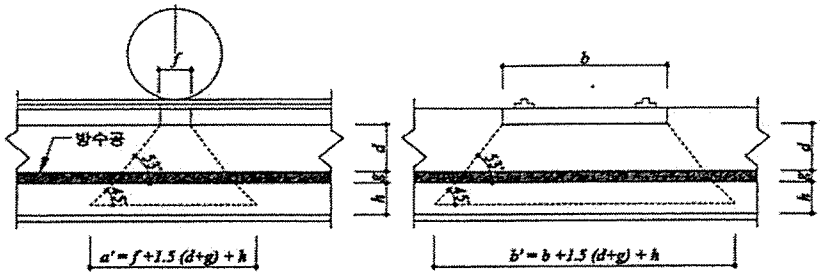
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$wl(1+i)$ = 74.709 kN/m^2

$$ML(1+i) = \frac{wl(1+i)\times L^2}{10} = 16.810 \quad kN\cdot m/m$$

(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 = 0.565 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.00 m

a' = f + 2 (d + g) + h

0 + 1.5 × (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 m

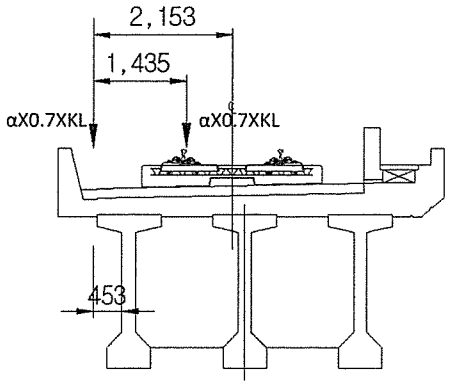
- 횡방향 분포폭(b')

b = 0.00 m

b' = b + 2 (d + g) + h

0 + 1.5 × (0.565 + 0)+0.28 = 1.128 m

2) 탈선 활하중



① 동륜 하중의 경우

$w = 0.7 \times 220 / (1.1275 \times 1.1275) = 121.140 \ kN/m^2$

② 객차 하중의 경우

$w = 0.7 \times 80 / (1.000 \times 1.1275) = 49.667 \ kN/m^2$

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$w_{dr} = 170.807 \ kN/m^2$

$$M_{dr} = \frac{w_{dr} \times L^2}{10} = 38.432 \ kN \cdot m/m$$

3.1.3 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : $U = 1.35\,D + 1.85\,(L + I)$

$= 1.35 \times 5.090 + 1.85 \times 16.810 = 37.969$ kN-m

Load case 2 : $U = 1.6\,(D + (L + I))$

$= 1.6 \times (5.090 + 16.810) = 35.039$ kN-m

Load case 3 : $U = 1.35\,D + 1.35\,(L_{DR})$

$= 1.35 \times 5.090 + 1.35 \times 38.432 = 58.754$ kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : $U = 1.0\,(D + (L + I))$

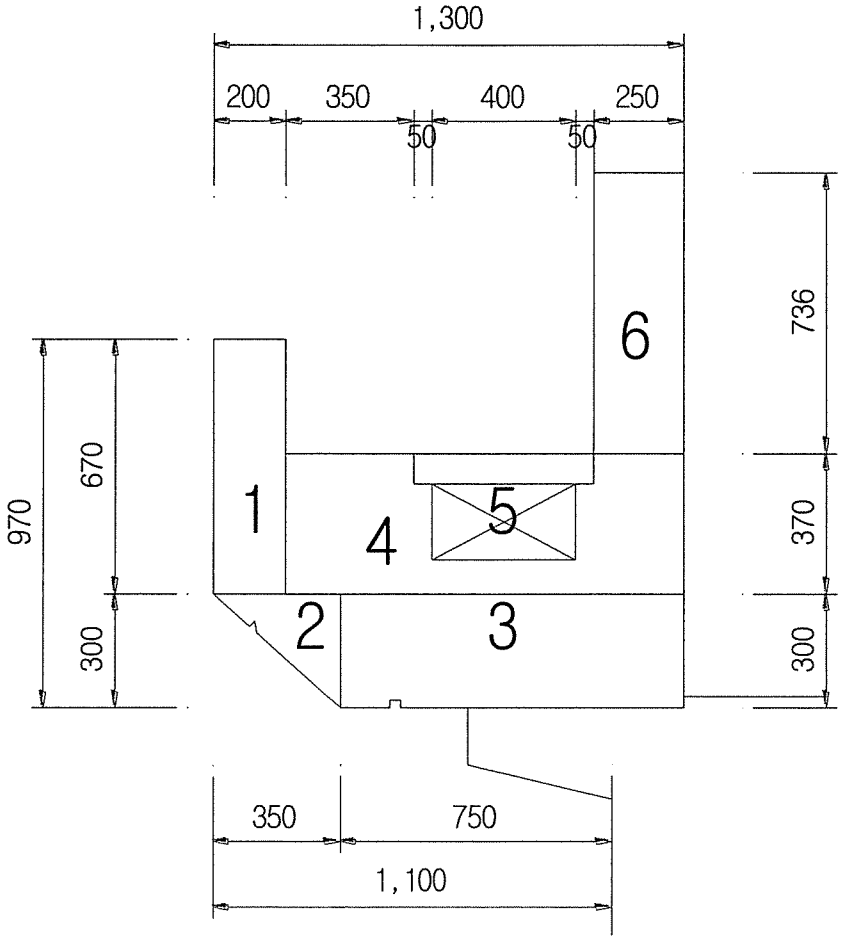
$= 1.0 \times (5.090 + 16.810) = 21.900$ kN-m

Load case 7 : $U = 1.0\,(D + L_{DR})$

$= 1.0 \times (5.090 + 38.432) = 43.522$ kN-m

3.2 캔틸레버부 (좌측)

3.2.1 하중 계산



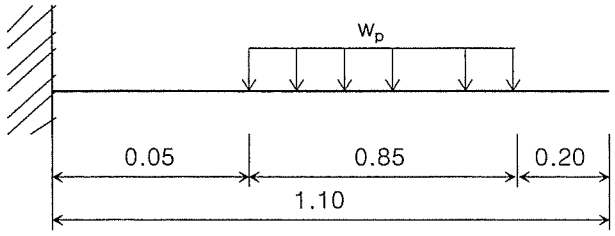
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.200 − 0.100 = 1.100 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5 =	3.283	1.000	3.283
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.286	0.867	1.115
(3)	0.750 × 0.300 × 24.5 =	5.513	0.375	2.067
(4)	0.900 × 0.370 × 24.5 =	8.159	0.250	2.040
(5)	0.400 × 0.200 × 24.5 =	-1.960	0.300	-0.588
(6)	0.050 × 0.736 × 24.5 =	0.902	0.025	0.023
도상	0.000 × 0.57 × 1.3 × 19 =	0.000	0.000	0.000
CABLE	=	1.000	0.300	0.300
방음벽	=	2.000	1.000	2.000
방음벽기초	=	2.328	1.000	2.328
TOTAL	=	22.511		12.568

(2) 군집하중 (L)

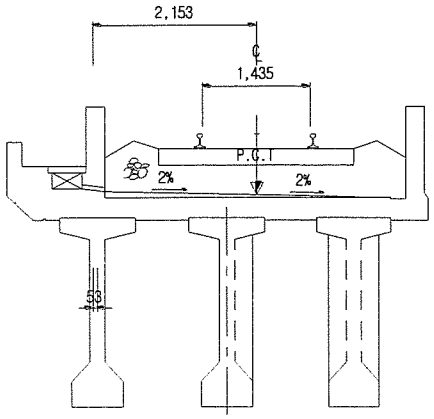
w_p = 5.000 kN/m²



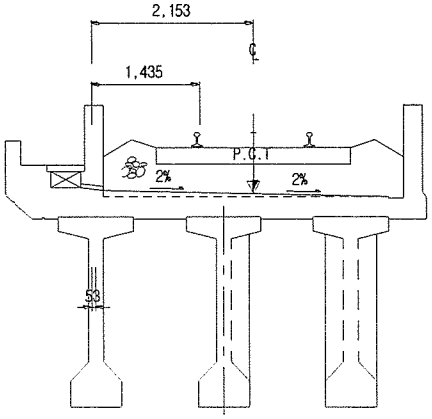
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.850 × 0.475 = 2.019 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m **– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용**

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LR} = 170.81 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR} = 99.34 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m² = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 12.57 + 1.85 × 2.02

= 20.702 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + (LI))

= 1.60 × (12.57 + 2.02) = 23.339 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (12.57 + 10.69) = 31.402 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (12.57 + 2.02 + 0.5 × 10.69)

= 26.910 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 12.57 + 1.35 × 0.00 = 16.967 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (12.57 + 2.02) = 14.587 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (12.57 + 2.02 + 0.5 × 10.69)

= 26.910 kN-m

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

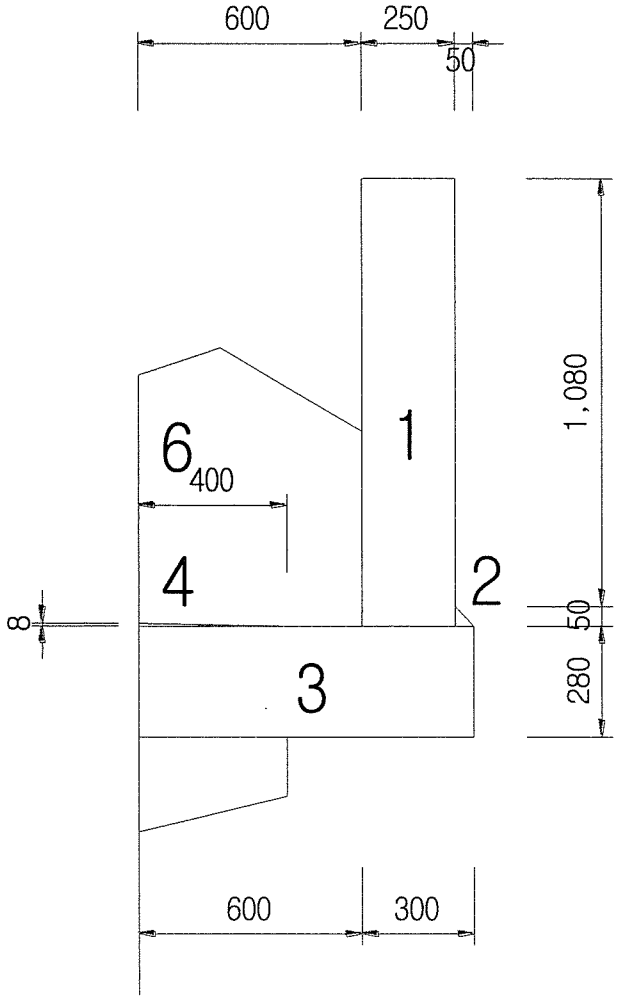
3.2.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.3 캔틸레버부 (우측)

3.3.1 하중 계산



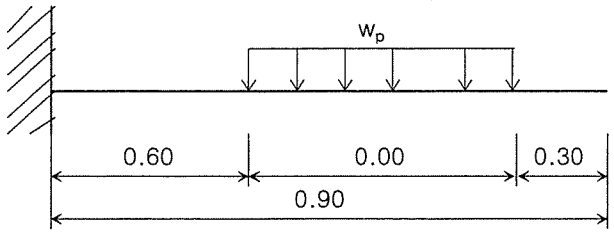
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.000 − 0.100 = 0.900 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.250 × 1.130 × 24.5 =	6.920	0.725	5.017
(2)	0.050 × 0.050 × 24.5 × 1/2 =	0.030	0.867	0.026
(3)	0.900 × 0.280 × 24.5 =	6.170	0.450	2.777
(4)	0.400 × 0.008 × 24.5 × 1/2 =	0.040	0.133	0.005
(5)	0.000 × 0.000 × 24.5 =	0.000	0.000	0.000
(6)	0.600 × 0.600 × 19.0 × 1 =	8.890	0.300	2.667
CABLE	=		0.000	0.000
방음벽	=	2.000	0.725	1.450
방음벽기초	=	2.328	0.725	1.687
TOTAL	=	26.378		13.629

(2) 군집하중 (L)

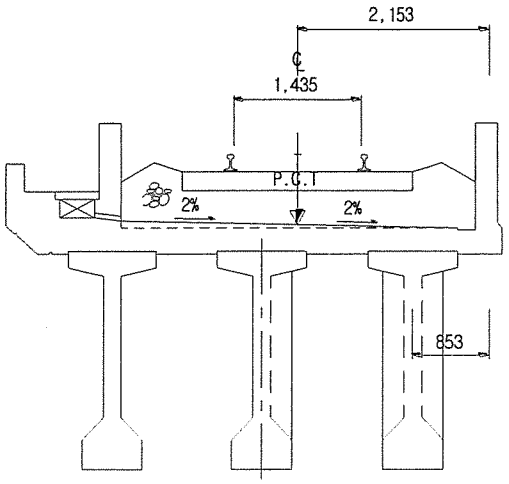
w_p = 5.000 kN/m²



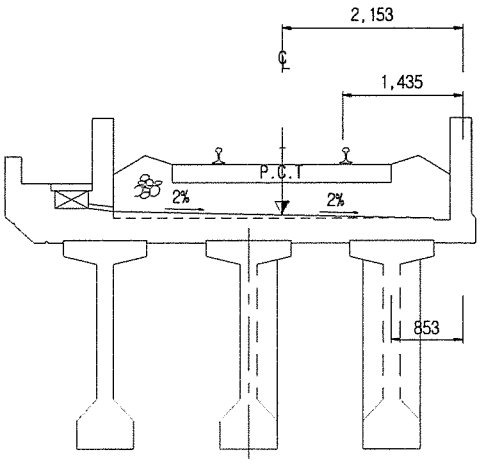
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.000 × 0.600 = 0.000 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m **– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용**

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LR1} = 170.81 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.34 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (1.130 + 2.000) × 3.000 kN/m² = 9.390 kN/m

M_W = 9.39 × (1.130 + 2.000) / 2 = 14.695 kN-m/m

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 13.63 + 1.85 × 0.00

= 18.399 kN-m

Load case 2 : U = 1.6(D + L)

= 1.6 × (13.63 + 0.00) = 21.806 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (13.63 + 14.70) = 38.237 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (13.63 + 0.00 + 0.5 × 14.70)

= 28.32 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 13.63 + 1.35 × 0.00

= 18.399 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (13.63 + 0.00) = 13.63 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.00 × (13.63 + 0.00 + 0.5 × 14.70)

= 20.98 kN-m

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

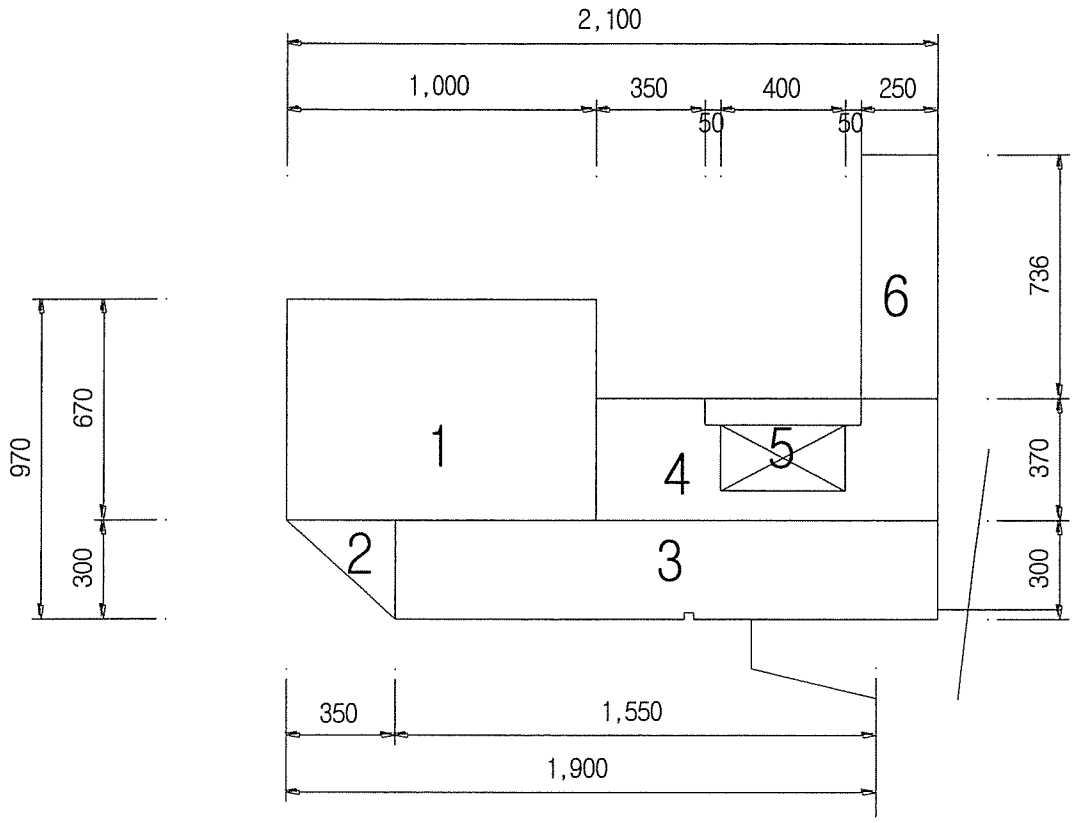
3.3.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.4 전철주기초부

3.4.1 하중 계산



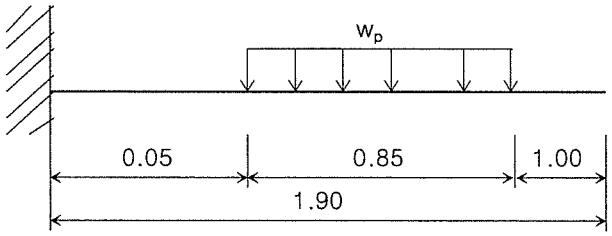
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 2.000 − 0.100 = 1.900 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	1.000 × 0.670 × 24.5 =	16.42	1.400	22.99
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.29	1.667	2.15
(3)	1.550 × 0.300 × 24.5 =	11.39	0.775	8.83
(4)	0.900 × 0.370 × 24.5 =	8.16	0.250	2.04
(5)	0.400 × 0.200 × 24.5 =	-1.96	0.300	-0.59
(6)	0.050 × 0.736 × 24.5 =	0.90	0.025	0.02
자갈도상	1.550 × 0.00 × 1.3 × 19 =	0.00	0.775	0.00
CABLE	=	1.00	0.300	0.30
방음벽	=	2.00	1.000	2.00
전철주	=	20.00	1.400	28.00
TOTAL	=	59.20		65.74

(2) 군집하중 (L)

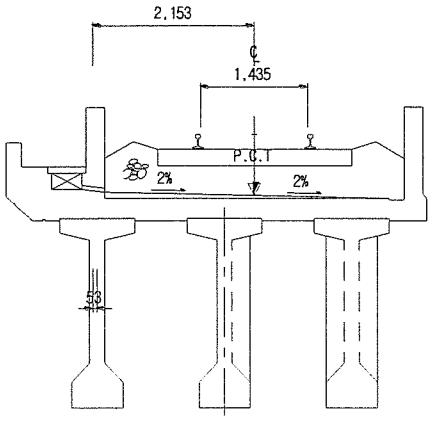
w_p = 5.000 kN/m²



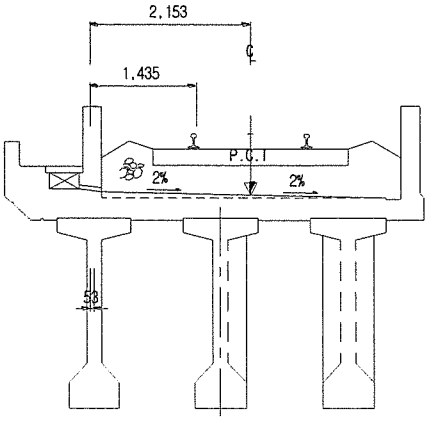
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.850 × 0.475 = 2.02 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Loa(– 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m – 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LR} = 170.81 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR} = 99.34 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m² = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 65.74 + 1.85 × 2.02

= 92.486 kN-m

Load case 2 : U = 1.6(D + L)

= 1.6 × (65.74 + 2.02) = 108.416 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (65.74 + 10.69) = 103.185 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (65.74 + 2.02 + 0.5 × 10.69)

= 98.69 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 65.74 + 1.35 × 0.00

= 88.749 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (65.74 + 2.02) = 67.760 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.00 × (65.74 + 2.02 + 0.5 × 10.69)

= 73.11 kN-m

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 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.5 바닥판 설계

3.5.1 궤도부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	58.75	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 65{,}282{,}222.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 761.62 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 761.62 = 1{,}015.49\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

압축(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

인장(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ 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 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 58.75 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

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 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,324.00	/	6	=	220.67	mm^2
압축측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
인장측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

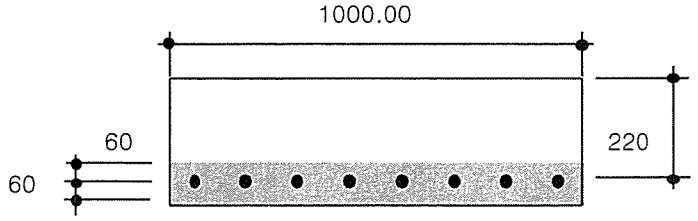
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	= 440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적							= 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 21.900 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	7.26
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1324.00	/ (	1000.00 × 220.00)	=	0.00602
nρ	=	n	×	ρ	=	7.26	x	0.00602			=	0.04371
k	=	−	n	ρ	+ √ ((	n	ρ)²	+	2	n ρ)	=	0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1	−	0.255 / 3	=	0.915

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 21,900,000 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 82.15 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.000 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [828.612 , 766.89] = 766.890 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 766.890 mm ∴ O.K

3.5.2 캔틸레버부 (좌측)

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	31.40	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000\ A_s + 34{,}891{,}111 = 0$

필요 철근량 A_s = 402.00 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 402.00$ = 536.00 mm^2

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 753.12 mm^2

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00$ = 770.00 mm^2

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** 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 mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,894 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 18.40 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

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 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 1,324.0 / 6 = 220.67 mm^2

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × 1,000/200 = **633.50** mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × 1,000/200 = **633.50** mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

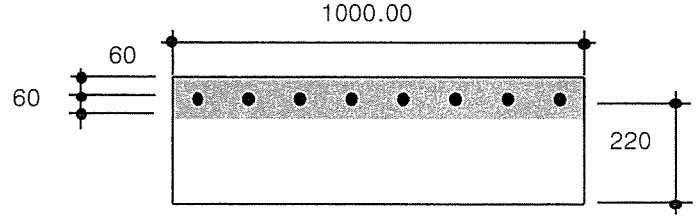
사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 14.587 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1324.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00602

nρ = n × ρ = 7.26 x 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

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 14,587,000.00 /(0.00602 × 0.915 × 1000.00 × 220.00^2)

= 54.71 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.00 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [1309.408 , 1151.526] = 1151.526 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 1151.526 mm ∴ O.K

3.5.3 캔틸레버부 (우측)

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	38.24	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 42{,}485{,}556.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 491.01 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 491.01 = 654.68\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

$= 99{,}910{,}893.60$ N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 38.24 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

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 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,324.00	/	6	=	220.67	mm^2
인장측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
압축측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

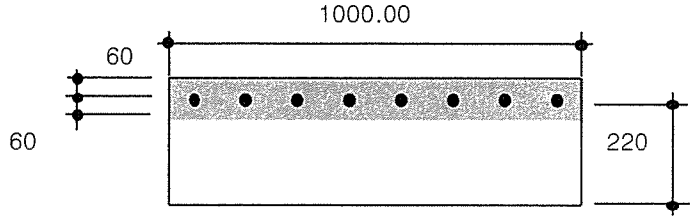
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	=	440.00	mm^2
사용 배력 철근 단면적							=	1,267.00	mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 13.630 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	7.26	
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d	) =	1324.00	/ (	1000.00	×	220.00)	=	0.00602
nρ	=	n	×	ρ	=	7.26	x	0.00602			=	0.04371	
k	=	−	n	ρ	+ √ ((	n	ρ)²	+	2	n	ρ)	=	0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1	−	0.255	/ 3	=	0.915

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 13,630,000.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 51.12 MPa

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.00 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [1410.493 , 1232.394] = 1232.394 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 1232.394 mm ∴ O.K

3.5.4 전철주기초부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	108.416	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 120{,}462{,}222.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,439.53 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}439.53 = 1{,}919.37\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 19 @ 150 = 286.5 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2})$

= 140,971,752 N-mm

= **140.97** kN-m > M_u = 108.42 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1\frac{f_{ck}}{f_y}\frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.868 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6				=	1,910.00	/	6	=	318.33	mm^2
인장측-상면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2
압축측-하면	H	13	@	200	=	126.7	× 1,000/200	=	**633.50**	mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

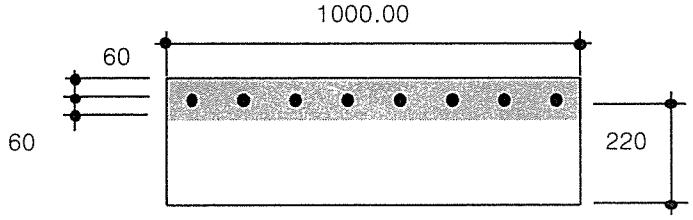
0.2%의 철근비	=	0.002	× 1,000 × 220	=	440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적				=	1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 73.110 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n	=	E_s	/	E_c							=	8.19
ρ	=	A_s	/ (	b	×	d) =	1910.00	/ (	1000.00	× 220.00)	=	0.00868
nρ	=	n	×	ρ	=	8.19	x	0.00868			=	0.07109
k	=	−	n	ρ	+ √((	n	ρ)²	+	2	n ρ)	=	0.313
j	=	1	−	k	/	3 =	1	−	0.313	/ 3	=	0.896

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 73,110,000.00 /(0.00868 x 0.896 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 194.22 MPa

- 균열폭 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 19.00 / 2 = 50.50 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [279.218 , 324.374] = 279.218 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 279.218 mm ∴ O.K

3.5.5 캔틸레버판 단부 검토

(1) 좌측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 770.00 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 2 × 770.00 = 1,540.00 mm^2

- 사용철근

인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

단부에서 1.10 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 491.01 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 2 × 491.01 = 982.02 mm^2

- 사용철근

인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

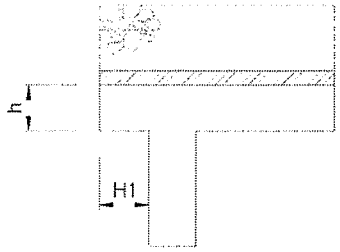
압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

단부에서 0.90 m 까지

3.6 슬래브 단부 설계

3.6.1 단면치수



h: 0.28 m

H1: 0.325 m

3.6.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

w_d = 22.622 kN/m²

$M_d = w_d \times H_1^2 / 2$ = 1.195 KN·m/m

2) 활하중에 의한 단면력

w_L = 74.709 kN/m²

$M_L = w_L \times H_1^2 / 2$ = 3.946 KN·m/m

3) 하중조합

- 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : $U = 1.35\,D + 1.85\,L$

$= 1.35 \times 1.19 + 1.85 \times 3.95$ = 8.912 kN-m

Load case 2 : $U = 1.6\,(D + L)$

$= 1.6 \times (1.19 + 3.95)$ = 8.225 kN-m

3. 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	8.912	
적 용	8.912	MAX

3.6.3 철근량 산정

1. 설계조건

f_{ck} = 30.00 MPa

f_y = 400.00 MPa

M_u = 8.912 kN-m

b = 1000.00 mm　　h = 280.00 mm

d' = 60.00 mm　　d = 220.00 mm

ϕ_f = 0.90　　k_1 = 0.85

2. 휨검토

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 0.0157 A_s

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a/2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 9{,}902{,}473.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 112.96 mm²

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 112.96 = 150.61 \ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{(f_{ck})}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(30.00)}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \ mm^2$

인장(상면) A_s = H 13 @ 200 = 126.7 $\times \frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

2) 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{633.50 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 9.94$ mm

$\Phi M_n = \Phi A_s \times f_y \times (d - a/2)$

$= 0.90 \times 633.50 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{9.94}{2})$

= 49,039,741.80 N-mm

= **49.04** kN-m > M_u = 8.91 kN-m (사용률: 5.503)

O.K.!!

3) 철근비검토

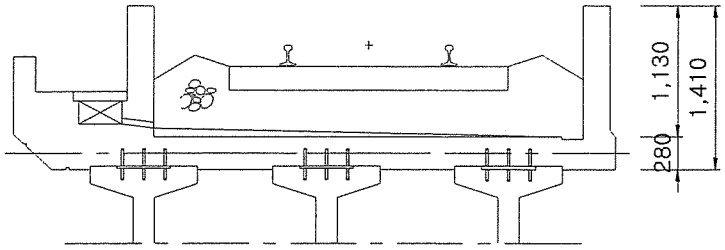
균형철근비(p_b) = $0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.288 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3.7 탈선방호벽 설계

3.7.1 단면치수



h: 1.130 m

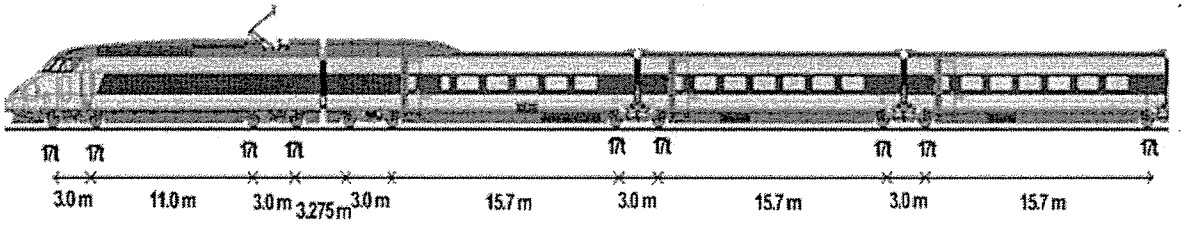
t: 0.250 m

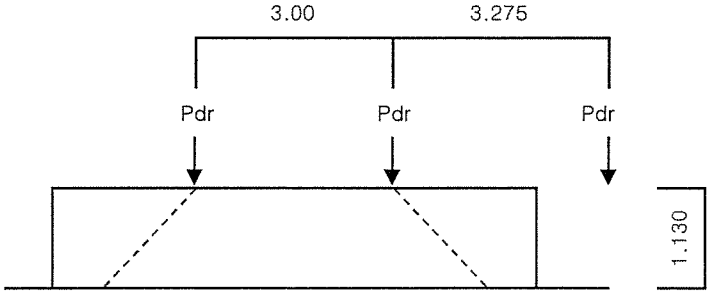
3.7.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정

(※ 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음)





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.26

= 57.0 kN/m

2. 전단력 산정

Sr = 57.0 kN

3. 휨모멘트 산정

Mr = 57.0 × 1.130 = 64.4 kN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	64.45	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	250.00	mm
d'	=	50.00	mm	d	=	200.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2) 휨검토

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 80{,}000.00\ A_s + 71{,}609{,}632.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 927.37 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 927.37$ = 1,236.49 mm^2

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00$ = 684.65 mm^2

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00$ = 700.00 mm^2

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = 1,324.00 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 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 N-mm

= **90.38** kN-m > M_u = 64.45 kN-m (사용률: 1.402)

O.K.!!

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.662 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{\ 30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000$ = 155.19 kN

ΦVc = 155.19 > Vu = 57.034 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

3.8 바닥판 설계 요약

3.8.1 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	
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

(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	
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

3.6.2 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	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

(2) 바닥판 하면

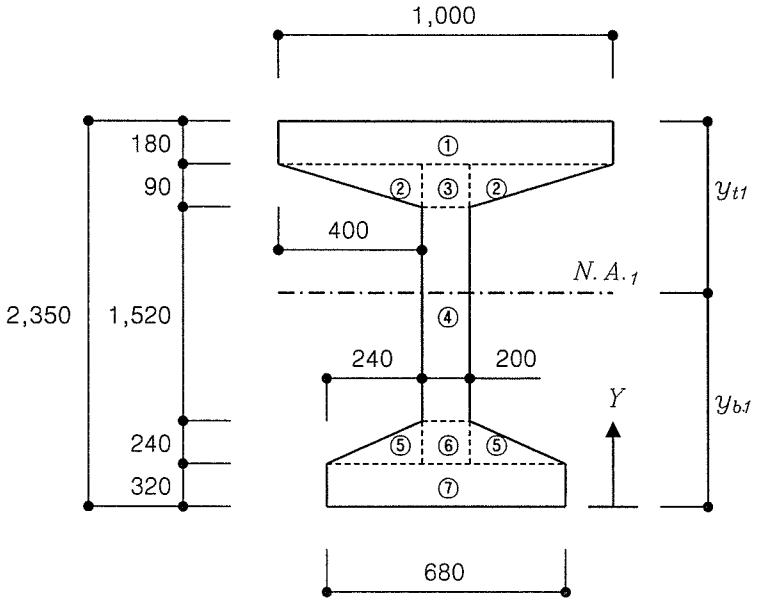
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

4. 주거더 설계

4.1 단면제원

4.1.1 중앙부 단면

(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

y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + -1,163.89 = 1,186.11 mm

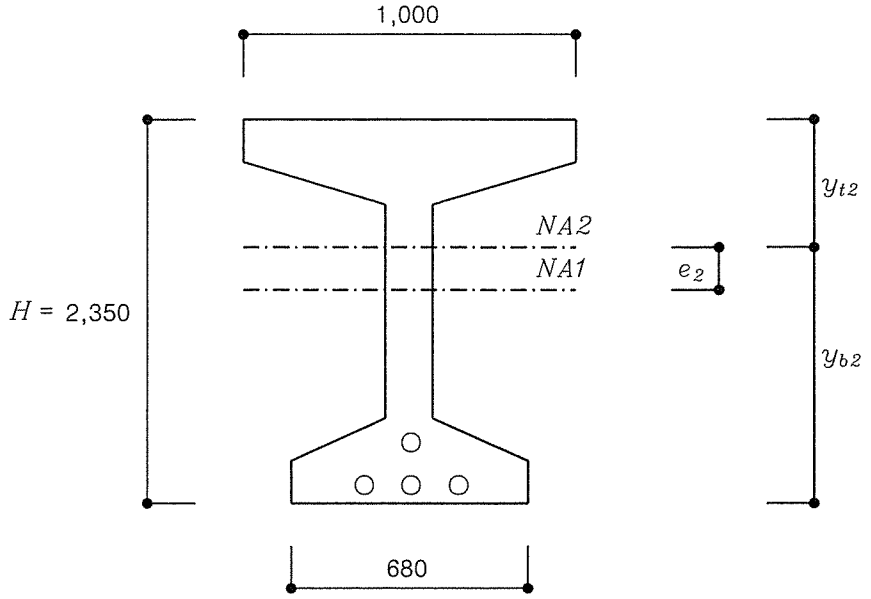
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,002,346,000 / 861,200 = -1,163.89 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 1,780,599,866,666 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 1,780,599,866,666 − 861,200 x -1,163.89 ^{2}

= 613,983,957,141 mm^4

(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	11	1,086	65	3,318	125	
2	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	125	
3	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	125	
4	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	250	

강선 중심 거리 (하연부터) = 625 / 4 = 156.25 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	-13,272	-1,007.64	13,373,398	-13,475,570,841	-3,504,962
합 계	847,928		13,373,398	-13,475,570,841	613,980,452,179

e_2 = $\Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2$ = 13,373,398 / 847,928 = 15.77 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t2} = $y_{t1} - e_2$ = 1,186.11 − 15.77 = 1,170.34 mm

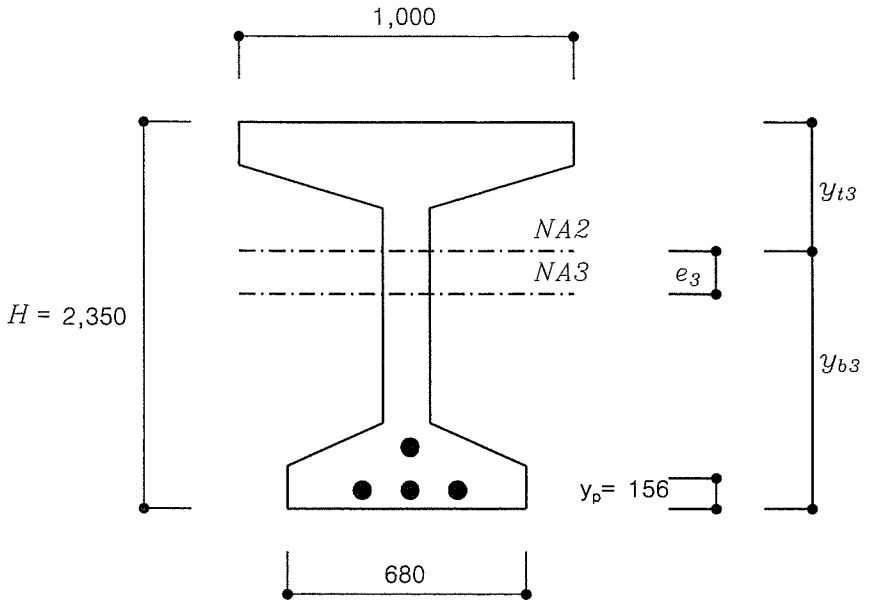
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,163.89 − 15.77 = -1,179.66 mm

I_{NA2} = $\Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

= 613,980,452,179 + -13,475,570,841 − 210,873,673

= 600,294,007,665 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	847,928	0.00	0	0	600,294,007,665
PS 강선	28,931	-1,023	-29,608,316	30,301,446,316	374,207
합 계	876,859		-29,608,316	30,301,446,316	600,294,381,872

n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66

e_3 = $\Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3$ = -29,608,316 / 876,859 = -33.77 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t3} = $y_{t2} - e_3$ = 1,170.34 − -33.77 = 1,204.11 mm

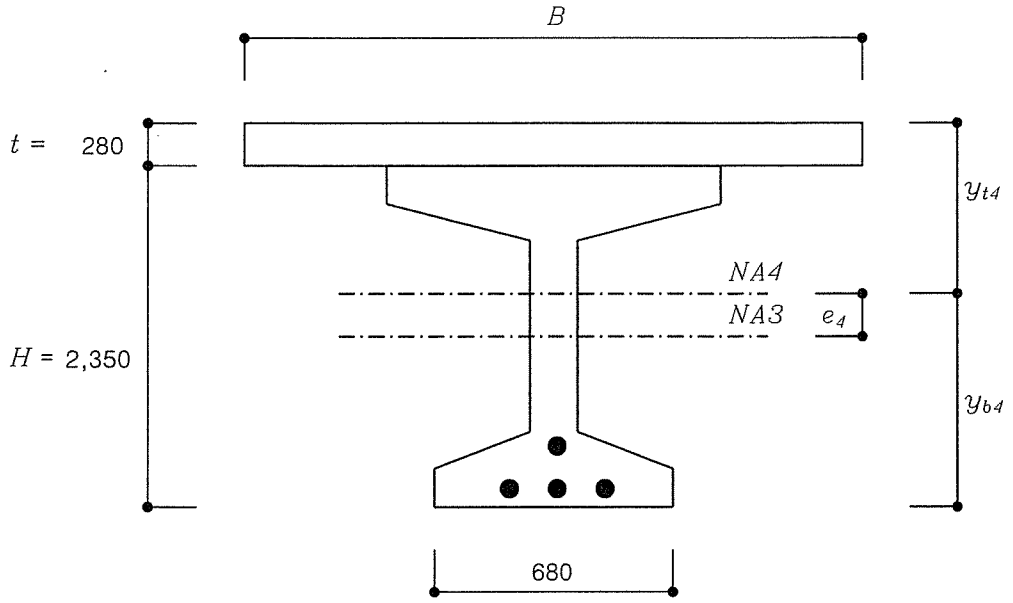
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,179.66 − -33.77 = -1,145.89 mm

I_{NA3} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 600,294,381,872 + 30,301,446,316 − 999,981,361

= 629,595,846,827 mm^4

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

– 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4			=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\ h_f$	=	200	+	12	x	280	=	3,560	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700					=	1,700	mm
						∴ B	=	1,700	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	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	437,920	1,344.11	588,612,651	791,160,150,604	2,861,077,333
합 계	1,314,779		588,612,651	791,160,150,604	632,456,924,160

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 588,612,651 / 1,314,779 = 447.69 mm

(+ : ↑, – : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 – 447.69 = 1,036.42 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = –1145.89 – 447.69 = –1,593.58 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 632,456,924,160 + 791,160,150,604 – 263,516,345,768

= 1,160,100,728,996 mm^4

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12	=	1,300	+	24,900	/	12	=	3,375	mm
(ii) $b_l + 6\,h_f$	=	1,300	+	6 x 280			=	4,660	mm
(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2	=	1,300	+	1,500	/	2	=	2,050	mm
					∴	B	=	2,050	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	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	528,080	1,344.11	709,797,609	954,046,063,964	3,450,122,667
합 계	1,404,939		709,797,609	954,046,063,964	633,045,969,494

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 709,797,609 / 1,404,939 = 505.22 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 505.22 = 978.89 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = -1145.89 − 505.22 = -1,651.11 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 633,045,969,494 + 954,046,063,964 − 358,606,824,130

= 1,228,485,209,328 mm^4

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12	=	1,100	+	24,900	/	12	=	3,175	mm
(ii) $b_l + 6\,h_f$	=	1,100	+	6 x 280			=	4,460	mm
(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2	=	1,100	+	1,500	/	2	=	1,850	mm
					∴	B	=	1,850	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	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	476,560	1,344.11	640,549,062	860,968,399,187	3,113,525,333
합 계	1,353,419		640,549,062	860,968,399,187	632,709,372,160

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 640,549,062 / 1,353,419 = 473.28 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 473.28 = 1,010.83 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = -1145.89 − 473.28 = -1,619.17 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 632,709,372,160 + 860,968,399,187 − 303,157,688,144

= 1,190,520,083,203 mm^4

(6) 단면 제원 집계표

① 내측 거더(G2)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,314,779
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,036.42
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	756.42
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,593.58
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,160,100,728,996
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,119,334,564
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,533,672,733
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-727,983,991

② 외측거더(G1)

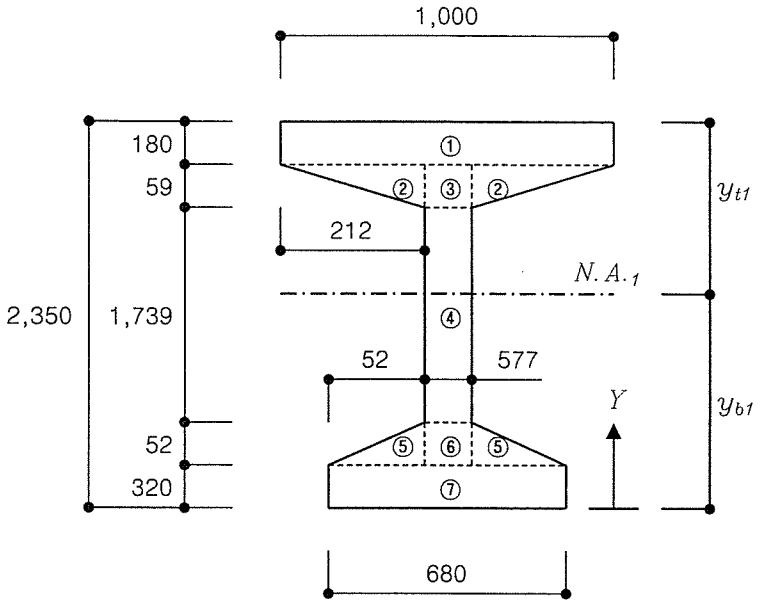
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,404,939
바닥판 상연	(mm)	-	-	978.89
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	698.89
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,651.11
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,228,485,209,328
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,254,977,790
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,757,766,185
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-744,035,957

③ 외측거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,353,419
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,010.83
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	730.83
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,619.17
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,190,520,083,203
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,177,764,889
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,628,997,281
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-735,265,650

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

y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + -1,215.26 = 1,134.74 mm

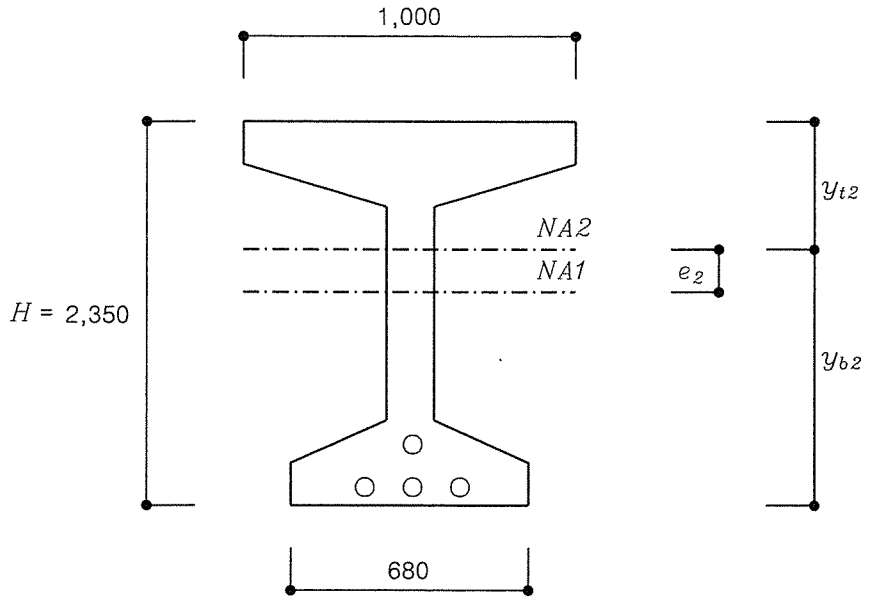
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,798,842,309 / 1,480,207 = -1,215.26 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 2,945,611,219,007 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 2,945,611,219,007 - 1,480,207 x -1,215.26 ^{2}

= 759,557,345,587 mm^4

(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	11	1,086	65	3,318	240	
2	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	462	
3	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	684	
4	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	969	

강선 중심 거리 (하연부터) = 2355 / 4 = 588.75 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	-13,272	-626.51	8,315,041	-5,209,456,161	-3,504,962
합 계	1,466,935		8,315,041	-5,209,456,161	759,553,840,625

e_2 = $\Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2$ = 8,315,041 / 1,466,935 = 5.67 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t2} = $y_{t1} - e_2$ = 1,134.74 − 5.67 = 1,129.07 mm

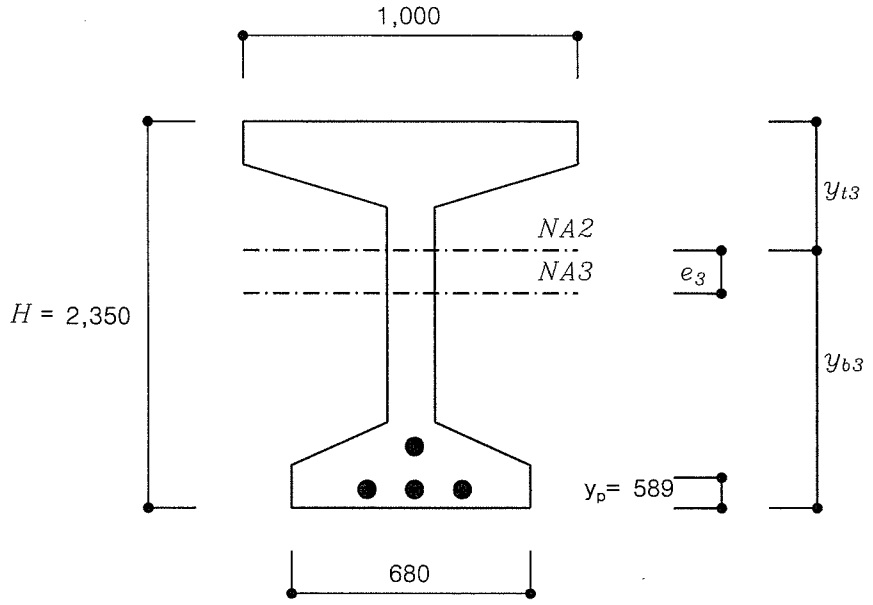
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,215.26 − 5.67 = -1,220.93 mm

I_{NA2} = $\Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$

= 759,553,840,625 + -5,209,456,161 − 47,160,347

= 754,297,224,117 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	1,466,935	0.00	0	0	754,297,224,117
PS 강선	28,931	-632.18	-18,289,625	11,562,335,049	374,207
합 계	1,495,866		-18,289,625	11,562,335,049	754,297,598,324

n_3 = E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66

e_3 = $\Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3$ = -18,289,625 / 1,495,866 = -12.23 mm

(+ : ↑, - : ↓)

y_{t3} = $y_{t2} - e_3$ = 1,129.07 - -12.23 = 1,141.30 mm

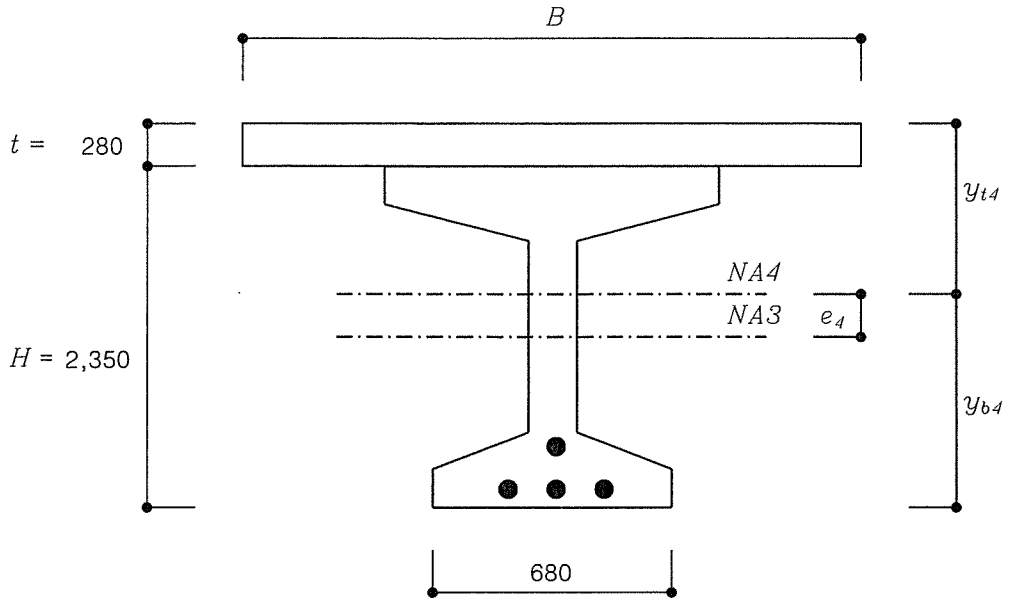
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,220.93 - -12.23 = -1,208.70 mm

I_{NA3} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2$

= 754,297,598,324 + 11,562,335,049 - 223,741,022

= 765,636,192,351 mm^4

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) 지간의 1/4	=	24,900	/	4			=	6,225	mm
(ii) $b_w + 12\ h_f$	=	577	+	12	x	280	=	3,937	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700					=	1,700	mm
						∴ B	=	1,700	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	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	437,920	1,281.30	561,106,896	718,946,265,845	2,861,077,333
합 계	1,933,786		561,106,896	718,946,265,845	768,497,269,684

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 561,106,896 / 1,933,786 = 290.16 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 290.16 = 1,193.95 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.89 − 290.16 = −1,436.05 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 768,497,269,684 + 718,946,265,845 − 162,810,910,813

= 1,324,632,624,716 mm^4

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 mm

(ii) $b_l + 6\,h_f$ = 1,300 + 6 x 280 = 4,660 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 mm

$\therefore\ B$ = 2,050 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	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	528,080	1,281.30	676,628,904	866,964,614,695	3,450,122,667
합 계	2,023,946		676,628,904	866,964,614,695	769,086,315,018

e_4 = $\Sigma\,(A_4 \times y) / \Sigma\,A_4$ = 676,628,904 / 2,023,946 = 334.31 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 334.31 = 1,149.80 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.89 − 334.31 = −1,480.20 mm

I_{NA4} = $\Sigma\,I_o + \Sigma\,(A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 769,086,315,018 + 866,964,614,695 − 226,202,637,685

= 1,409,848,292,028 mm^4

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 mm

(ii) $b_l + 6\,h_f$ = 1,100 + 6 x 280 = 4,460 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 mm

$\therefore\ B$ = 1,850 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	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	476,560	1,281.30	610,616,328	782,382,701,066	3,113,525,333
합 계	1,972,426		610,616,328	782,382,701,066	768,749,717,684

e_4 = $\Sigma\,(A_4 \times y) / \Sigma\,A_4$ = 610,616,328 / 1,972,426 = 309.58 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1484.11 − 309.58 = 1,174.53 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1145.89 − 309.58 = −1,455.47 mm

I_{NA4} = $\Sigma\,I_o + \Sigma\,(A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 768,749,717,684 + 782,382,701,066 − 189,036,870,639

= 1,362,095,548,111 mm^4

(6) 단면 제원 집계표

① 내측 거더(G2)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	1,933,786
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,193.95
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	913.95
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,436.05
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,324,632,624,716
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,109,454,018
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,449,349,116
	$S_{b,gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-922,414,000

② 외측거더(G1)

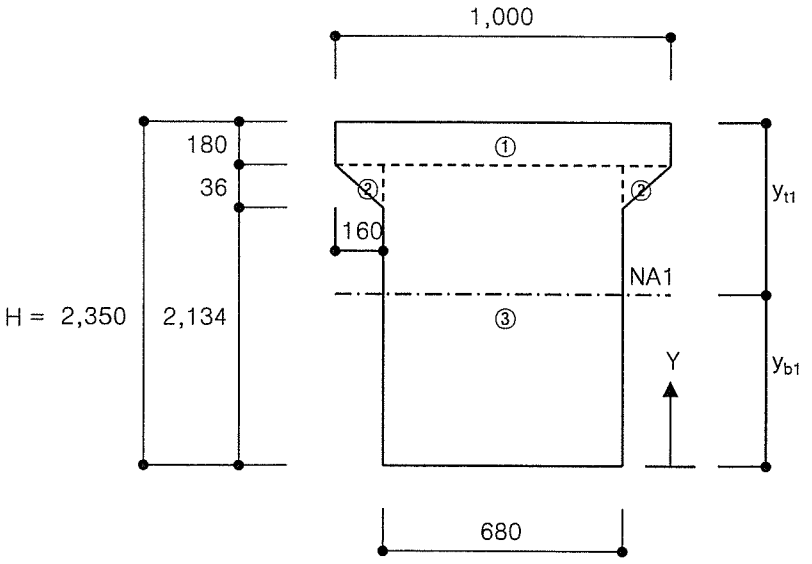
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	2,023,946
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,149.80
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	869.80
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,480.20
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,409,848,292,028
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,226,168,283
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,620,887,896
	$S_{b,gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-952,471,485

③ 외측거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	1,972,426
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,174.53
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	894.53
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,455.47
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,362,095,548,111
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,159,694,131
	$S_{t,gir}$	531,671,205	551,647,986	1,522,694,094
	$S_{b,gir}$	-491,669,471	-520,886,777	-935,845,842

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

y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 2,020,256,080 / 1,661,360 = −1,216.0 mm

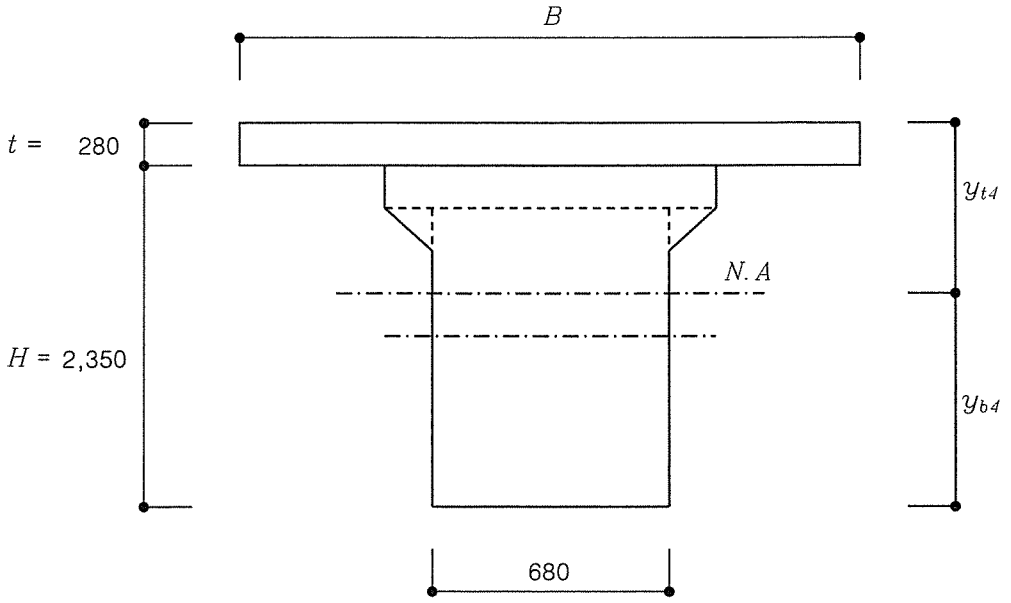
y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1216.0 = 1,134.0 mm

I_{bot} = $\Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2)$ = 3,262,829,474,027 mm^4

I_{NA1} = $I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2$ = 3,262,829,474,027 − 1,661,360 x −1,216.00 ^{2}

= 806,249,541,867 mm^4

(2) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 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 x	280	=	4,040	mm
(iii) 거더의 중심간 거리	=	1,700				=	1,700	mm
						=	1,700	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	437,920	1,274.0	557,910,080	710,777,441,920	2,861,077,333
합 계	2,099,280		557,910,080	710,777,441,920	809,110,619,200

n_4 = E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 557,910,080 / 2,099,280 = 265.76 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 − 265.76 = 1148.24 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1216.00 + 265.76 = −950.24 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 809,110,619,200 + 710,777,441,920 − 148,268,740,528

= 1,371,619,320,592 mm^4

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 mm

(ii) $b_l + 6\ h_f$ = 1,300 + 6 x 280 = 4,660 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 mm

∴ B = 2,050 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	528,080	1,274.0	672,773,920	857,113,974,080	3,450,122,667
합 계	2,189,440		672,773,920	857,113,974,080	809,699,664,534

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 672,773,920 / 2,189,440 = 307.28 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 − 307.28 = 1106.72 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1216.00 + 307.28 = −908.72 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 809,699,664,534 + 857,113,974,080 − 206,729,110,737

= 1,460,084,527,877 mm^4

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

(i) b_l + 지간의 1/12 = 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 mm

(ii) $b_l + 6\ h_f$ = 1,100 + 6 x 280 = 4,460 mm

(iii) b_l + 인접거더와 순지간의 1/2 = 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 mm

∴ B = 1,850 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	476,560	1,274.0	607,137,440	773,493,098,560	3,113,525,333
합 계	2,137,920		607,137,440	773,493,098,560	809,363,067,200

e_4 = $\Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4$ = 607,137,440 / 2,137,920 = 283.99 mm

(+ : ↑, − : ↓)

y_{t4} = $(y_{t3} + t) - e_4$ = 1414.00 − 283.99 = 1130.01 mm

y_{b4} = $y_{b3} + e_4$ = −1216.00 + 283.99 = −932.01 mm

I_{NA4} = $\Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2$

= 809,363,067,200 + 773,493,098,560 − 172,423,932,348

= 1,410,432,233,412 mm^4

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	내 측 거 더(G2)		외 측 거 더(G1)	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)	전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,661,360	2,099,280	1,661,360	2,189,440
바닥판 상연	(mm)	-	1,148.24	-	1,106.72
거더 상연	(mm)	1,134.00	868.24	1,134.00	826.72
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-950.24	-1,216.00	-908.72
단면2차모멘트	(mm^4)	806,249,541,867	1,371,619,320,592	806,249,541,867	1,460,084,527,877
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,194,540,619	-	1,319,289,909
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,579,769,788	710,978,432	1,766,117,341
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,443,445,151	-663,034,163	-1,606,748,534

구 분	단위	외 측 거 더(G3)	
		전단면(A_1)	합성단면(A_4)
단면적	(mm^2)	1,661,360	2,137,920
바닥판 상연	(mm)	-	1,130.01
거더 상연	(mm)	1,134.00	850.01
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-932.01
단면2차모멘트	(mm^4)	806,249,541,867	1,410,432,233,412
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	1,248,159,072
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,659,312,518
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,513,323,069

4.2 하중산정

4.2.1 고정하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d_o) → (주거더 당)

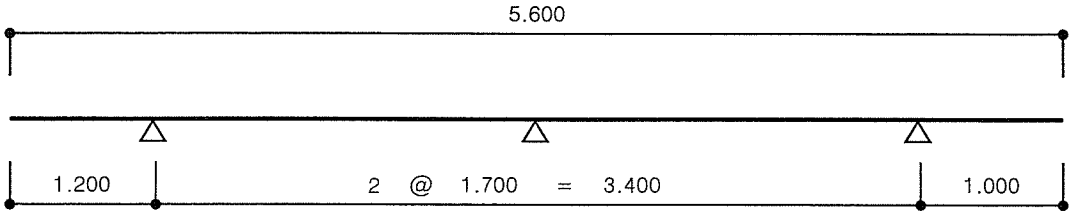
① 중앙부 단면

w_{c1} = 단면적 × 단위중량 = 0.861 × 24.50 = 21.095 kN/m

② 지점 단면

w_{c2} = 단면적 × 단위중량 = 1.661 × 24.50 = 40.695 kN/m

(2) 합성전 고정하중 (d_1) → (주거더 당)



① 외측거더(G1)

- 바닥판 $w_{slab.o}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 2.050 × 24.50 = 14.063 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab.o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.008 × 0.750 × 24.50 = 0.138 kN/m
- 가로보 $P_{slab.o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 0.510 × 24.50 = 7.609 kN

② 외측거더(G3)

- 바닥판 $w_{slab.o}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 1.850 × 24.50 = 12.691 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab.o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.014 × 1.350 × 24.50 = 0.447 kN/m
- 가로보 $P_{slab.o}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 0.510 × 24.50 = 7.609 kN

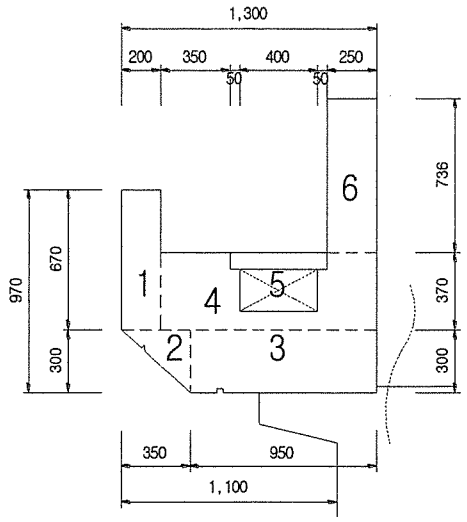
③ 내측거더(G2)

- 바닥판 $w_{slab.i}$ = 슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.280 × 1.700 × 24.50 = 11.662 kN/m
- 배수구배 콘크리트 $w_{slab.o}$ = 평균두께 × 유효폭 × 단위중량
  = 0.017 × 1.700 × 24.50 = 0.708 kN/m
- 가로보 $P_{slab.i}$ = 가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량
  = 0.300 × 2.030 × 1.020 × 24.50 = 15.219 kN

(3) 합성후 고정하중 (d_2)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 종방향부재에 재하)

- 방호벽

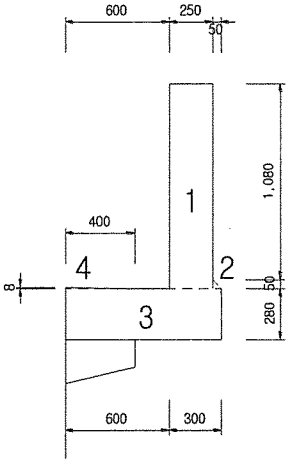


					(면적)	(팔길이:좌측기준)
①	0.200	×	0.670	=	0.134	0.100
④	1.100	×	0.370	=	0.407	0.750
⑤	0.400	×	0.200	=	-0.080	0.80
⑥	0.250	×	0.736	=	0.184	1.23
계					0.645	0.744

=> 좌측거더에서 0.456 m 이격

하중(P1) = 0.645 × 24.500 = 15.803 kN/m

M1 = 15.803 × 0.456 = 7.206 kN.m



						(면적)	(팔길이:우측기준)
①	0.250	×	1.080		=	0.270	0.175
②	0.050	×	0.050	/ 2	=	0.001	0.033
계						0.271	0.174

=> 우측거더에서 0.826 m 이격

하중(P2) = 0.271 × 24.500 = 6.640 kN/m

M2 = 6.640 × 0.826 = 5.484 kN.m

- 방음벽 = 2.000 kN/m

좌측 방음벽 재하위치 : 좌측거더에서 1.100 m 이격

우측 방음벽 재하위치 : 우측거더에서 0.825 m 이격

- 방음벽기초

(0.400 + 0.600) × 0.100 / 4.000 × 24.50 = 0.613 kN/m

좌측 방음벽 재하위치 : 좌측거더에서 1.100 m 이격

우측 방음벽 재하위치 : 우측거더에서 0.825 m 이격

② 도상하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)

(자갈도상층 깊이) × 단위중량

= (0.565 + 0) × 19.0 × 1.3

= 13.956 kN/m^2

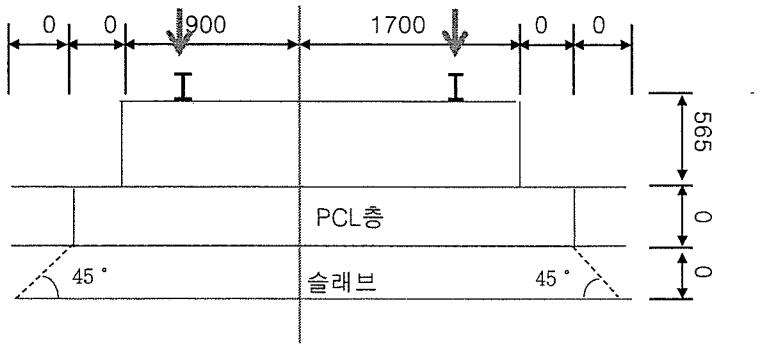
재하범위 : 좌측거더 외측으로 -0.10 m 부터

우측거더 외측으로 0.700 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.700 m) = 23.725 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 27.912 kN/m

③ 레일하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)



하중 분포폭

침목길이 + 1.5 x 도상 깊이) + 바닥판 두께

= 2.600 + 1.5 × 0.565 + 0.280

= 3.728 m

레일 침목 하중

= 5.600 / 3.728

= 1.502 kN/m^2

재하범위 : 중앙거더 좌측으로 0.900 m 부터

중앙거더 우측으로 1.700 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.700 m) = 2.553 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 3.004 kN/m

④ 케이블 (격자모델 종방향부재에 재하) = 1.000 kN/m

재하위치 : 좌측거더에서 0.400 m 이격

M2 = 1.000 × 0.400 = 0.400 kN.m

4.2.2 활하중 (격자모델 종방향부재에 재하)

(1) 보도적재하중

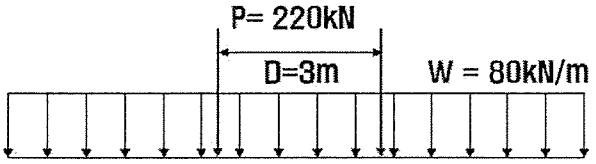
w_w = 2.000 × 0.850 = 1.700 kN/m

재하위치 : 좌측거더에서 0.575 m 이격

M2 = 1.700 × 0.575 = 0.978 kN.m

(2) 표준활하중

KL2012하중



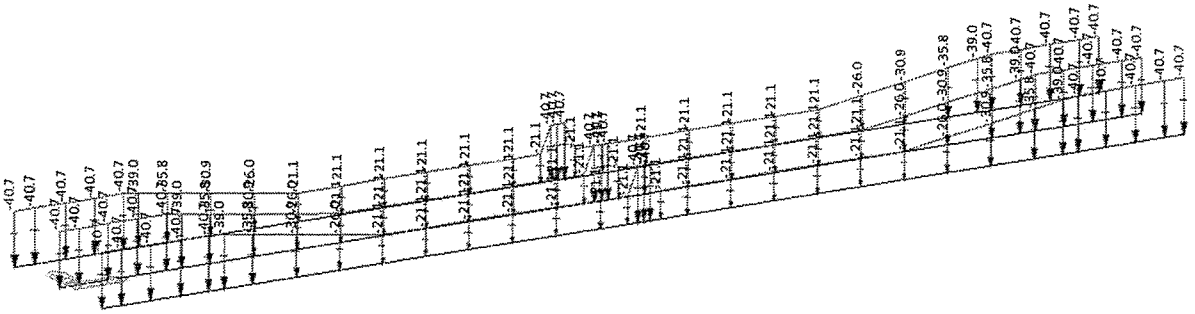
(3) 충격하중

$$\text{충격계수 i (\%)}; = \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126} = \mathbf{112.645}\ \%$$

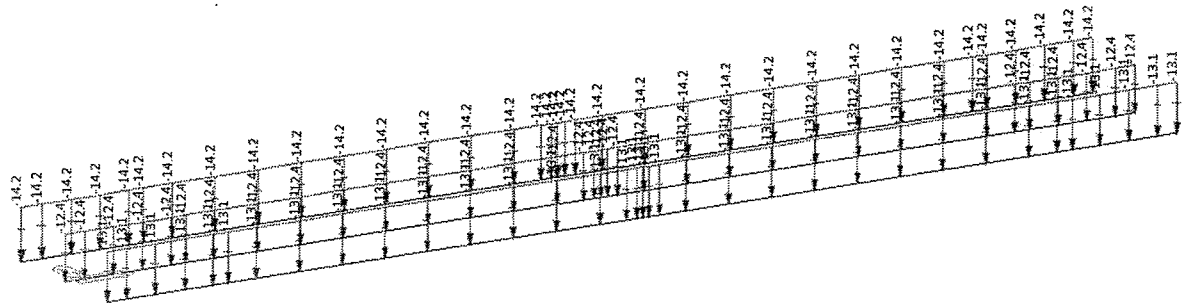
4.3 구조해석

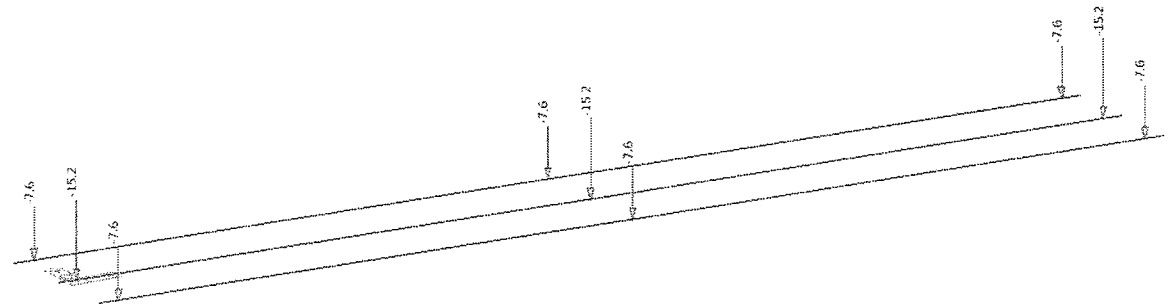
4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중



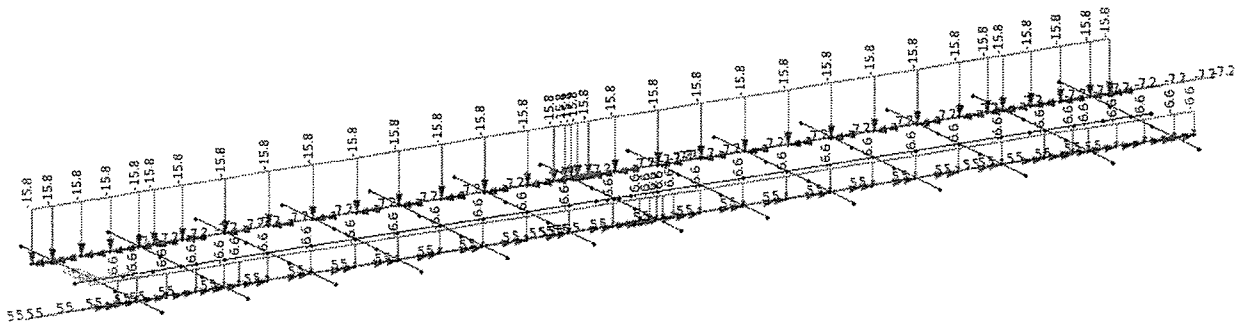
(2) 합성전 고정하중





(3) 합성후 고정하중

- 방호벽

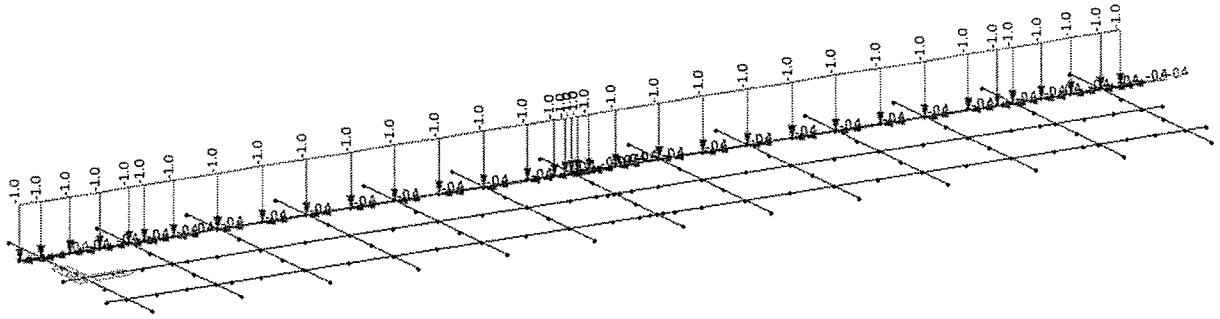


- 바닥판

- 도상

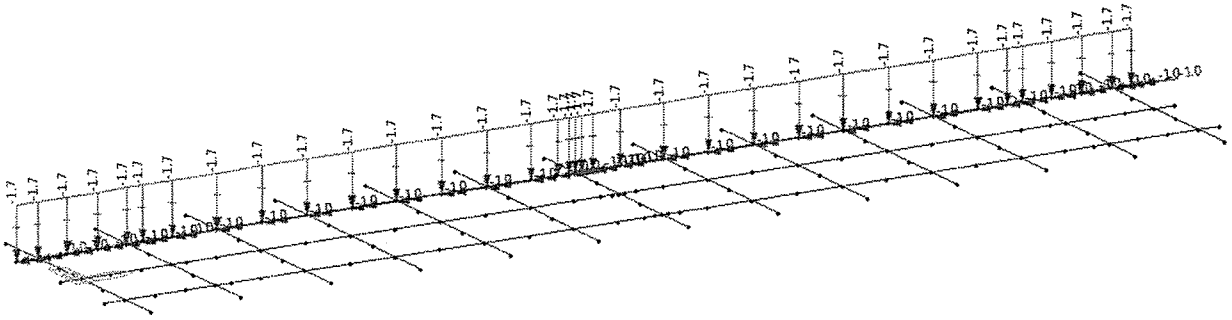
- 레일 + 침목

- 케이블

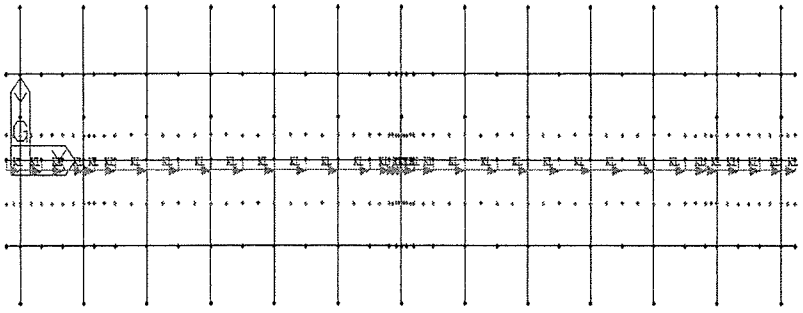


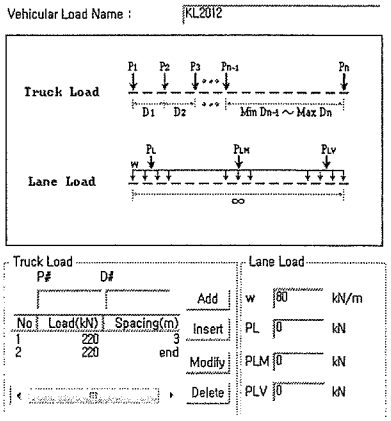
(4) 합성후 활하중

- 보도적재하중



- KL2012

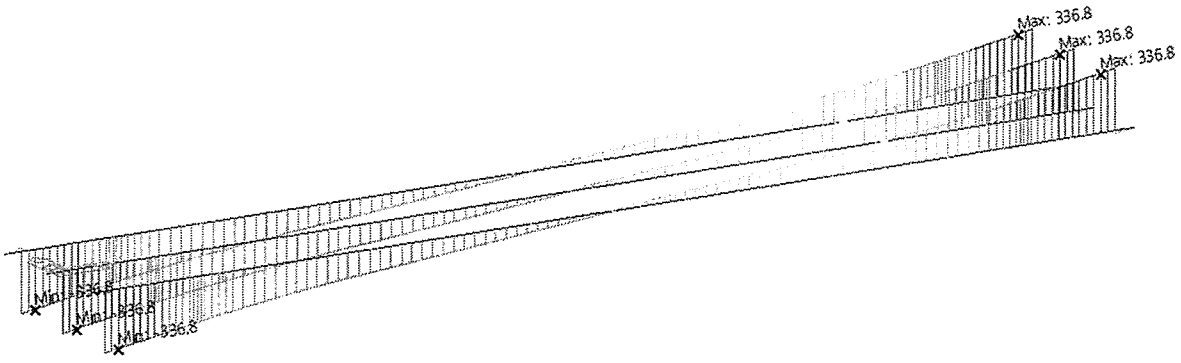




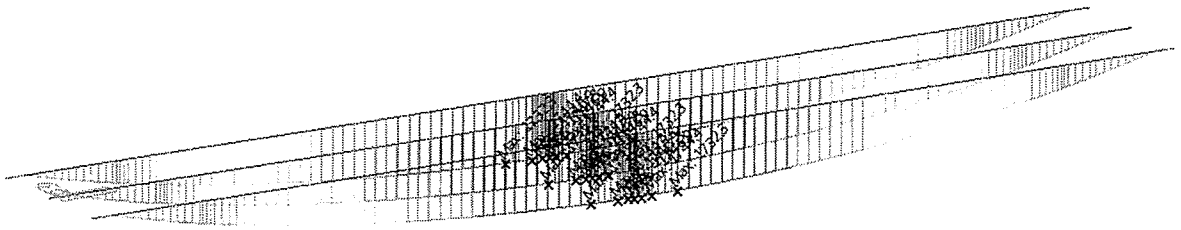
4.3.2 단면력도

(1) 빔 자중

- 전단력도

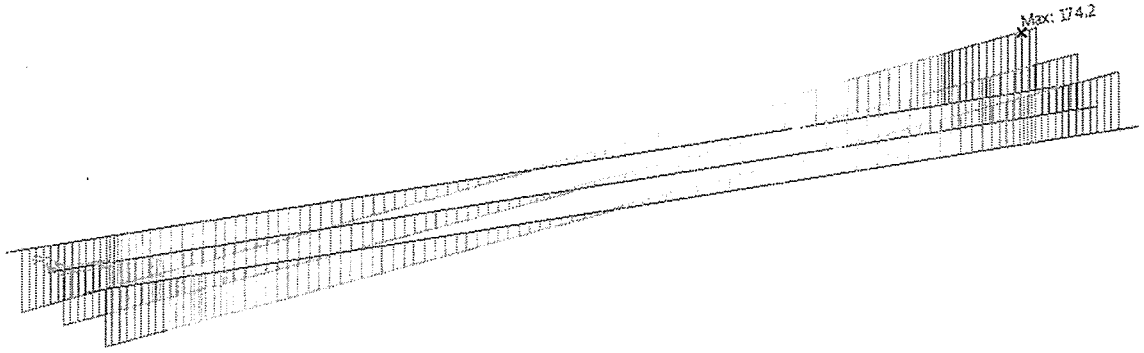


- 모멘트도

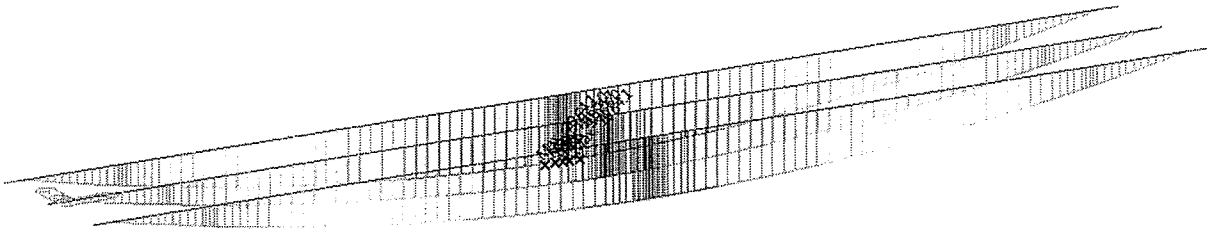


(2) 합성전 고정하중

- 전단력도

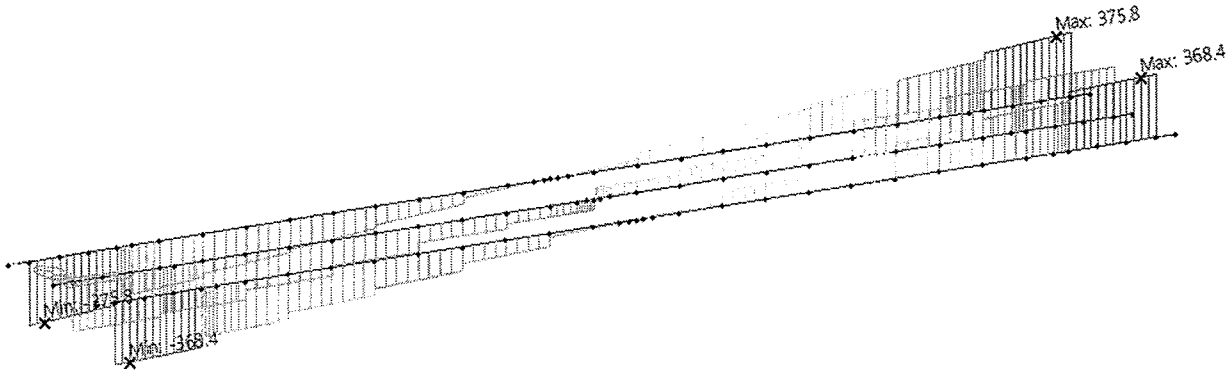


- 모멘트도

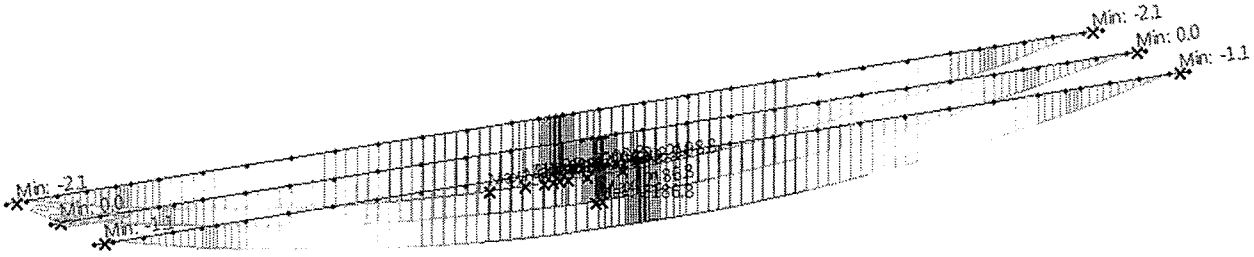


(3) 합성후 고정하중

- 전단력도

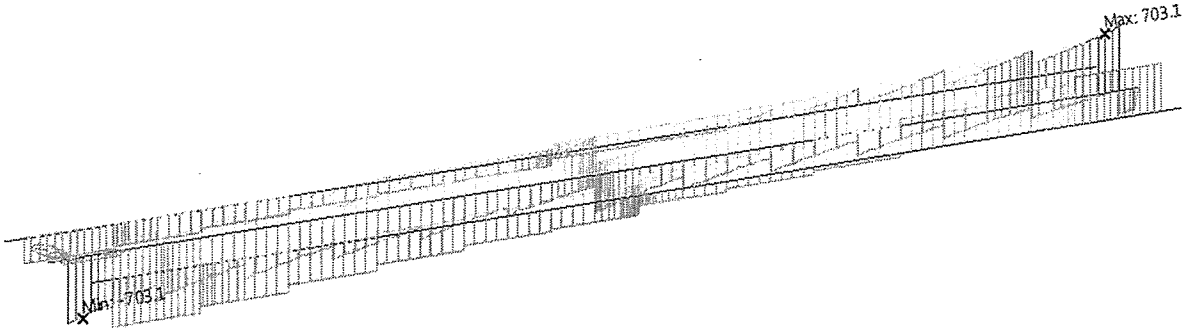


- 모멘트도

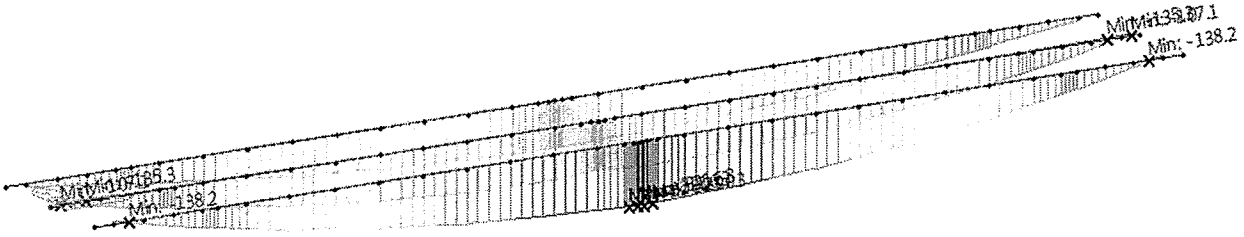


(4) 합성후 활하중

- 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	-336.83	-174.22	-511.05	-4.12	-1.44	-5.56
	G2	-336.83	-156.05	-492.88	-4.12	-1.25	-5.37
	G3	-336.83	-161.46	-498.29	-4.12	-1.33	-5.45
2.800	G1	-241.50	-140.85	-382.34	675.10	368.76	1,043.86
	G2	-241.50	-126.98	-368.48	675.10	331.31	1,006.41
	G3	-241.50	-130.59	-372.09	675.10	341.83	1,016.93
6.450	G1	-131.86	-89.01	-220.87	1,336.63	788.25	2,124.87
	G2	-131.86	-81.83	-213.69	1,336.63	712.39	2,049.02
	G3	-131.86	-82.63	-214.50	1,336.63	730.95	2,067.58
12.450	G1	0.00	3.81	3.81	1,747.33	1,066.69	2,814.02
	G2	0.00	7.61	7.61	1,747.33	980.71	2,728.04
	G3	0.00	3.81	3.81	1,747.33	990.27	2,737.60

(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	-375.560	-325.660	-701.220	-5.860	177.140	171.280
	G2	-290.830	-797.240	-1,088.070	22.710	2.090	24.800
	G3	-368.650	-579.690	-948.340	-20.060	18.050	-2.010
2.800	G1	-287.600	-288.950	-576.550	804.760	1,003.060	1,807.820
	G2	-269.350	-614.030	-883.380	706.840	1,205.780	1,912.620
	G3	-284.580	-499.880	-784.460	788.420	1,149.710	1,938.130
6.450	G1	-174.200	-186.240	-360.440	1,680.780	2,049.980	3,730.760
	G2	-149.210	-535.490	-684.700	1,575.610	2,342.350	3,917.960
	G3	-164.340	-330.530	-494.870	1,666.070	2,622.780	4,288.850
12.450	G1	-6.190	135.050	128.860	2,202.320	2,811.450	5,013.770
	G2	64.440	-461.250	-396.810	2,186.980	2,828.360	5,015.340
	G3	1.300	240.410	241.710	2,175.040	3,627.160	5,802.200

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	355.145	188.216	402.745	946.106	326.521	1,272.627
	A2	355.145	188.217	402.751	946.113	326.522	1,272.635
G2	A1	355.145	176.836	335.343	867.323	865.761	1,733.085
	A2	355.145	176.837	335.343	867.324	865.761	1,733.086
G3	A1	355.145	174.982	412.431	942.557	579.685	1,522.243
	A2	355.145	174.983	412.431	942.558	579.685	1,522.244

(2) 하부구조의 안정검토용 (충격하중 제외)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.145	188.216	402.745	946.106	289.984	1,236.089
	A2	355.145	188.217	402.751	946.113	289.984	1,236.097
G2	A1	355.145	176.836	335.343	867.323	768.882	1,636.205
	A2	355.145	176.837	335.343	867.324	768.882	1,636.206
G3	A1	355.145	174.982	412.431	942.557	514.818	1,457.376
	A2	355.145	174.983	412.431	942.558	514.818	1,457.377

4.5 PS강재의 긴장력 손실량

4.5.1 프리스트레스의 즉시 손실

(1) 긴장재와 쉬스관 사이의 마찰에 의한 손실량

① 탄성계수 E_p = 200,000 MPa

② Jacking Stress f_{pj} = 0.98 x f_{pia} = 0.98 x 1,440.00 = 1,411.20 MPa

③ 마찰에 의한 긴장재 인장응력 감소량

Δf_{pf} = f_{p0} (1 − e $^{-(\mu\alpha + \kappa lx)}$)

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

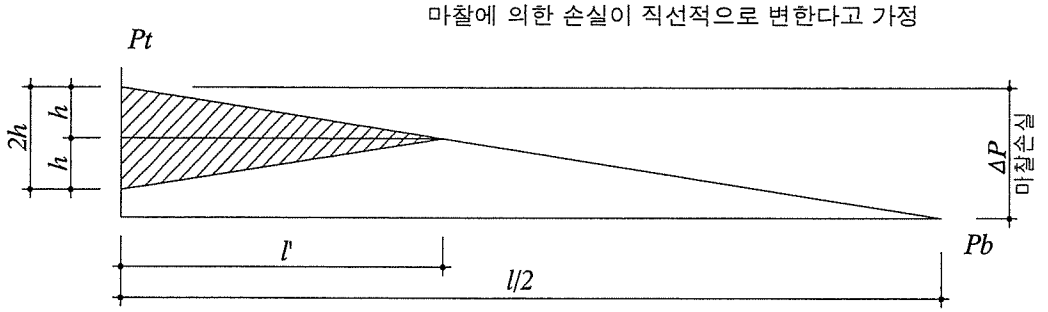
강선번호	각변화 (α)		강선길이 L(m)	$\mu\alpha + \kappa l$	$1-e^{-(\mu\alpha + \kappa l)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	116.47
2	08° 09'	0.142	12.391	0.097	0.092	129.83	141.00
3	12° 13'	0.213	12.446	0.115	0.109	153.82	167.05
4	15° 05'	0.263	12.500	0.128	0.120	169.34	183.90

(2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 ΔL = 6 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

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \qquad l' = \frac{\Delta l \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{-------- (3)}$$

(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	1,532.56	107.25	1,416.09	11.759	<	12.359	0.0
2	1,411.20	1,532.56	129.83	1,391.56	10.702	<	12.391	0.0
3	1,411.20	1,532.56	153.82	1,365.51	9.853	<	12.446	0.0
4	1,411.20	1,532.56	169.34	1,348.66	9.411	<	12.500	0.0
계		6,130.24		5,521.82				

∴ 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 kN-m

$$f_{cir} = \frac{5,521,820}{847,928} + \frac{5,521,820 \times 989.64^2}{629,595,846,827} - \frac{1,747.33 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827}$$

= 12.36 MPa

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 12.36 = 44.04 \text{ MPa}$$

(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	44.04	151.29	1,259.91	1,368.26
2	129.83	0.00	44.04	173.87	1,237.33	1,343.74
3	153.82	0.00	44.04	197.86	1,213.34	1,317.69
4	169.34	0.00	44.04	213.38	1,197.82	1,300.83
계	560.24	0.00	176.16	736.40	4,908.40	5,330.52

4.5.2 프리스트레스의 시간적 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

Δf_{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} = 980.71 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,186.98 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{980.71 \times 10^{\wedge 6} \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,186.98 \times 10^{\wedge 6} \times 1,437.33}{1,160,100,728,996} = 4.25 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} = 12 x 12.36 - 7 x 4.25 = 118.57 MPa

② 외측거더(G1)

M_{d1} = 1,066.69 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,202.32 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{1,066.69 \times 10^{\wedge 6} \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,202.32 \times 10^{\wedge 6} \times 1,494.86}{1,228,485,209,328} = 4.36 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} 12 x 12.36 - 7 x 4.36 = 117.80 MPa

③ 외측거더(G3)

M_{d1} = 990.27 kN-m (1차고정하중)

M_{d2} = 2,175.04 kN-m (2차고정하중)

$$f_{cds} = \frac{990.27 \times 10^{\wedge 6} \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,175.04 \times 10^{\wedge 6} \times 1,462.92}{1,190,520,083,203} = 4.23 \text{ MPa}$$

Δf_{pcr} 12 x 12.36 - 7 x 4.23 = 118.71 MPa

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

H_r (주위의 연간 평균 상대습도) = 70 %

Δf_{psh} = 0.8 x (119 - 1.05 x H_r)

= 0.8 x (119 - 1.05 x 70) = 36.40 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)

Δf_r = 35 − 0.07 x 140.06 − 0.1 x 44.04
− 0.05 x (36.40 + 118.57) = 13.04 MPa

② 외측거더(G1)

Δf_r = 35 − 0.07 x 140.06 − 0.1 x 44.04
− 0.05 x (36.40 + 117.80) = 13.08 MPa

③ 외측거더(G3)

Δf_r = 35 − 0.07 x 140.06 − 0.1 x 44.04
− 0.05 x (36.40 + 118.71) = 13.04 MPa

(4) 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분		Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	비 고
PS 강선	내측거더(G2)	118.57	36.40	13.04	168.01	
	외측거더(G1)	117.80	36.40	13.08	167.28	
	외측거더(G3)	118.71	36.40	13.04	168.15	

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	151.29	1,259.91	168.01	1,091.90	1,185.80
2	1,411.20	173.87	1,237.33	168.01	1,069.32	1,161.28
3	1,411.20	197.86	1,213.34	168.01	1,045.33	1,135.23
4	1,411.20	213.38	1,197.82	168.01	1,029.81	1,118.37
계	5,644.80	736.40	4,908.40	672.04	4,236.36	4,600.68

(2) 외측거더(G1)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	151.29	1,259.91	167.28	1,092.63	1,186.60
2	1,411.20	173.87	1,237.33	167.28	1,070.05	1,162.07
3	1,411.20	197.86	1,213.34	167.28	1,046.06	1,136.02
4	1,411.20	213.38	1,197.82	167.28	1,030.54	1,119.17
계	5,644.80	736.40	4,908.40	669.12	4,239.28	4,603.86

(3) 외측거더(G3)

강선번호	긴장응력 (MPa)	초기손실 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	장기손실 (MPa)	유효긴장응력 (MPa)	유효긴장력 (kN)
1	1,411.20	151.29	1,259.91	168.15	1,091.76	1,185.65
2	1,411.20	173.87	1,237.33	168.15	1,069.18	1,161.13
3	1,411.20	197.86	1,213.34	168.15	1,045.19	1,135.08
4	1,411.20	213.38	1,197.82	168.15	1,029.67	1,118.22
계	5,644.80	736.40	4,908.40	672.60	4,235.80	4,600.08

4.6 거더 응력 검토

4.6.1 거더 자중에 의한 응력

빔 자중에 의한 모멘트 (M_{d0}) = 1,747.33 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{Df}}{S_{t,gir}} = \frac{1{,}747.33 \times 10^{6}}{522{,}872{,}368} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{Df}}{S_{b,gir}} = \frac{1{,}747.33 \times 10^{6}}{-549{,}438{,}294} = -3.18 \text{ MPa}$$

4.6.2 PS강선 긴장에 의한 응력

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

초기 긴장력 (P_i) = $\sum (f_{pi} \times A_{ps})$ = 5,330.52 = 5,330,520.00 N

초기 편심 모멘트 (M_{pi}) = $P_i \times e_p$ = 5,330,520.00 x -989.64

= -5,275,295,812.80 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5{,}330{,}520}{876{,}859} + \frac{-5{,}275{,}295{,}813}{522{,}872{,}368}$$

$$= 6.08 + -10.09 = -4.01 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5{,}330{,}520}{876{,}859} + \frac{-5{,}275{,}295{,}813}{-549{,}438{,}294}$$

$$= 6.08 + 9.60 = 15.68 \text{ MPa}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

① 내측거더(G2)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 4,600.68 = 4,600,680.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 4,600,680.00 x -989.64

= -4,553,016,955.20 N-mm

$$f_{top,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4{,}600{,}680}{876{,}859} + \frac{-4{,}553{,}016{,}955}{522{,}872{,}368}$$

$$= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4{,}600{,}680}{876{,}859} + \frac{-4{,}553{,}016{,}955}{-549{,}438{,}294}$$

$$= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 4,603.86 = 4,603,860.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 4,603,860.00 x -989.64

= -4,556,164,010.40 N-mm

$$f_{top.gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t.gir}} = \frac{4,603,860}{876,859} + \frac{-4,556,164,010}{522,872,368}$$

$$= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa}$$

$$f_{bot.gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b.gir}} = \frac{4,603,860}{876,859} + \frac{-4,556,164,010}{-549,438,294}$$

$$= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa}$$

③ 외측거더(G3)

유효 긴장력 (P_e) = $\sum (f_{pe} \times A_{ps})$ = 4,600.08 = 4,600,080.00 N

유효 편심 모멘트 (M_{pe}) = $P_e \times e_p$ = 4,600,080.00 x -989.64

= -4,552,423,171.20 N-mm

$$f_{top.gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t.gir}} = \frac{4,600,080}{876,859} + \frac{-4,552,423,171}{522,872,368}$$

$$= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa}$$

$$f_{bot.gir} = \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b.gir}} = \frac{4,600,080}{876,859} + \frac{-4,552,423,171}{-549,438,294}$$

$$= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa}$$

4.6.3 바닥판, 가로보 하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 980.71 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{980.71 \times 10^{6}}{522,872,368} = 1.88 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{980.71 \times 10^{6}}{-549,438,294} = -1.78 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 1,066.69 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{1,066.69 \times 10^{6}}{522,872,368} = 2.04 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{1,066.69 \times 10^{6}}{-549,438,294} = -1.94 \text{ MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

바닥판 및 가로보하중에 의한 모멘트 (M_{d1}) = 990.27 kN-m

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{t,gir}} = \frac{990.27 \times 10^{6}}{522,872,368} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D2}}{S_{b,gir}} = \frac{990.27 \times 10^{6}}{-549,438,294} = -1.80 \text{ MPa}$$

4.6.4 포장, 방호벽 등에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,186.98 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}186.98 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}119{,}334{,}564} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}186.98 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}533{,}672{,}733} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}186.98 \times 10^{6}}{1{,}533{,}672{,}733} = 1.43 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}186.98 \times 10^{6}}{-727{,}983{,}991} = -3.00 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,202.32 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}202.32 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}254{,}977{,}790} = 1.61 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}202.32 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}757{,}766{,}185} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}202.32 \times 10^{6}}{1{,}757{,}766{,}185} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}202.32 \times 10^{6}}{-744{,}035{,}957} = -2.96 \text{ MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

포장 및 방호벽에 의한 모멘트 (M_{d2}) = 2,175.04 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}175.04 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}177{,}764{,}889} = 1.70 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}175.04 \times 10^{6} \times 0.92}{1{,}628{,}997{,}281} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}175.04 \times 10^{6}}{1{,}628{,}997{,}281} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}175.04 \times 10^{6}}{-735{,}265{,}650} = -2.96 \text{ MPa}$$

4.6.5 활하중에 의한 응력

(1) 내측거더(G2)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 2,828.36 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}828.36 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}119{,}334{,}564} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}828.36 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}533{,}672{,}733} = 1.70 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}828.36 \times 10^6}{1{,}533{,}672{,}733} = 1.84 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}828.36 \times 10^6}{-727{,}983{,}991} = -3.89 \text{ MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 2,811.45 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2{,}811.45 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}254{,}977{,}790} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2{,}811.45 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}757{,}766{,}185} = 1.47 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{2{,}811.45 \times 10^6}{1{,}757{,}766{,}185} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{2{,}811.45 \times 10^6}{-744{,}035{,}957} = -3.78 \text{ MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

활하중에 의한 모멘트 (M_l) = 3,627.16 kN-m

$$f_{top,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{3{,}627.16 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}177{,}764{,}889} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_L \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{3{,}627.16 \times 10^6 \times 0.92}{1{,}628{,}997{,}281} = 2.05 \text{ MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_L}{S_{t,gir}} = \frac{3{,}627.16 \times 10^6}{1{,}628{,}997{,}281} = 2.23 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_L}{S_{b,gir}} = \frac{3{,}627.16 \times 10^6}{-735{,}265{,}650} = -4.93 \text{ MPa}$$

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				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		980.71			1.88	-1.78
4. 포장, 방호벽		2186.98	1.80	1.31	1.43	-3.00
5. 활하중		2828.36	2.32	1.70	1.84	-3.89

(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				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		1,066.69			2.04	-1.94
4. 포장, 방호벽		2,202.32	1.61	1.15	1.25	-2.96
5. 활하중		2,811.45	2.06	1.47	1.60	-3.78

(3) 외측거더(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				-4.01	15.68
	유효				-3.46	13.54
3. 바닥판		990.27			1.89	-1.80
4. 포장, 방호벽		2,175.04	1.70	1.23	1.34	-2.96
5. 활하중		3,627.16	2.83	2.05	2.23	-4.93

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			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.76	8.58
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.80	1.31	3.19	5.58
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.12	3.01	5.03	1.69
	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

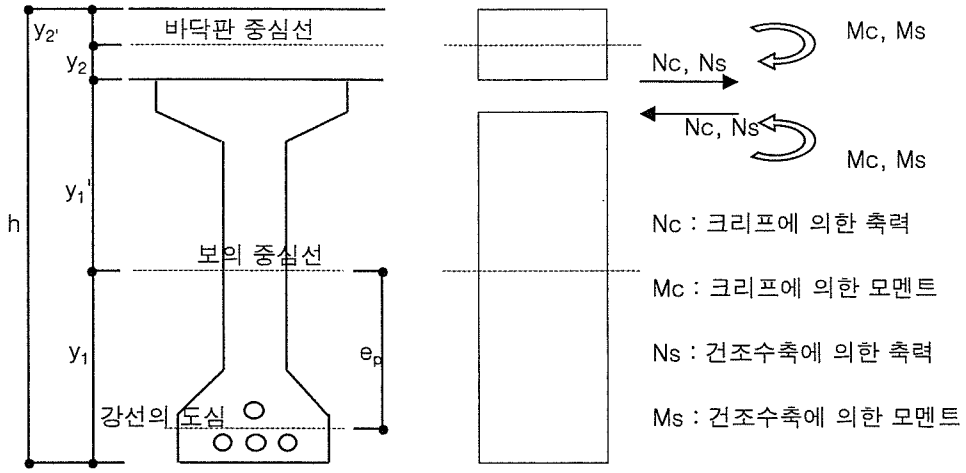
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.92	8.42
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.61	1.15	3.17	5.46
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.67	2.62	4.77	1.68
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(3) 외측거더(G3)

(+) 압축 / (-) 인장

하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.77	8.56
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.70	1.23	3.11	5.60
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.53	3.28	5.34	0.67
	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



$m = E_{c1}\ I_{c1}\ /\ E_{c2}\ I_{c2}$, $B = 1 + m$, $C = y_1' - my_2$

$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + my_2^2$

$K = \phi^\infty\ /\ (1+\phi^\infty)$, $K' = \Phi_t\ /\ (1+\phi^\infty)$

Φ^∞ : 콘크리트 초기재령 으로부터 T = ∞ 까지의 크리프계수 3.000)

Φ_t : 바닥판을 합성한 후 부터 T = ∞ 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

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008}{27{,}537} \times \frac{629{,}595{,}846{,}827}{2{,}861{,}077{,}333} = 239.802$$

$$B = 1 + m = 1 + 239.802 = 240.802$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.141 - 240.802 \times 0.140 = -32.571$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + my_2^2$$

$$= 1.204^2 + 0.718 + 239.802 \times 0.007 + 239.802 \times 0.140^2$$

$$= 8.435$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$P = 4{,}600.680$ kN

$M_{d1} = 1{,}747.329$ kN-m

$M_{d2} = 980.708$ kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times [4{,}600.680 \times \{240.802 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) - (-32.571 \times 0.620)\} + 1{,}747.329 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times 980.708 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204)$$

$$= -493.392 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{240.802 \times 8.435 - (-32.571)^2} \times [4{,}600.680 \times \{-32.571 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) - 8.435 \times 0.620\} + 1{,}747.329 \times (8.435 - (-32.571) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{240.802 \times 8.435 - (-32.571)^2} \times 980.708 \times (8.435 - (-32.571) \times 1.204)$$

$$= -67.267 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{240.802}{240.802 \times 8.435 - (-32.571)^2} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 175.827 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{-32.571}{(-32.571)^2 - 240.802 \times 8.435} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 23.783 \text{ kN-m}$$

4.7.2 외측거더 (G1)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008}{27{,}537} \times \frac{629{,}595{,}846{,}827}{3{,}450{,}122{,}667} = 198.86$$

$$B = 1 + m = 1 + 198.86 = 199.860$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 199.860 \times 0.140 = -26.839$$

$$F = y_1'^{2} + \gamma_{c1}^{2} + m\gamma_{c2}^{2} + m y_2^{2}$$

$$= 1.204^{2} + 0.718 + 198.86 \times 0.007 + 198.86 \times 0.140^{2}$$

$$= 7.365$$

$$K = \frac{\phi^{\infty}}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^{\infty})} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

P = 4,603.860 kN

M_{d1} = 1,747.329 kN-m

M_{d2} = 1,066.694 kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-26.839^{2} - 199.860 \times 7.365} \times [4{,}603.860 \times \{199.860 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) - (-26.839) \times 1.209\} + 1{,}747.329 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-26.839^{2} - 199.860 \times 7.365} \times 1{,}066.694 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204)$$

$$= -20.956 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{199.860 \times 7.365 - (-26.839)^{2}} \times [4{,}603.860 \times \{-26.839 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) - 7.365 \times 1.209\} + 1{,}747.329 \times (7.365 - (-26.839) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{199.860 \times 7.365 - (-26.839)^{2}} \times 1{,}066.694 \times (7.365 - (-26.839) \times 1.204)$$

$$= 3.688 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{199.860}{199.860 \times 7.365 - (-26.839)^{2}} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 188.386 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{-26.839}{(-26.839)^{2} - 199.860 \times 7.365} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 25.298 \text{ kN-m}$$

4.7.3 외측거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008 \times 629{,}595{,}846{,}827}{27{,}537 \times 3{,}113{,}525{,}333} = 220.359$$

$$B = 1 + m = 1 + 220.359 = 221.359$$

$$C = y_1' - my_2 = 1.141 - 221.359 \times 0.140 = -29.849$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + my_2^2$$

$$= 1.204^2 + 0.718 + 220.359 \times 0.007 + 220.359 \times 0.140^2$$

$$= 7.927$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$P = 4{,}600.080$ kN

$M_{d1} = 1{,}747.329$ kN-m

$M_{d2} = 990.266$ kN-m

$$N_c = -\frac{0.550}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times [4{,}600.080 \times \{221.359 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) - (-29.849 \times 1.209)\} + 1{,}747.329 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times 990.266 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204)$$

$$= -0.823 \text{ kN}$$

$$M_c = -\frac{0.550}{221.359 \times 7.927 - (-29.849)^2} \times [4{,}600.080 \times \{-29.849 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) - 7.927 \times 1.209\} + 1{,}747.329 \times (7.927 - (-29.849) \times 1.204)]$$

$$- \frac{0.750}{221.359 \times 7.927 - (-29.849)^2} \times 990.266 \times (7.927 - (-29.849) \times 1.204)$$

$$= 6.007 \text{ kN-m}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{221.359}{221.359 \times 7.927 - (-29.849)^2} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 181.568 \text{ kN}$$

$$M_s = 0.00015 \times 30{,}008{,}000 \times 0.629596 \times \frac{-29.849}{(-29.849)^2 - 221.359 \times 7.927} \times \frac{1}{1 + 3.000}$$

$$= 24.483 \text{ kN-m}$$

4.8 휨강도 검토

4.8.1 내측 거더(G2)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 980.71 + 2,186.98 = 4,915.02 kN-m

M_L = 2,828.36 kN-m

M_u = $1.35\,M_D + 1.85\,M_L$ 또는 $1.6\,M_D + 1.6\,M_L$ 중에서 큰 값

= **1.35** x 4,915.02 + **1.85** x 2,828.36 = 11,868.00 kN-m

= **1.60** x 4,915.02 + **1.60** x 2,828.36 = 12,389.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 12,389.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 1,700.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 156.25 = 2,473.75 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,344.00 mm^2

f_{pe} = 1,059.09 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$\rho_p = \dfrac{A_{ps}}{b \times d_p} = \dfrac{4,344.00}{1,700.00 \times 2,473.75} = 0.001033$

(3) γ_p , β_1 계산

$\dfrac{f_{py}}{f_{pu}} = \dfrac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

β_1 = $0.85 - 0.007 \times \dfrac{f_{ck} - 28}{1}$: $f_{ck} \geq 28$ = 0.836

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot [\ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\ \frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}}\ )\ ]$$

$$= 1{,}900.00 \text{ x } [\ 1 - \frac{0.55}{0.836} \text{ x } 0.065423\ ] = 1{,}818.22 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } a \text{ x } b = A_{ps} \text{ x } f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \text{ x } f_{ps}}{0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } b} = \frac{4{,}344.00 \text{ x } 1{,}818.22}{0.85 \text{ x } 30.00 \text{ x } 1{,}700.00}$$

$$= 182.2 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \text{ x } d_p} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}344.00}{1{,}700.00 \text{ x } 2{,}473.75} \text{ x } \frac{1{,}818.22}{30.00}$$

$$= 0.063 < 0.36\ \beta_1 = 0.36 \text{ x } 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi\ A_{ps} \text{ x } f_{ps} \text{ x } (\ d_p - a\ /2\ )$$

$$= 0.9 \text{ x } 4{,}344.00 \text{ x } 1{,}818.22 \text{ x } (\ 2{,}473.75 - 182.20\ /\ 2\ )$$

$$= 16{,}937.10 \text{ kN-m} > M_u = 12{,}389.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n\ /\ M_u = 16{,}937.10\ /\ 12{,}389.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (\ f_{pe} + f_{ru}\ ) \text{ x } Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \text{ x } \sqrt{(\ f_{ck}\ )} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 13.54$ MPa

$Z_c = 727{,}983{,}991.00$ mm^3

$$M_{cr} = (\ 13.54 + 3.98\ ) \text{ x } 727{,}983{,}991.00 = 12{,}754{,}279{,}522.32 \text{ N-mm}$$

$1.2\ M_{cr} = 15{,}305.14$ kN-m $< \Phi M_n = 16{,}937.10$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{cL} = (M_{cr} - M_D) / M_L$

$= (12,754.28 - 4,915.02) / 2,828.36 = 2.77 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)$

$= 12,754.28 / (4,915.02 + 2,828.36) = 1.65 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_D) / M_L$

$= (16,937.10 - 4,915.02) / 2,828.36 = 4.25 > 2.00 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_D + M_L)$

$= 16,937.10 / (4,915.02 + 2,828.36) = 2.19 > 1.50 \quad \therefore$ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 16,937.10 / 12,754.28 = 1.33 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_u$

$= 16,937.10 / 12,389.00 = 1.37 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

4.8.2 외측 거더(G1)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 1,066.69 + 2,202.32 = 5,016.34 kN-m

M_L = 2,811.45 kN-m

M_u = $1.35\,M_D + 1.85\,M_L$ 또는 $1.6\,M_D + 1.6\,M_L$ 중에서 큰 값

= 1.35 x 5,016.34 + 1.85 x 2,811.45 = 11,973.00 kN-m

= 1.60 x 5,016.34 + 1.60 x 2,811.45 = 12,524.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 12,524.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 2,050.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 - 156.25 = 2,473.75 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,344.00 mm^2

f_{pe} = 1,059.82 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$\rho_p = \dfrac{A_{ps}}{b \times d_p} = \dfrac{4,344.00}{2,050.00 \times 2,473.75} = 0.000857$

(3) γ_p , β_1 계산

$\dfrac{f_{py}}{f_{pu}} = \dfrac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$

γ_p = 0.55 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ = 0.55

0.40 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$

0.28 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \dfrac{f_{ck} - 28}{1}$: $f_{ck} \geq 28$ = 0.836

0.85 : $f_{ck} < 28$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1{,}900.00 \text{ x } \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \text{ x } 0.054277 \right] = 1{,}832.15 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } a \text{ x } b = A_{ps} \text{ x } f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \text{ x } f_{ps}}{0.85 \text{ x } f_{ck} \text{ x } b} = \frac{4{,}344.00 \text{ x } 1{,}832.15}{0.85 \text{ x } 30.00 \text{ x } 2{,}050.00}$$

$$= 152.25 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \text{ x } d_p} \text{ x } \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}344.00}{2{,}050.00 \text{ x } 2{,}473.75} \text{ x } \frac{1{,}832.15}{30.00}$$

$$= 0.052 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \text{ x } 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi A_{ps} \text{ x } f_{ps} \text{ x } (d_p - a / 2)$$

$$= 0.9 \text{ x } 4{,}344.00 \text{ x } 1{,}832.15 \text{ x } (2{,}473.75 - 152.25 / 2)$$

$$= 17{,}174.12 \text{ kN-m} > M_u = 12{,}524.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n / M_u = 17{,}174.12 / 12{,}524.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \text{ x } Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \text{ x } \sqrt{(f_{ck})} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 13.54$ MPa

$Z_c = 744{,}035{,}957.00$ mm^3

$$M_{cr} = (13.54 + 3.98) \text{ x } 744{,}035{,}957.00 = 13{,}035{,}509{,}966.64 \text{ N-mm}$$

$1.2 M_{cr} = 15{,}642.61$ kN-m < $\Phi M_n = 17{,}174.12$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{cL} = (M_{cr} - M_D) / M_L$

$= (13,035.51 - 5,016.34) / 2,811.45 = 2.85 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)$

$= 13,035.51 / (5,016.34 + 2,811.45) = 1.67 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_D) / M_L$

$= (17,174.12 - 5,016.34) / 2,811.45 = 4.32 > 2.00 \quad \therefore$ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_D + M_L)$

$= 17,174.12 / (5,016.34 + 2,811.45) = 2.19 > 1.50 \quad \therefore$ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 17,174.12 / 13,035.51 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore$ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

$F_{bU} = \Phi M_n / M_u$

$= 17,174.12 / 12,524.00 = 1.37 > 1.00 \quad \therefore$ O.K

4.8.3 외측 거더(G3)

(1) 극한모멘트

M_D = M_{d0} + M_{d1} + M_{d2}

= 1,747.33 + 990.27 + 2,175.04 = 4,912.64 kN-m

M_L = 3,627.16 kN-m

M_u = $1.35\,M_D + 1.85\,M_L$ 또는 $1.6\,M_D + 1.6\,M_L$ 중에서 큰 값

= **1.35** x 4,912.64 + **1.85** x 3,627.16 = 13,342.00 kN-m

= **1.60** x 4,912.64 + **1.60** x 3,627.16 = 13,664.00 kN-m

$\therefore M_u$ = 13,664.00 kN-m

(2) 단면 특성

① 플랜지 두께 h_f = 280.00 mm

b_f = 1,850.00 mm

d_p = 2,350.00 + 280.00 − 156.25 = 2,473.75 mm

② 콘크리트

슬래브 f_{ck} = 30.00 MPa

거더 f_{ck} = 40.00 MPa

③ PS 강재 A_{ps} = 4,344.00 mm^2

f_{pe} = 1,694.32 MPa > 0.5 f_{pu} (강재응력 근사식으로 계산)

f_{pu} = 1,900.00 MPa

f_{py} = 1,600.00 MPa

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4{,}344.00}{1{,}850.00 \times 2{,}473.75} = 0.000949$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1{,}600.00}{1{,}900.00} = 0.84$$

γ_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

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot [\ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\ \frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}}\ )\ ]$$

$$= 1{,}900.00 \times [\ 1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.060103\ ] = 1{,}824.87 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4{,}344.00 \times 1{,}824.87}{0.85 \times 30.00 \times 1{,}850.00}$$

$$= 168.04 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}344.00}{1{,}850.00 \times 2{,}473.75} \times \frac{1{,}824.87}{30.00}$$

$$= 0.058 < 0.36\ \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi\ A_{ps} \times f_{ps} \times (\ d_p - a\ /\ 2\ )$$

$$= 0.9 \times 4{,}344.00 \times 1{,}824.87 \times (\ 2{,}473.75 - 168.04\ /\ 2\ )$$

$$= 17{,}049.56 \text{ kN-m} > M_u = 13{,}664.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n\ /\ M_u = 17{,}049.56\ /\ 13{,}664.00 = 1.25$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (\ f_{pe} + f_{ru}\ ) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{(\ f_{ck}\ )} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 13.54$ MPa

$Z_c = 735{,}265{,}650.00$ mm^3

$$M_{cr} = (\ 13.54 + 3.98\ ) \times 735{,}265{,}650.00 = 12{,}881{,}854{,}188.00 \text{ N-mm}$$

$1.2\ M_{cr} = 15{,}458.23$ kN-m < $\Phi M_n = 17{,}049.56$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{cL} = (M_{cr} - M_D) / M_L$

$= (12,881.85 - 4,912.64) / 3,627.16 = 2.20 > 1.20$ ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)$

$= 12,881.85 / (4,912.64 + 3,627.16) = 1.51 > 1.00$ ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_D) / M_L$

$= (17,049.56 - 4,912.64) / 3,627.16 = 3.35 > 2.00$ ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_D + M_L)$

$= 17,049.56 / (4,912.64 + 3,627.16) = 2.00 > 1.50$ ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 17,049.56 / 12,881.85 = 1.32 > 1.20$ ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_u$

$= 17,049.56 / 13,664.00 = 1.25 > 1.00$ ∴ O.K

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)	156.05	-1.25	126.98	331.31	81.83	712.39
포장, 방호벽 (D_2)	290.83	22.71	269.35	706.84	149.21	1,575.61
활 하 중 (LL)	797.24	2.09	614.03	1,205.78	535.49	2,342.35
1.35 x D + 1.85 x LL	2,532.91	27.27	1,997.03	4,543.58	1,480.57	9,226.59
1.6 x (D + LL)	2,529.52	31.08	2,002.98	4,670.45	1,437.43	9,547.16
계수 하중	2,532.91	31.08	2,002.98	4,670.45	1,480.57	9,547.16

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,600,680.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_I = 1,495,866.04 mm^2

y_{bI} = -1,208.70 mm

I_{AI} = 765,636,192,351.00 mm^4

e_p = -1,797.45 mm

d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4

= 1,761.25 mm < 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,880.00 mm

V_D = 241.50 + 126.98 + 269.35 = 637.83 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_I} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bI}}{I_I}$$

$$= \frac{4,600,680.00}{1,495,866.04} + \frac{4,600,680.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

= 16.13 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.70}{765{,}636{,}192{,}351.00}$

= -1.07 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{765{,}636{,}192{,}351}{1{,}208.70}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.13 + -1.07)

= 12,898.24 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,880.00

+ 637,830.00 + ($\frac{2{,}002{,}980.00 \times 12{,}898.24}{4{,}670.45}$)

= 6,512,430.30 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,880.00

= 960,487.45 N

∴ V_{ci} = 6,512.43 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{4{,}600{,}680.00}{1{,}495{,}866.04}$ = 3.08 MPa

긴장재 배치각도 α = Σ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.141 rad

V_p = 4,600,680.00 x sin 0.141 = 646,548.56 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.08) x 577.00 x 1,880.00

+ 646,548.56

= 3,638,447.94 N = 3,638.45 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,638.45 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 2,002.98 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,638.45 / 2 = 1,546.34 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,638.45 = 3,092.68 kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,600,680 N

h = 2,350 mm

b = 1,000 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 876,859 mm^2

y_{b4} = -1,145.89 mm

I_{A4} = 629,595,846,827 mm^4

e_p = -1,436.39 mm

d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4

= 2,059.50 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,059.50 mm

V_D = 131.86 + 81.83 + 149.21 = 362.90 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05\ \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y}\left(0.5\ \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d\right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,600,680.00}{876,859.04} + \frac{4,600,680.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= 17.27 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.27 + -2.43)$$

= 12,561.41 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50 + 362,902.00 + \left(\frac{1,480,570 \times 12,561}{9,547.16}\right)$$

= 2,441,174.98 N > $0.14\ \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p$

$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$

= 364,711.81 N

∴ V_{ci} = 2,441.17 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{4{,}600{,}680.00}{876{,}859.04}$ = 5.25 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 4 EA

= 0.070 rad

V_p = 4,600,680.00 x sin 0.070 = 321,784.66 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.25) x 200.00 x 2,059.50

+ 321,784.66

= 1,726,001.62 N = 1,726.00 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,726.00 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u						=	1,480.57	kN
ϕ V_c / 2	=	0.85	x	1,726.00	/ 2	=	733.55	kN
ϕ V_c	=	0.85	x	1,726.00		=	1,467.10	kN

∴ 전단설계

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ 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 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{290{,}830}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.185 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{797{,}240}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.508 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{493{,}392 + -175{,}827}{1{,}000.00 \times 1{,}700} = 0.187 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = $\alpha \times \Delta T \times E \times A$

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 1.700

= 655.381 kN

$$\tau_t = \frac{655{,}381}{1{,}000.00 \times 1{,}700} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = $1.35\,\tau_d + 1.85\,\tau_l$ 또는 $1.35\,\tau_d + 1.4\,\tau_l + 1.35(\tau_{c+s}$ 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.185 + 1.85 × 0.508 = 1.190 MPa

= 1.35 × 0.185 + 1.40 × 0.508

+ 1.35 × (0.187 + 0.386) = 1.735 MPa

∴ τ_u = 1.735 MPa < ϕ 2.45 = 0.85 × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm²

∴ O.K.

4.9.2 외측 거더(G1)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 / 하중단계	단부		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)	174.22	-1.44	140.85	368.76	89.01	788.25
포장, 방호벽 (D_2)	375.56	-5.86	287.60	804.76	174.20	1,680.78
활 하 중 (LL)	325.66	177.14	288.95	1,003.06	186.24	2,049.98
1.35 x D + 1.85 x LL	1,799.39	312.29	1,438.98	4,351.30	877.89	8,930.10
1.6 x (D + LL)	1,939.63	265.16	1,534.23	4,562.69	930.10	9,369.01
계수 하중	1,939.63	312.29	1,534.23	4,562.69	930.10	9,369.01

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,603,860.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_4 = 1,495,866.04 mm^2

y_{b4} = -1,208.70 mm

I_{A4} = 765,636,192,351.00 mm^4

e_p = -1,797.45 mm

d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4

= 1,761.25 mm < 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,880.00 mm

V_D = 241.50 + 140.85 + 287.60 = 669.94 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,603,860.00}{1,495,866.04} + \frac{4,603,860.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

= 16.14 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \times 1{,}000{,}000.00 \times -1{,}208.70}{765{,}636{,}192{,}351.00}$

= -1.07 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{765{,}636{,}192{,}351.00}{1{,}208.70}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.14 + -1.07)

= 12,904.57 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,880.00

+ 669,944.00 + ($\frac{1{,}534{,}230.00 \times 12{,}904.57}{4{,}562.69}$)

= 5,352,208.98 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,880.00

= 960,487.45 N

∴ V_{ci} = 5,352.21 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{4{,}603{,}860.00}{1{,}495{,}866.04}$ = 3.08 MPa

긴장재 배치각도 α = Σ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.141 rad

V_p = 4,603,860.00 x sin 0.141 = 646,995.46 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.08) x 577.00 x 1,880.00

+ 646,995.46

= 3,638,894.84 N = 3,638.89 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,638.89 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 1,534.23 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,638.89 / 2 = 1,546.53 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,638.89 = 3,093.06 kN

∴ 전단철근 필요없음

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ O.K.

A_v = 0.35 x $\frac{b_w \times s}{f_y}$ = 0.35 x $\frac{577.00 \times 300.00}{300.00}$ = 201.95 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,603,860.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 876,859.04 mm^2

y_{b4} = -1,145.89 mm

I_{A4} = 629,595,846,827.00 mm^4

e_p = -1,436.39 mm

d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4

= 2,059.50 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

$\therefore$ d_p = 2,059.50 mm

V_D = 131.86 + 89.01 + 174.20 = 395.07 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,603,860.00}{876,859.04} + \frac{4,603,860.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= 17.29 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.29 + -2.43)$$

= 12,572.40 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50 + 395,073.00 + \left(\frac{930,100.00 \times 12,572.40}{9,369.01} \right)$$

= 1,773,440.86 N > $0.14 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p$

$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$

= 364,711.81 N

$\therefore$ V_{ci} = 1,773.44 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,603,860.00}{876,859.04}$ = 5.25 MPa

긴장재 배치각도 α = Σ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.070 rad

V_p = 4,603,860.00 x sin 0.070 = 322,007.08 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.25) x 200.00 x 2,059.50

+ 322,007.08

= 1,726,224.04 N = 1,726.22 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,726.22 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u							=	930.10	kN
ϕ V_c / 2	=	0.85	x	1,726.22	/	2	=	733.64	kN
ϕ V_c	=	0.85	x	1,726.22			=	1,467.29	kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ 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 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{375{,}560}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.239 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{325{,}660}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.208 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{20{,}956 + -188{,}386}{1{,}000.00 \times 1{,}700} = -0.098 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = α × ΔT × E × A

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 1.700

= 655.381 kN

$$\tau_t = \frac{655{,}381}{1{,}000.00 \times 1{,}700} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = 1.35 τ_d + 1.85 τ_l 또는 1.35 τ_d + 1.4 τ_l + 1.35(τ_{c+s} 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.239 + 1.85 × 0.208 = 0.707 MPa

= 1.35 × 0.239 + 1.40 × 0.208

+ 1.35 × (-0.098 + 0.386) = 1.003 MPa

∴ τ_u = 1.003 MPa < ϕ 2.45 = **0.85** × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.9.3 외측 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)	161.46	-1.33	130.59	341.83	82.63	730.95
포장, 방호벽 (D_2)	368.65	-20.06	499.88	1,149.71	164.34	1,666.07
활 하 중 (LL)	579.69	18.05	284.58	788.42	330.53	2,622.78
1.4 x D + 2.0 x LL	2,373.10	0.39	1,789.91	4,610.13	1,191.43	10,472.67
1.7 x (D + LL)	2,459.28	-12.68	1,966.13	5,023.60	1,205.92	10,805.93
계수 하중	2,459.28	0.39	1,966.13	5,023.60	1,205.92	10,805.93

(2) 위험단면 1 h = 2,350 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,600,080.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 577.00 mm

A_1 = 1,495,866.04 mm^2

y_{b1} = -1,208.70 mm

I_{A1} = 765,636,192,351.00 mm^4

e_p = -1,797.45 mm

d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4

= 1,761.25 mm < 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 1,880.00 mm

V_D = 241.50 + 130.59 + 499.88 = 871.97 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_1} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b1}}{I_1}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{1,495,866.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

= 16.13 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

f_d = M_{D0} x y_{b4} / I_{A4}

= $\frac{675.10 \text{ x } 1{,}000{,}000.00 \text{ x } -1{,}208.70}{765{,}636{,}192{,}351.00}$

= -1.07 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

M_{cr} = $\frac{765{,}636{,}192{,}351}{1{,}208.70}$ x (0.5 x √ 40.00 + 16.13 + -1.07)

= 12,898.24 kN-m

V_{ci} = 0.05 x √ 40.00 x 577.00 x 1,880.00

+ 871,966.00 + ($\frac{1{,}966{,}130.00 \text{ x } 12{,}898.24}{5{,}023.60}$)

= 6,263,093.54 N > 0.14 √ (f_{ck}) × b_w × d_p

= 0.14 √ 40.00 × 577.00 × 1,880.00

= 960,487.45 N

∴ V_{ci} = 6,263.09 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

f_{pc} = $\frac{P_e}{A_4}$ = $\frac{4{,}600{,}080.00}{1{,}495{,}866.04}$ = 3.08 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x - k) / 4 EA

= 0.141 rad

V_p = 4,600,080.00 x sin 0.141 = 646,464.24 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 3.08) x 577.00 x 1,880.00

+ 646,464.24

= 3,638,363.62 N = 3,638.36 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 3,638.36 kN

④ V_s 계산

V_u < ϕ V_c / 2 : 전단철근 필요없음

ϕ V_c / 2 < V_u < ϕ V_c : 최소 전단철근 필요

ϕ V_c < V_u : 전단철근 설계

V_u = 1,966.13 kN

ϕ V_c / 2 = 0.85 x 3,638.36 / 2 = 1,546.30 kN

ϕ V_c = 0.85 x 3,638.36 = 3,092.61 kN

∴ 최소전단철근필요

(3) 위험단면 2 h = 6,000 mm 지점

f_{ck} = 40.00 MPa

f_y = 300.00 MPa

P_e = 4,600,080.00 N

h = 2,350.00 mm

b = 1,000.00 mm

b_w = 200.00 mm

A_4 = 876,859.04 mm^2

y_{b4} = -1,145.89 mm

I_{A4} = 629,595,846,827.00 mm^4

e_p = -1,436.39 mm

d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4

= 2,059.50 mm > 0.8 × h = 1,880.00 mm

∴ d_p = 2,059.50 mm

V_D = 131.86 + 82.63 + 164.34 = 378.84 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{876,859.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= 17.27 MPa (유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$f_d = M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

= -2.43 MPa (자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{} 40.00 + 17.27 + -2.43)$$

= 12,561.41 kN-m

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{} 40.00 \times 200.00 \times 2,059.50 + 378,835.00 + \left(\frac{1,205,920.00 \times 12,561.41}{10,805.93} \right)$$

= 1,910,917.25 N > $0.14 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p$

= 0.14 √ 40.00 × 200.00 × 2,059.50

= 364,711.81 N

∴ V_{ci} = 1,910.92 kN

② V_{cw} 계산

V_{cw} = (0.29 √(f_{ck}) + 0.3 f_{pc}) x b_w x d_p + V_p

$f_{pc} = \frac{P_e}{A_4} = \frac{4{,}600{,}080.00}{876{,}859.04}$ = 5.25 MPa

긴장재 배치각도 α = ∑ 2 a × (x − k) / 4 EA

= 0.070 rad

V_p = 4,600,080 x sin 0.070 = 321,742.69 N

V_{cw} = (0.29 x √ 40.00 + 0.3 x 5.25) x 200.00 x 2,059.50

+ 321,742.69

= 1,725,959.65 N = 1,725.96 kN

③ V_c 계산

V_c = V_{ci} 와 V_{cw} 중 작은 값

V_c = 1,725.96 kN

④ V_s 계산

$V_u < \phi V_c / 2$: 전단철근 필요없음

$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c$: 최소 전단철근 필요

$\phi V_c < V_u$: 전단철근 설계

V_u						=	1,205.92	kN
$\phi V_c / 2$	=	0.85	x	1,725.96	/ 2	=	733.53	kN
ϕV_c	=	0.85	x	1,725.96		=	1,467.07	kN

∴ 최소전단철근필요

s = 300 mm < Min(0.75h, 600) = Min(1763, 600) = 600 mm ∴ 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 mm^2

사용철근량 2 x D 13 = 2 x 126.70 = 253.40 mm^2

∴ O.K.

(4) 수평전단 설계 – 합성거더 휨부재

① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{368{,}650}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.235 \text{ MPa}$$

② 합성 후 활하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_l = \frac{579{,}690}{1{,}000.00 \times (\ 2{,}630 - 1061.250\ )} = 0.37 \text{ MPa}$$

③ 크리프·건조수축에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_{c+s} = \frac{823 + -181{,}568}{1{,}000.00 \times 1{,}850} = -0.098 \text{ MPa}$$

④ 온도차에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

ΔT = 5 ℃ (바닥판과 기타부분의 온도차) [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

V_t = $\alpha \times \Delta T \times E \times A$

= 0.00001 × 5 × 27,537,000 × 0.280 × 1.850

= 713.208 kN

$$\tau_t = \frac{713{,}208}{1{,}000.00 \times 1{,}850} = 0.386 \text{ MPa}$$

⑤ 극한 응력의 산정

– 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

τ_u = $1.35\tau_d + 1.85\tau_l$ 또는 $1.35\tau_d + 1.4\tau_l + 1.35(\tau_{c+s}$ 중에서 큰 값

= 1.35 × 0.235 + 1.85 × 0.37 = 1.002 MPa

= 1.35 × 0.235 + 1.40 × 0.37

+ 1.35 × (−0.098 + 0.386) = 1.224 MPa

∴ τ_u = 1.224 MPa < ϕ 2.45 = 0.85 × 2.45 = 2.083 MPa

∴ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

s = 300 mm < Min(4bw,600) = Min(800, 600) = 600 mm ∴ O.K.

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1{,}000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

사용철근량 2 × D 16 = 2 × 198.60 = 397.20 mm^2

∴ O.K.

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

δ_c = 5 x M x L^2 / (48 x E_c x I)

여기서, L = 24,000.00 mm

E_c = 30,008.00 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	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	980.71	629,595,846,827.00	-3.11	
도상, 방호벽 설치	2,186.98	1,160,100,728,996.00	-3.77	
긴장 손실량	965.94	1,160,100,728,996.00	-1.66	
계			3.21	
열차 하중	2,828.36	1,160,100,728,996.00	-4.87	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.82 + 17.57)

= 9.4 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.82 + -3.11 + -3.77 + 15.91)

= 7.062 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 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	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	1,066.69	629,595,846,827.00	-3.39	
도상, 방호벽 설치	2,202.32	1,228,485,209,328.00	-3.58	
긴장 손실량	1,000.24	1,228,485,209,328.00	-1.63	
계			3.15	
열차 하중	2,811.45	1,228,485,209,328.00	-4.58	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.82 + 17.57)

= 9.4 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.82 + -3.39 + -3.58 + 15.94)

= 6.93 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(4) 외측거더 (G3)

(+ : 상향, − : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm^4)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	990.27	629,595,846,827.00	-3.14	
도상, 방호벽 설치	2,175.04	1,190,520,083,203.00	-3.65	
긴장 손실량	983.96	1,190,520,083,203.00	-1.65	
계			3.31	
열차 하중	3,627.16	1,190,520,083,203.00	-6.09	O.K

콘크리트의 크리프에 따른 처짐

바닥판 타설 전

δ_{cr1} = (3.0 − 2.2) × (-5.82 + 17.57)

= 9.4 mm

바닥판 타설 후

δ_{cr2} = 2.2 × (-5.82 + -3.14 + -3.65 + 15.92)

= 7.282 mm

활하중에 의한 허용처짐 δ_L = − L / 1,400 = -17.14 mm

(5) 하중단계별 처짐 검토

(+ : 상향, − : 하향)

하중단계	내측거더(G2)	외측거더(G1)	외측거더(G2)
1. 프리스트레스 도입	17.57	17.57	17.57
2. PSC 빔 자중 작용시	11.75	11.75	11.75
3. 합성전 고정하중 작용시	8.64	8.36	8.61
4. 초기 크리프 발생시	18.04	17.76	18.01
5. 합성후 고정하중 작용시	14.46	14.18	14.36
6. 최종 크리프 발생시	21.39	21.11	21.64
7 .활하중 작용시	16.81	16.53	15.55

4.11 강선 신장량

(1) 강선 신장량 기준

강선 신장량

Δl = $(P_j + P_i)$ / 2 x L / $(A_p$ x $E_p)$

여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa) = 200,000.00 MPa

(2) 신장량 계산

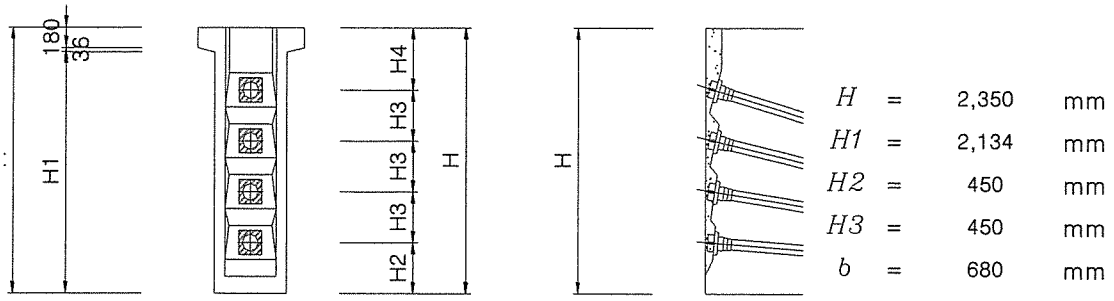
(양단긴장시)

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	1,086.00	1,532,563.00	164,301.00	1,368,262.00	165.06	
2	24,781.00	1,086.00	1,532,563.00	188,823.00	1,343,740.00	164.08	
3	24,891.00	1,086.00	1,532,563.00	214,876.00	1,317,687.00	163.32	
4	24,999.00	1,086.00	1,532,563.00	231,731.00	1,300,832.00	163.06	

4.12 정착부 설계

(1) 설계조건

① 설계단면



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	450	1,532,560.00	1,186,596.18	4.02	1,528,789.35	107,439.64
2	900	1,532,560.00	1,162,074.30	8.15	1,517,081.64	217,263.58
3	1,350	1,532,560.00	1,136,021.16	12.22	1,497,835.36	324,390.79
4	1,800	1,532,560.00	1,119,166.44	15.08	1,479,784.01	398,722.27
합계					6,023,490.36	1,047,816.28

② 정착판 규격

- 정착판 규격 215 mm × 215 mm

- 쉬스관 직경 ϕ 65 mm

(2) 지압응력 검토

① 긴장재 정착 직후

- 허용지압응력

f_{ba} = 0.7 x f_{ci} x $\sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2\right)}$ ≤ 1.1 x f_{ci}

= 0.7 × 32.00 x $\sqrt{\left(202{,}500.00 / 42{,}906.69\right) - 0.2}$

= 47.62 MPa > 1.1 × 32.00 = 35.20 MPa

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 32.00 MPa

A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 닮은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을때 그 도형의 면적 450.00 × 450.00 = 202,500.00 mm^2

A_b : 정착판의 면적 215.00 × 215.00 = 46,225.00 mm^2

A_e : 정착판의 유효면적 $A_e - \Sigma\pi D_i^2 / 4$ = 42,906.69 mm^2

- 실제로 작용하는 지압응력

f_{bf} = P_j / A_e

= 1,532,560.00 / 42,906.69 = 35.72 MPa > 35.20 MPa

∴ Spiral Bar 필요

- Spiral Bar의 지압응력

Spiral Bar의 측압(Lateral Confining Pressure)에 의한 응력

f_{spiral} = A_{spiral} x f_{sa} / (r_i x p)

= 198.60 x 180.00 / (140.00 x 55.00) = 4.64 MPa

여기서, A_{spiral} : H 16 철근의 단면적 = 198.60 mm^2

f_{sa} : Spiral Bar 철근의 응력 = 180.00 MPa

r_i : Spiral Bar 철근의 내측 반지름 = 140.00 mm

p : Spiral Bar 철근의 간격 = 55.00 mm

- 총 지압 허용응력 : (Prestress Concrete Structures, Michael P.Collins, P.79~80 참조)

$f_{bar-con}$ = f_{ba} + 4.1 x f_{con}

= 47.62 + 4.1 x 4.64

= 66.64 MPa > 실제로 작용하는 지압응력 = 35.72 MPa

∴ O.K

② 프리스트레스 손실 발생후

- 허용지압응력

f_{api} = 0.5 x f_{ck} x $\sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b}\right)}$ ≤ 0.9 x f_{ck}

= 0.5 × 40.00 x $\sqrt{}$ 202,500.00 / 42,906.69

= 43.45 MPa > 0.9 × 40.00 = 36.00 MPa

f_{ck} : 설계기준강도 40.00 MPa

- 실제로 작용하는 지압응력

f_{b1} = P_t / A_e

= 1,186,596.18 / 42,906.69 = 27.66 MPa < 36.00 MPa

∴ O.K

(3) 단부 정착부 보강 철근

① T_{burst}에 대한 보강철근

- 수평방향 파열력 및 보강철근

R_j = 0.25 x F_{j0} x (1 − a_j / b_j)

A_{bj} = R_j / (k_j · $f_{s.lim}$)

(a_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

f_y = 300.00 MPa

$f_{s.lim}$ = 2/3 f_y = 200.00 MPa

k_j = 1.0 (외측 PS강재)

1.5 (내측 PS강재)

강선 번호	정착구 a_j(mm)	분포폭 b_j(mm)	수평파열력 R_j (N)	필요철근량 A_{bj} (mm²)	사용 철근량 A_{use} (mm²)	비 고
1	215	450	199,591.94	997.96	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
2	215	450	198,063.44	660.21	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
3	215	450	195,550.73	651.84	D13 x 22 = 2,787.40	O.K
4	215	450	193,194.02	965.97	D13 x 22 = 2,787.40	O.K

- 수직방향 파열력 및 보강철근

R_j = 0.25 x F_{j0} x (1 − a_j / b_j)

A_{bj} = R_j / (k_j · $f_{s.lim}$)

(a_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

f_y = 300.00 MPa

$f_{s.lim}$ = 2/3 f_y = 200.00 MPa

k_j = 1.0 (외측 PS강재)

1.5 (내측 PS강재)

강선 번호	정착구 a_j(mm)	분포폭 b_j(mm)	수직파열력 R_j (N)	필요철근량 A_{bj} (mm²)	사용 철근량 A_{use} (mm²)	비 고
1	215	450	14,026.84	70.13	D13 x 5 = 633.50	O.K
2	215	450	28,364.97	94.55	D13 x 5 = 633.50	O.K
3	215	450	42,351.02	141.17	D13 x 5 = 633.50	O.K
4	215	450	52,055.41	260.28	D13 x 5 = 633.50	O.K

② T_{spall}에 대한 보강철근

T_{spall} = 0.04 x F_{j0} = 0.04 x 1,532,560.00 = 61,302.40 N

A_{s2} = T_{spall} / $f_{s.lim}$

= 61,302.40 / 200.00 = 306.51 mm²

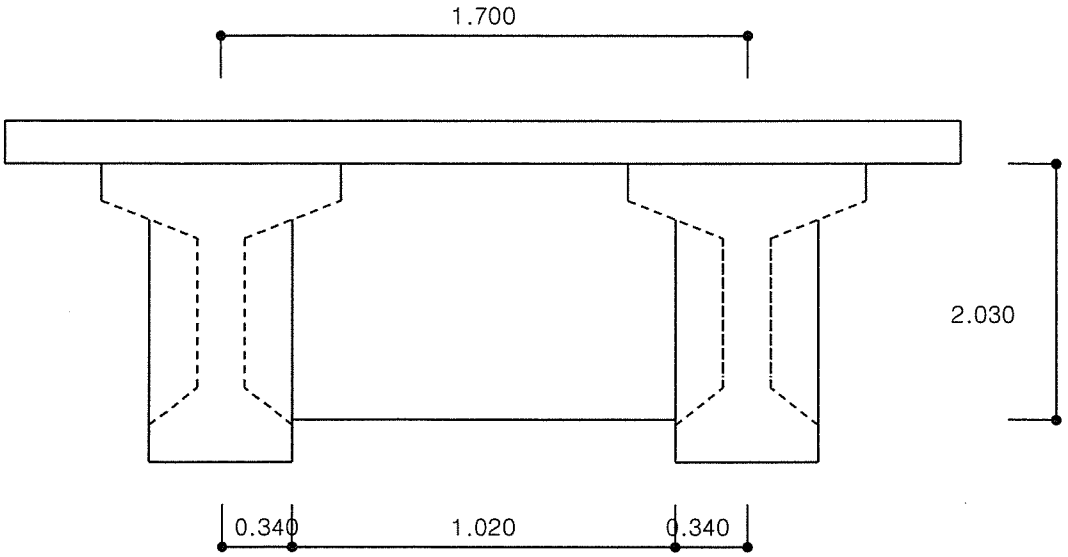
A_{use} = D16 − 4 = 794.40 x 4

= 3,177.60 mm² > 306.51 mm²

∴ O.K

5. 가로보 설계

5.1 가로보 제원



가로보 길이	L_c	=	1.020	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	=	0.565	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m	방수 두께	t_a	=	0.000	m
하중분포폭	L_s	=	3.428	m					

5.2 하중 산정

(1) 고정하중

① 슬 래 브	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 궤 도	w_{tr}	=	3.000	/	3.428	x	12.000	=	10.503	kN/m
④ 도 상	w_{ba}	=	0.565	x	12.000	x	19.000	=	128.820	kN/m
							w_{d2}	=	139.323	kN/m

(2) 활하중

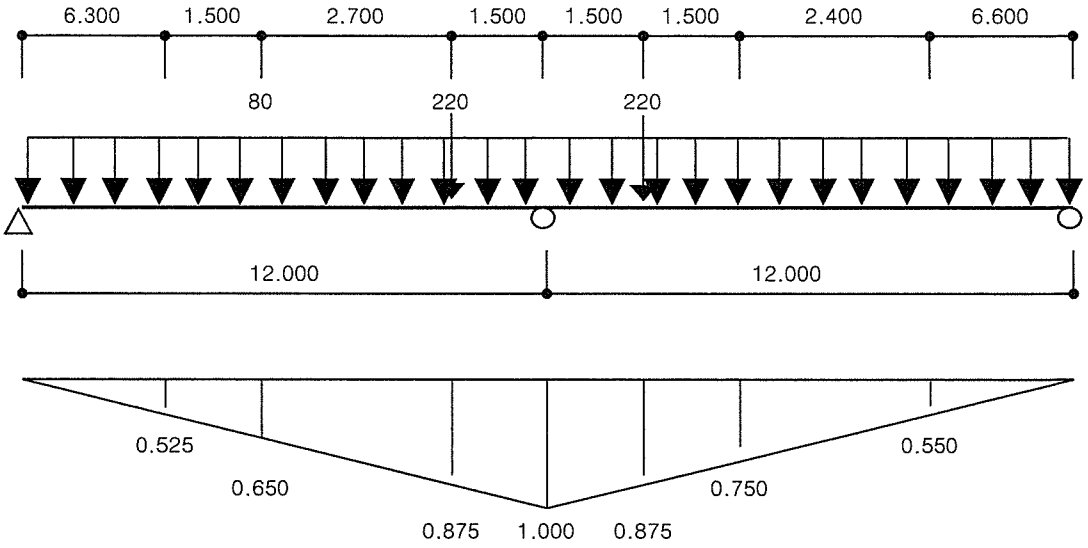
① 충격계수

4 m < l ≤ 39 m

i = 125 / √ l = 125 / √ 12.000 = 36.950 %

= 0.370

② KL2012하중



P_L = 220.00 x 0.875 + 220.00 x 0.875 = 385.00 kN

P_{L1} = 80.00 x 12.000 x 0.50 x 2 = 960.00 kN

w_{li} = (385.00 + 960.00) 1.37 / 3.43

= 537.61 kN/m

5.3 단면력 계산

하중 단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
합성전 고정하중($D1$)	49.593	12.646	
합성후 고정하중($D2$)	71.055	18.119	
합 계 (DL)	120.648	30.765	
열 차 하 중 (L)	274.181	69.916	

5.4 하중 조합

M_u = 1.35 x M_d + 1.85 x M_L

= 1.35 x 30.765 + 1.85 x 69.916 = 170.88 kN-m

= 1.6 x M_d + 1.6 x M_L

= 1.6 x 30.765 + 1.6 x 69.916 = 161.09 kN-m

V_u = 1.35 x S_d + 1.85 x S_L

= 1.35 x 120.648 + 1.85 x 274.181 = 670.11 kN

= 1.6 x S_d + 1.6 x S_L

= 1.6 x 120.648 + 1.6 x 274.181 = 631.73 kN

5.5 휨 설계

(1) 설계 조건

계수 하중 모멘트	M_u	=	170,880,000.00	N-mm
계수 하중 전단력	M_u	=	670,110.00	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

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0392\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a/2)$ 이므로,

$6.00\ A_s^2 - 585{,}000.00\ A_s + 189{,}866{,}667.00 = 0$

필요 철근량	A_s		=	325.65	mm^2
단면 철근비	ρ	$= A_s / (b \times d)$	=	0.00056	
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}	$= 4/3 \times A_s / (b \times d)$	=	0.00074	
최소 철근량	A_{s_min}	$= \min(\rho_{min1}, \rho_{min2}) \times b \times d$	=	432.90	mm^2

(3) 사용 철근량 A_{s_use} = H25 @ 2 = 1,013.40 mm^2

(4) 철근비 검토 $\rho_{use} = A_{s_use} / (b \times d)$ = 0.00173

∴ O.K

(5) 휨강도 검토

$a = f_y \times A_{s_use} / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 39.74 mm

$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - a/2)]$

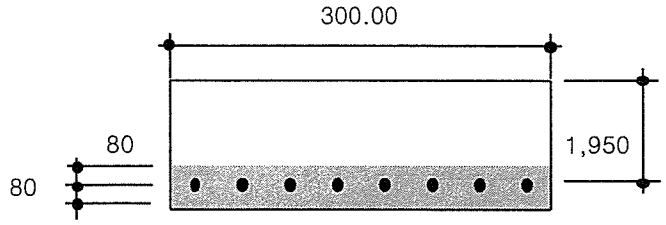
= 528,118,310.34 N-m > M_u = 170,880,000.00 N-m

∴ O.K

(6) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

M_{max} = M_d + M_l = 100.681 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1013.40 / (300.00 × 1950.00) = 0.00173

n ρ = n × ρ = 7.26 x 0.00173 = 0.01256

k = − n ρ + √ ((n ρ)^2 + 2 n ρ) = 0.146

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.146 / 3 = 0.951

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 100,681,000.00 /(0.00173 x 0.951 x 300.00 x 1950.00 ^{2})

= 53.65 MPa < f_{sa} = 150.00 MPa ∴ O.K

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 80.00 − 25.00 / 2 = 67.500 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c 300 (210/f_s)]

= Min [1299.097 , 1174.278] = 1174.278 mm

∴ s = 180.000 mm < s_a = 1174.278 mm ∴ O.K

5.6 전단 설계

L_c / d = 1,020 / 1,950 = 0.5 < 5 ∴ DEEP BEAM 설계

(1) Vc 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

V_c = 1 / 6 x $\sqrt{(f_{ck})}$ x b x d = 534,029.49 N

ΦV_c = 0.85 x V_c = 453,925.07 N < V_u = 670,110.00 N

∴ 전단설계

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

수직철근의 최대간격 : i) 400mm 이하 = 400 mm

ii) d / 5 이하 = 390 mm

∴ = 390 mm > s_v = 200 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0025 x b x s_v = 150.0 mm^2

A_{v_use} = 2 - D 16 @ 200 = 2 x 198.60

= 397.20 mm^2 > 150.00 mm^2

∴ O.K

② 수평철근량

수평철근의 최대간격 : i) 400mm 이하 = 400 mm

ii) d / 5 이하 = 390 mm

∴ = 390 mm > s_v = 250 mm

∴ O.K

A_{v_min} = 0.0015 x b x s_v = 112.5 mm^2

A_{v_use} = 2 - D 16 @ 250 = 2 x 198.60

= 397.2 mm^2 > 112.50 mm^2

∴ O.K

③ 전단철근량 검토

(1 + L_c/d) / 12 x A_v /s_v + (11 - L_c/d) / 12 x A_h / s_h

= 0.127 A_v /s_v + 0.873 A_h /s_h = 1.639

(V_u - ΦV_c) / (Φ x f_y x d) = 0.435 < 1.639 ∴ 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	지 름
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)

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} + 2S$$

$$= \frac{506.7}{6.91} \times \frac{150}{100} + 2 \times 12.50$$

$$= 135.056 \text{ mm}$$

As : 철근의 공칭 단면적
Fta : 철근의 인장허용응력
V : 철근의 전단허용응력
a : 0.390 D - 3.0
= 0.390 × 25.4 - 3.00
= 6.906

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

ℓ' = 25.40 × 10 = 254.000 mm
ℓ = 135.056 < 254.000 이므로 254.000 사용

6. 양면 용접이므로

L = 254.000 / 2 = 127.000 mm ≒ 130.000 mm 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	지 름
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)

$$\ell = \frac{As \times Fta}{a \times Va} + 2S$$

$$= \frac{198.6}{3.20} = \frac{150}{80} + 2 \times 8.00$$

$$= 132.331 \text{ mm}$$

As : 철근의 공칭 단면적
Fta : 철근의 인장허용응력
V : 철근의 전단허용응력
a : 0.390 D - 3.0
= 0.390 × 15.9 - 3.00
= 3.201

5. 용접의 최소길이는 직경의 10배 이상이어야 한다

ℓ' = 15.90 × 10 = 159.000 mm
ℓ = 132.331 < 159.000 이므로 159.000 사용

6. 양면 용접이므로,

L = 159.000 / 2 = 79.500 mm ≒ 80.000 mm 를 적용함

6. 신축이음 설계

6.1 신축량 계산

(1) 온도변화에 의한 신축량

- 온도변화 (ΔT) = 40 ℃
- 선팽창계수 (α) = 0.00001
- 신축거더 길이 (L) = 24.0 m

$$\Delta L_t = \Delta T \times \alpha \times L$$
$$= 40 \times 0.00001 \times 24.0$$
$$= 0.009600 \text{ m} = 9.600 \text{ mm}$$

(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 ℃의 온도변형과 같다.

$$\Delta L_{sh} = 20 \times \alpha \times \beta \times L$$
$$= 20 \times 0.00001 \times 0.5 \times 24.0$$
$$= 0.002400 \text{ m} = 2.400 \text{ mm}$$

(3) 크리프에 의한 신축량

- 콘크리트의 크리프 계수 (ϕ) = 2.2

$$\Delta L_c = \frac{P_i}{E_c \ A_c} \times \phi \times L \times \beta$$
$$= \frac{14725.2}{27{,}537 \times 4073137.1} \times 2.2 \times 24.0 \times 0.5$$
$$= 0.000003 \text{ m} = 0.003 \text{ mm}$$

(4) 신축여유량

신축장 100m 미만일 경우

(ΔL_t + ΔL_{sh} + ΔL_c) × 20.0 % + 10.0

= (9.600 + 2.400 + 0.003) × 20.0 % + 10.0

= 12.401 mm

(5) 총 신축량

ΔL_1 = 9.600 + 2.400 + 0.003 + 12.401

= 24.404 mm

6.2 가동받침의 가동량 계산

가동받침의 가동량은 고정받침으로부터의 거리 1m당 1.5mm 이상으로 하는 것을 표준으로 함.

ΔL_2 = 1.5 mm/m × 24.0 m

= 36.000 mm

6.3 신축이음장치 선정

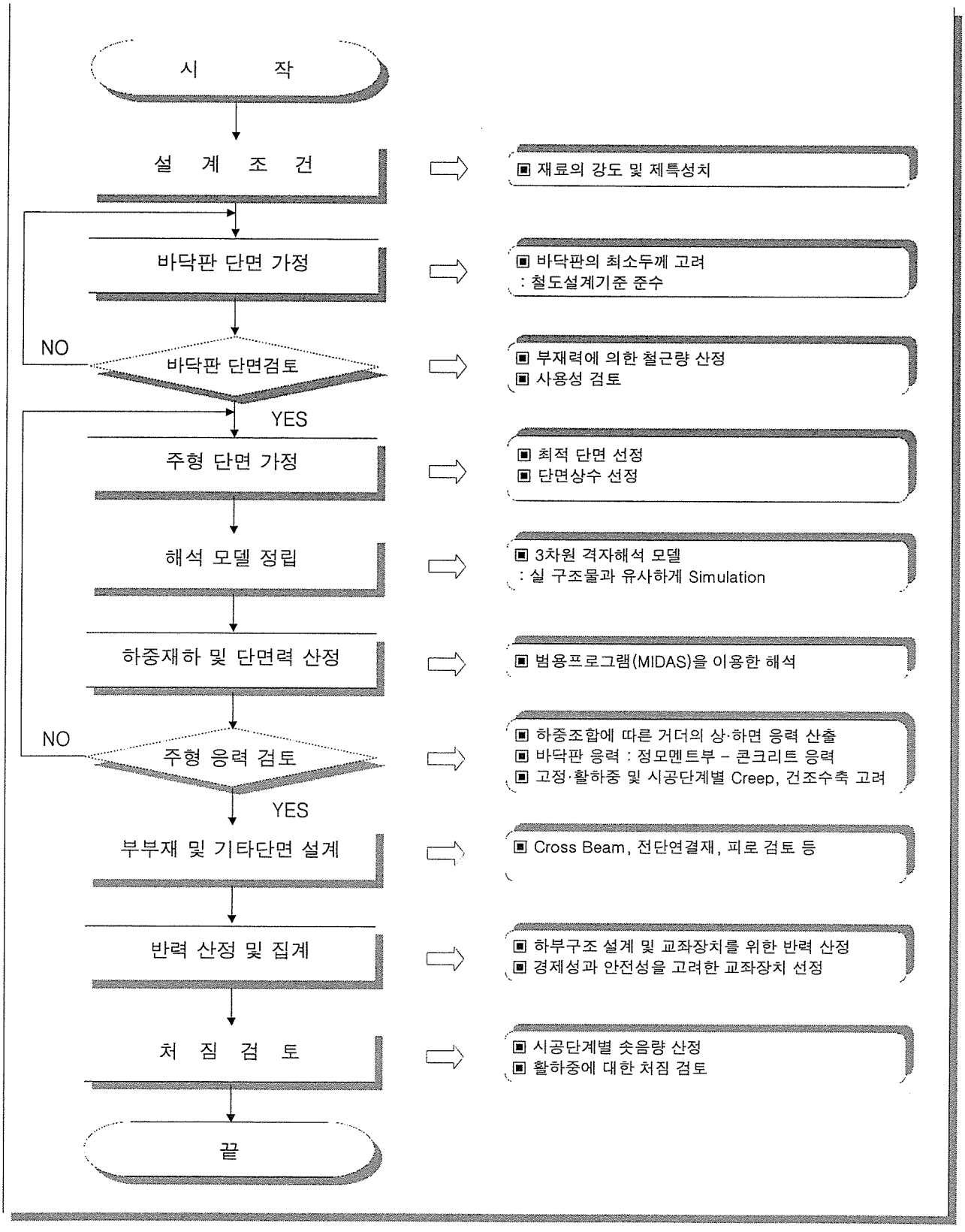
설계신축량 = Max (24.404 , 36.000)

= 36.000 mm

적용 신축이음장치 NO. 50 > 36.000 ∴ O.K

5.1.2 SCP

▣ 설 계 흐 름 도


시 작
설 계 조 건
▣ 재료의 강도 및 제특성치
바닥판 단면 가정
▣ 바닥판의 최소두께 고려
: 철도설계기준 준수
NO
바닥판 단면검토
▣ 부재력에 의한 철근량 산정
▣ 사용성 검토
YES
주형 단면 가정
▣ 최적 단면 선정
▣ 단면상수 선정
해석 모델 정립
▣ 3차원 격자해석 모델
: 실 구조물과 유사하게 Simulation
하중재하 및 단면력 산정
▣ 범용프로그램(MIDAS)을 이용한 해석
NO
주형 응력 검토
▣ 하중조합에 따른 거더의 상·하면 응력 산출
▣ 바닥판 응력 : 정모멘트부 – 콘크리트 응력
▣ 고정·활하중 및 시공단계별 Creep, 건조수축 고려
YES
부부재 및 기타단면 설계
▣ Cross Beam, 전단연결재, 피로 검토 등
반력 산정 및 집계
▣ 하부구조 설계 및 교좌장치를 위한 반력 산정
▣ 경제성과 안전성을 고려한 교좌장치 선정
처 짐 검 토
▣ 시공단계별 솟음량 산정
▣ 활하중에 대한 처짐 검토
끝

1. 설계기준

1.1 교 량 제 원

(1) 설계속도 : 250km/h (KRL-2012)
(2) 교량형식 : SCP합성거더교
(3) 지 간 : L = 1 @ 50.0 = 50.0 m
(4) 교 폭 : B = 5.60 m
(5) 거더간격 : L = 1.70 m
(6) 사 각 : SKEW = 0.00 °
(7) 평면선형 : R = 0.00

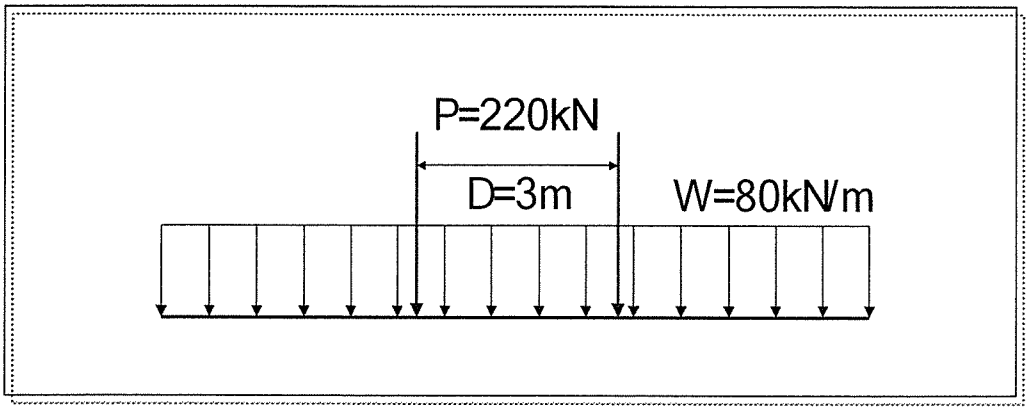
1.2 하 중

(1) 고정하중 [철도설계기준(2013) 8.2.2]

- 철근 콘크리트 : Wc_1 = 24.50 kN/m³
- 강 재 : Ws = 77.00 kN/m³
- 도 상 : Ws = 19.00 kN/m³
- 궤 도 : Ws = 1.50 kN/m
- 침 목 : Ws = 4.10 kN/m (일반철도), 5.00 kN/m (고속철도)

(2) 운행하중

① KRL-2012 표준열차하중



(3) 충격계수(I) [철도설계기준(2013) 8.2.3]

① KRL-2012 표준열차하중에 대한 충격계수

$$I_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c} - 0.2} - 0.18 \quad (\ 0 < I_m \leq 0.67 \ )$$

(4) 장대레일 종하중

① 자갈도상

- 레일 신축 이음 장치가 없을 경우
  f_{vo} = ± 3 L (kN) (1 레일 당) ; L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이
- 구조물의 가동 끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우
  f_{vo} = ± 500 (kN) (1 레일 당)

(5) 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향

- 강재주거더와 콘크리트 바닥판이 합성된 경우에 대해서는 콘크리트의 크리프와 건조수축의 영향을 고려하여야 한다.
- 바닥판 콘크리트의 크리프계수 $\Phi_1=2.0$ 으로 하고, 단면환산시 $n=n(1+\Phi_1)$을 사용한다.
- 바닥판 콘크리트의 건조수축율 $\varepsilon_s=27\times10^{-5}$으로 하고, 크리프 계수 $\Phi_2=2.0\Phi_1$을 표준으로 한다.

(6) 차량 횡하중

- 차량하중은 궤도 중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하는 것으로 하며, 직선과 곡선궤도 모두 적용한다.
- KRL-2012 표준열차하중에 대한 차량횡하중의 크기는 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않는다.
- 복선 이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한 것만 고려
- 차량횡하중은 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 적용하지 않으며, 슬래브 궤도구조(콘크리트 도상)인 경우에는 고려

(7) 시동하중 및 제동하중

- 시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용.
- KRL-2012 하중은 1.8m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용하는 것으로 하고, 구조물에 고려되어진 하중의 작용 영향길이 L_f 위에 일정하게 분포
  - 시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN
  - 제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN 여기서, 충격은 모두 고려하지 않는다

(8) 풍하중

- 풍하중은 교량에 대하여 1방향으로 수평 및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때

가. 교량의 연직투사면 : 3.0 kN/m^2

나. 트러스의 바닥틀과 겹쳐지지 않는 바람맞이 반대편 주구의 연직투사면 : 2.0 kN/m^2

② 교량상에 열차가 있을 때

가. 교량의 연직투사면 : 1.5 kN/m^2

나. 트러스의 바닥틀과 겹쳐지지 않는 바람맞이 반대편 주구의 연직투사면 : 1.0 kN/m^2

다. 통과열차에 대하여 연직투사면 : 1.5 kN/m^2

다만, 열차의 연직투사면은 레일면상 4.0m의 폭으로 하고, 열차와 겹쳐지는 보의 바람맞이 쪽과 바람맞이 반대쪽의 부재에 대하여는 풍하중을 고려하지 않는다.

1.3 사용재료

(1) 콘크리트

바 닥 판 fck = 30 MPa

SCP 합성거더 fck = 45 MPa

(2)) 강 재

바닥판(철근) f_y = 400 MPa

SCP합성거더 SM490B : 상하플랜지, Web, 가로보, 주부재 연결판, 지점보강재

SM400B : 부부재 연결판, 연결부 브라켓

SWPC7B : (15.2mm 22연선, 저릴락세이션 강연선 사용)

쉬스관 φ113 사용

(3) 허용응력

① 바닥판 콘크리트

- 허용 휨 압축응력 fca = 0.4 fck = 12.00 MPa

② 강 재 (SCP 합성거더)

- 허용 압축 및 인장응력 fsa = 190.00 MPa
- 허용 전단응력 τca = 105.00 MPa

③ 프리스트레스 콘크리트(SCP 합성거더)

- 프리스트레스 도입시 압축강도 fci' = 0.85 fck = 38.25 MPa
- 프리스트레스 도입 직후
  허용 휨 압축응력 0.55fci = 21.04 MPa
- 설계하중 작용시
  허용 휨 압축응력 0.40fck = 18.00 MPa
  허용 휨 인장응력 = 0.00 MPa

④ PS강재(저릴락세이션 강재)

- 극한강도 fpu = 1,900 MPa
- 항복강도 fpy = 1,600 MPa
- 허용 최대 긴장응력 0.94 fpy = 1,504 MPa
- 정착 직후 정착부에서의 응력 0.8 fpu = 1,520 MPa
  손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 응력 0.8 fpy = 1,280 MPa

(4) 탄성계수

① 콘크리트 설계기준강도

- 바 닥 판 fck = 30 MPa , fcu = fck + 4 = 34.0 MPa
  Ec = $0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu}$ = 28,417 MPa
- SCP 거 더 fck = 45 MPa , fcu = fck + 4.5 = 49.5 MPa
  Ec = $0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu}$ = 32,208 MPa

② 철근의 항복강도

- 철 근 fy = 400 MPa
  Es = 200,000 MPa

③ 강재의 탄성계수

- SM490B = 상하플랜지, Web, 가로보, 주부재 연결판, 솔플레이트
- SM400B = 부부재 연결판, 연결부 브라켓
  Ess = 205,000 MPa
- SWPC7B = 15.2mm 저릴락세이션 강연선 사용
  Eps = 200,000 MPa

(5) 마찰계수 (아연도금 금속쉬스의 경우) [철도설계기준(2013) 10.7.6]

① 곡률 마찰계수

- μ = 0.25 / rad

② 파상 마찰계수

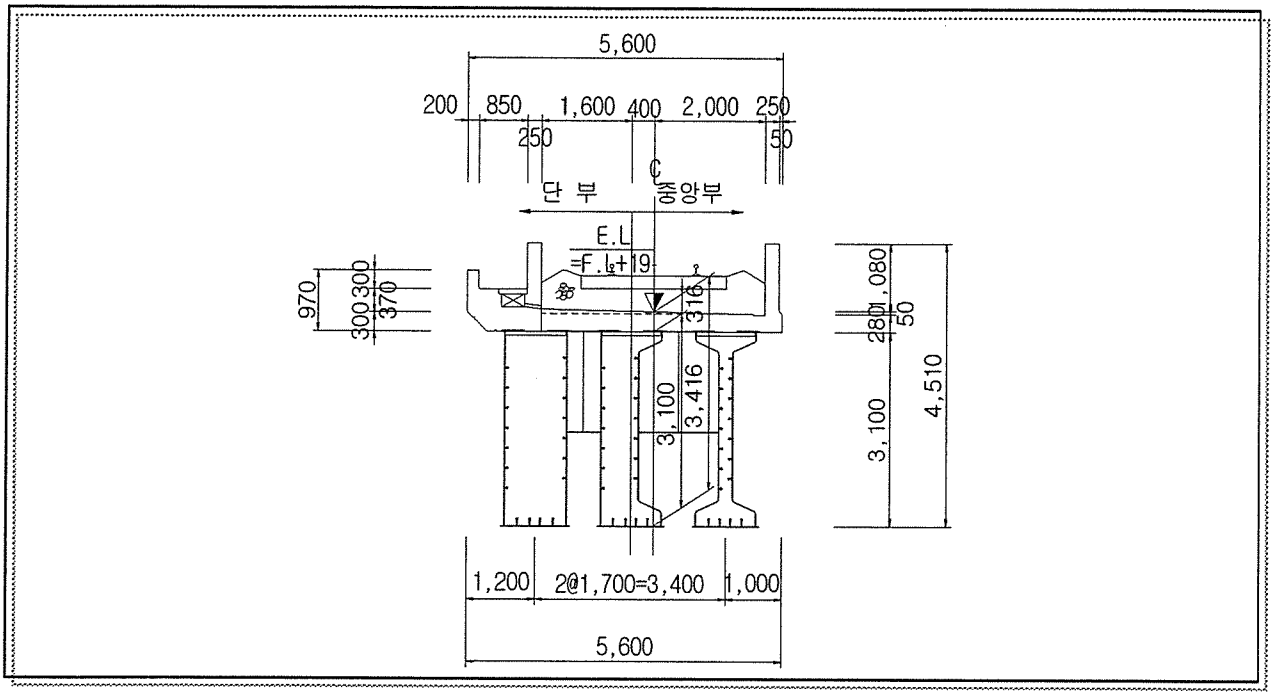
- κ = 0.005 / m

1.4 참고문헌

- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람 (한국철도시설공단, 2011)
- 강구조편람 (한국강구조학회)
- 도로교설계기준 (건설교통부, 2010)
- 콘크리트구조기준 (건설교통부, 2012)
- 이에 준하는 기타 시방서 및 문헌

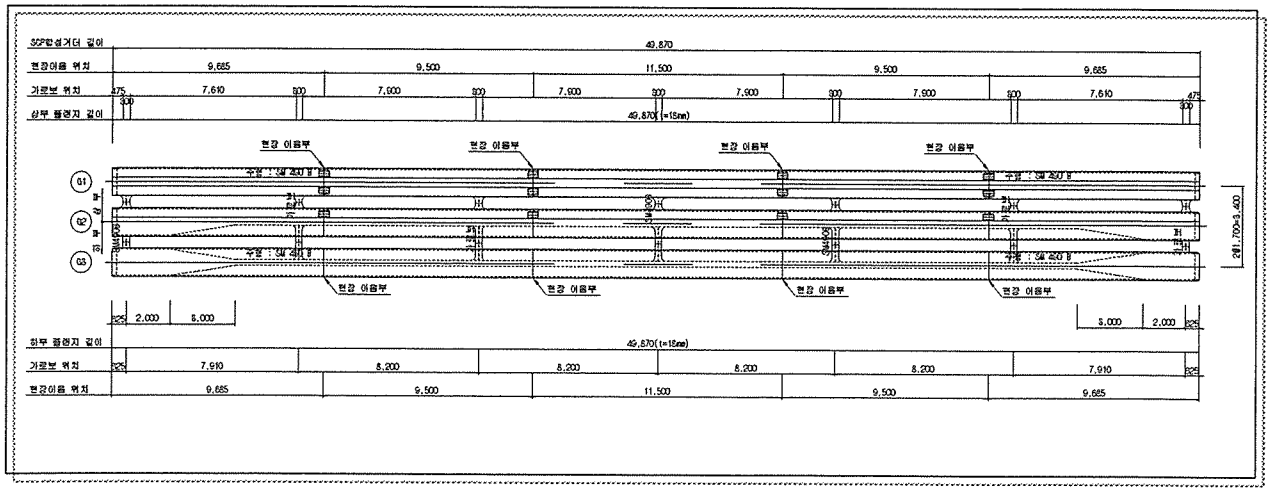
2. 단면가정

(1) 횡단면도

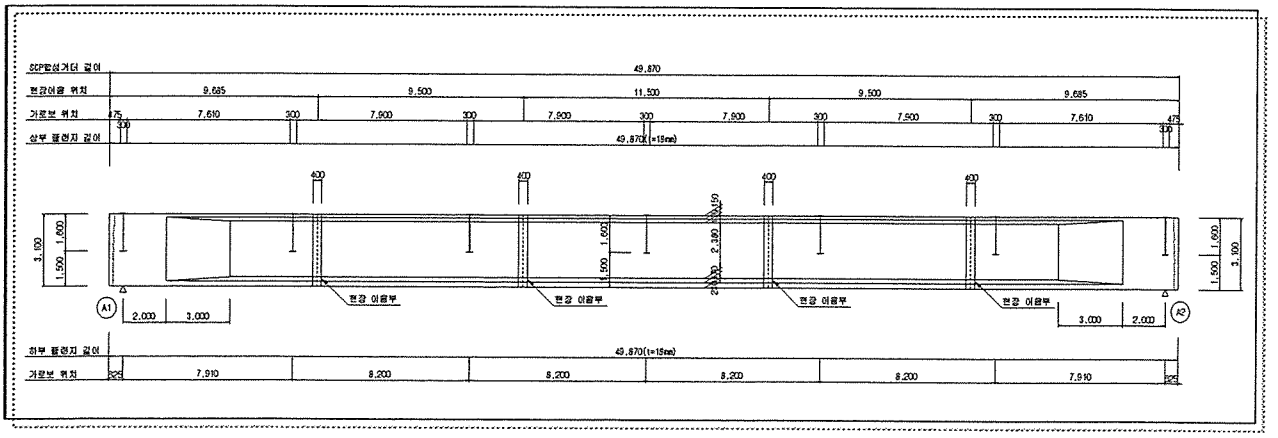


(2) 평면도 및 종단면도

1) 평면도



2) 종단면도



3. 바닥판 설계

3.1 궤도부

3.1.1 바닥판 최소 두께 검토

[철도설계기준 (노반편) 10.10.4]

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, l은 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 = 1.700 − 0.250 = 1.450 m
- 바닥판 최소두께 t_{min} = 30 l_s + 110 = 153.50 mm
  최소 200.00 mm 이상
- 바닥판 사용두께 t_{use} = 280 mm > 200 mm ∴ O.K

3.1.2 하중 계산

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.60 m
- 도상두께 = 0.365 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상두께 + 바닥판 두께
  = 2.600 + 1.5 × 0.365 + 0.280 = 3.428 m

(1) 고정하중

슬 래 브	:	w_s	=	0.280	×	24.50			=	6.860 kN/m²
구 배	:	w_s	=	0.076	/	2	×	24.50	=	0.931 kN/m²
도 상	:	w_g	=	0.565	×	19.00	×	1.30	=	13.956 kN/m²
궤 도	:	w_r	=	3.000	×	1 / 3.428			=	0.875 kN/m²
계	:	w_d	=						=	22.622 kN/m²

도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할증된 값을 사용한다. [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

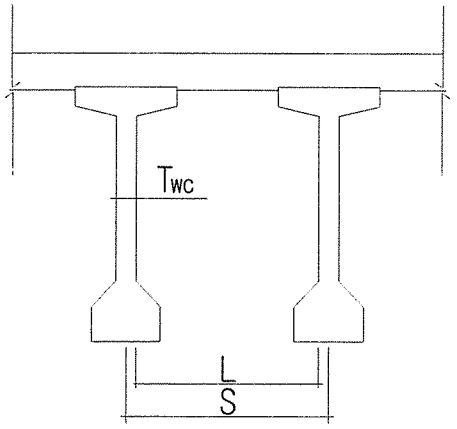
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만
설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.1

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 $L = S - T_{WC}$ = 1.450 m

[철도설계기준(노반편) 10.10.



- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w\ l_d^2}{10} = \frac{22.622 \times 1.450^2}{10} = 4.756 \text{ kN-m}$$

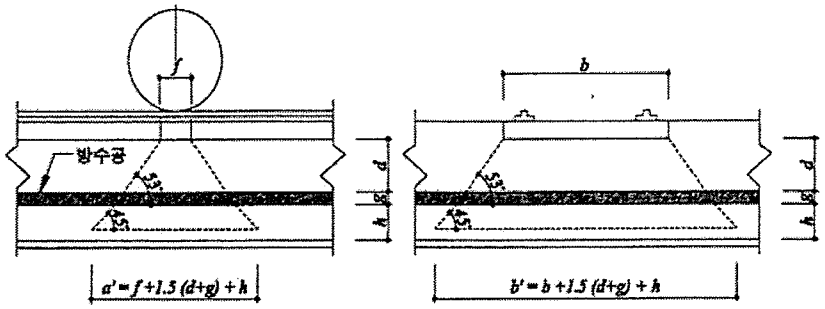
(2) 활하중 (L)

① 하중 분포폭 산정 철도설계기준(노반편) 10.10.5

주거더에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w로 계산한다.

$$w = P / a' b'$$

여기서, P는 축중(軸重) [tonf]이고, a 는 축거, b`는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭 = 0.240 m

b : 침목길이 = 2.600 m

d : 자갈도상깊이 = 0.365 m

g : 방수공두께 = - m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

a = 축 거 = 3.00 m (KRL2012하중)

= 1.00 m (객차 하중)

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.60 m

b' = b + 2 (d+g) + h

= 2.6 + 1.5 × (0.365 + 0) + 0.28 = 3.428 m

② 충격 계수

$Im = 1.44 / (\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18$

$= 1.44 / (\sqrt{1.45} - 0.20) - 0.18 = 1.254$

따라서, Im = 0.670 (여기서, $0 < Im \leq 0.67$)

③ 활하중(충격포함)

- 동륜 하중의 경우

$w(1+i) = 220 \times (1 + 0.67) \times 1ea / (3 \times 3.4275)$ = 35.731 kN/m^2

- 등분포 하중의 경우

$w(1+i) = 80 \times (1 + 0.67) \times 1ea / (1 \times 3.4275)$ = 38.979 kN/m^2

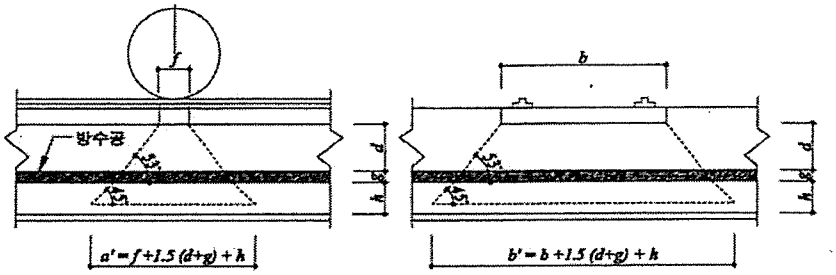
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$wl(1+i)$ = 74.709 kN/m^2

$$ML(1+i) = \frac{wl(1+i)\times L^2}{10} = 15.708 \quad kN\cdot m/m$$

(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 = 0.565 m

h : 슬래브 두께 = 0.280 m

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.00 m

a' = f + 2 (d + g) + h

= 0 + 1.5 × (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 m

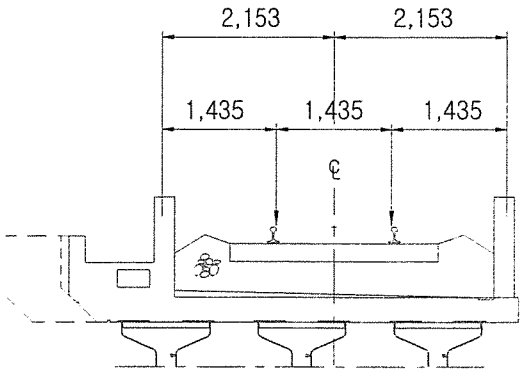
- 횡방향 분포폭(b')

b = 0.00 m

b' = b + 2 (d + g) + h

= 0 + 1.5 × (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 m

2) 탈선 활하중



① 동륜 하중의 경우

$w = 0.7 \times 220 / (1.1275 \times 1.1275) = 121.140 \ kN/m^2$

② 객차 하중의 경우

$w = 0.7 \times 80 / (1.000 \times 1.1275) = 49.667 \ kN/m^2$

-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$w_{dr} = 170.807 \ kN/m^2$

$$M_{dr} = \frac{w_{dr} \times L^2}{10} = 35.912 \ kN \cdot m/m$$

3.1.3 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : $U = 1.35 D + 1.85 (L + I)$

$= 1.35 \times 4.756 + 1.85 \times 15.708 = 35.480 \ kN-m$

Load case 2 : $U = 1.6 (D + (L + I))$

$= 1.6 \times (4.756 + 15.708) = 32.742 \ kN-m$

Load case 3 : $U = 1.35 D + 1.35 (L_{DR})$

$= 1.35 \times 4.756 + 1.35 \times 35.912 = 54.902 \ kN-m$

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : $U = 1.0 (D + (L + I))$

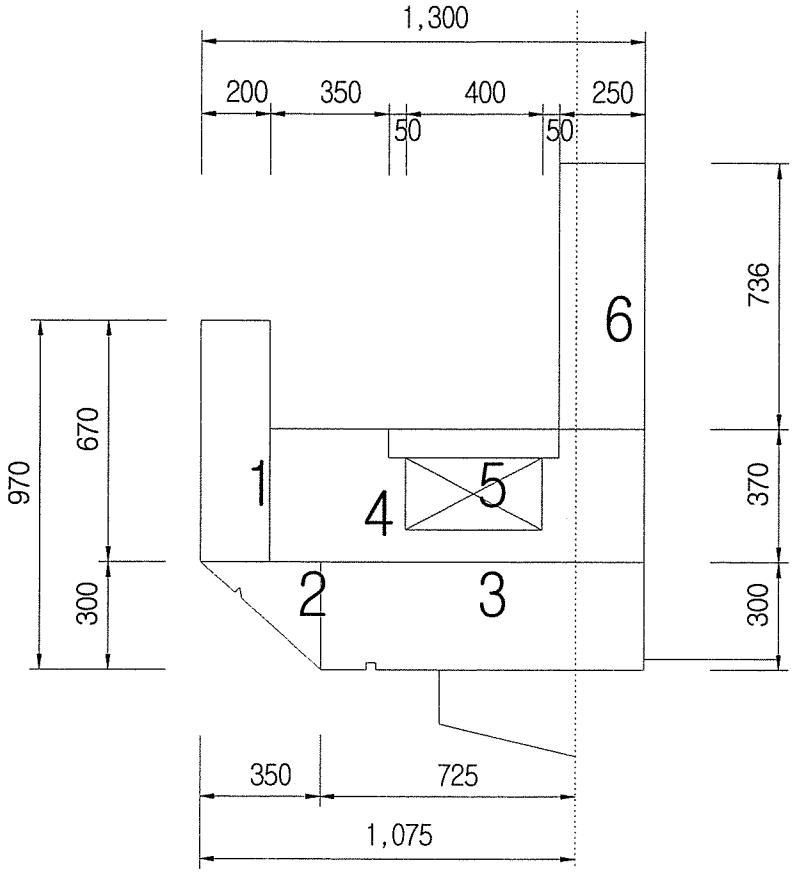
$= 1.0 \times (4.756 + 15.708) = 20.464 \ kN-m$

Load case 7 : $U = 1.0 (D + L_{DR})$

$= 1.0 \times (4.756 + 35.912) = 40.668 \ kN-m$

3.2 캔틸레버부 (좌측)

3.2.1 하중 계산



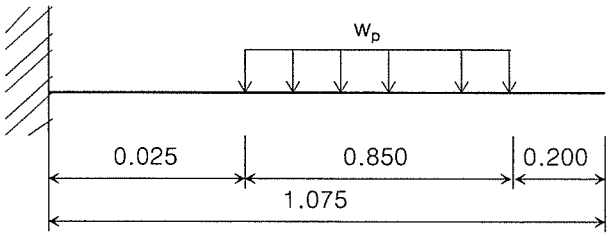
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.200 − 0.125 = 1.075 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.200 × 0.670 × 24.5 =	3.283	0.975	3.201
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.286	0.842	1.082
(3)	0.725 × 0.300 × 24.5 =	5.329	0.363	1.932
(4)	0.875 × 0.370 × 24.5 =	7.932	0.438	3.470
(5)	0.400 × 0.200 × 24.5 =	-1.960	0.275	-0.539
(6)	0.025 × 0.736 × 24.5 =	0.451	0.013	0.006
도상	0.000 × 0.57 × 1.3 × 19 =	0.000	0.000	0.000
CABLE	=	1.000	0.275	0.275
방음벽	=	2.000	0.975	1.950
방음벽기초	=	2.328	0.975	2.270
TOTAL	=	21.649		13.647

(2) 군집하중 (L)

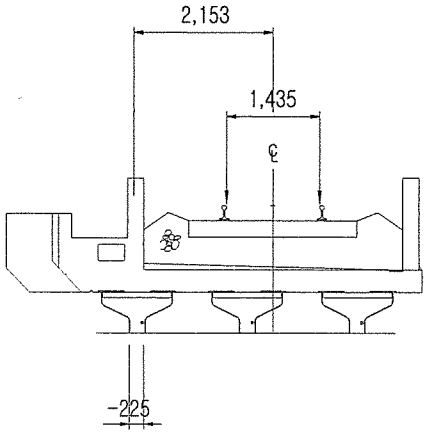
w_p = 5.000 kN/m²



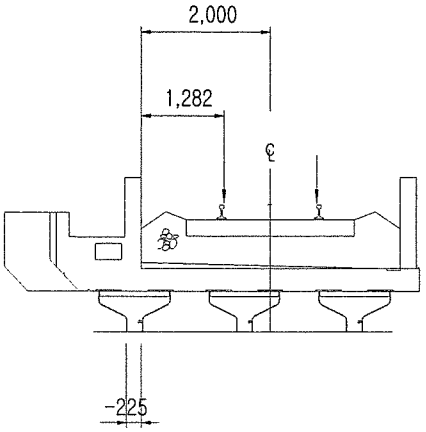
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.850 × 0.450 = 1.913 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m – 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LR} = 170.81 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR} = 99.34 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m² = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 13.65 + 1.85 × 1.91

= 21.963 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + (Ll))

= 1.60 × (13.65 + 1.91) = 24.896 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (13.65 + 10.69) = 32.859 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (13.65 + 1.91 + 0.5 × 10.69)

= 28.224 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 13.65 + 1.35 × 0.00 = 18.423 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (13.65 + 1.91) = 15.560 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (13.65 + 1.91 + 0.5 × 10.69)

= 28.224 kN-m

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

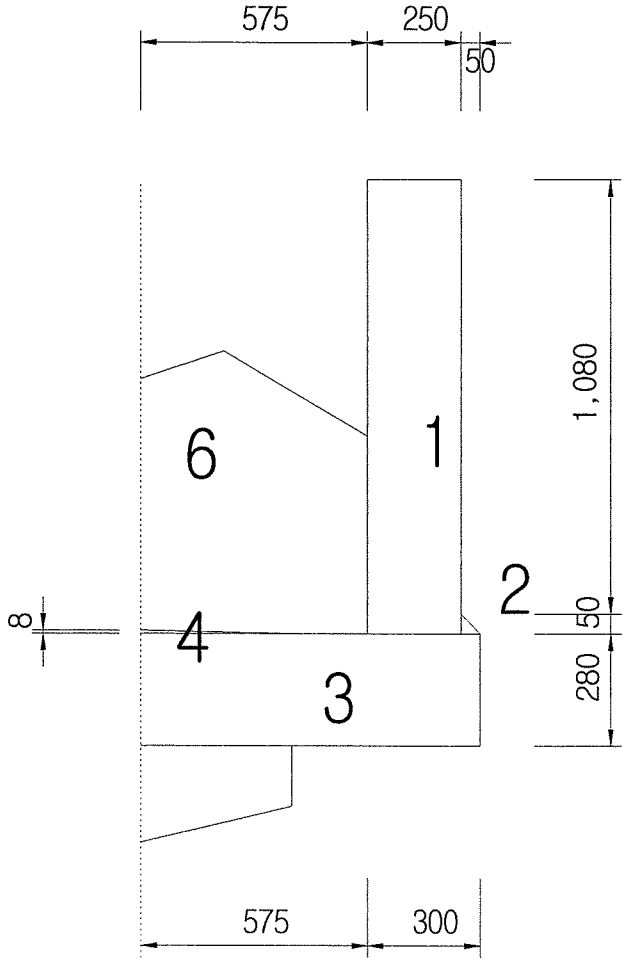
3.2.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.3 캔틸레버부 (우측)

3.3.1 하중 계산



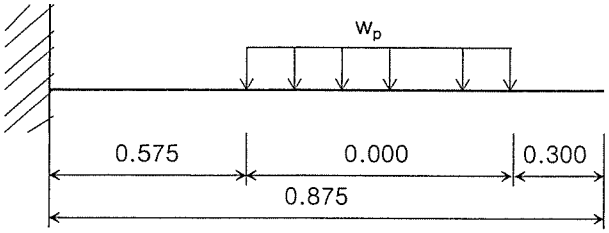
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.000 − 0.125 = 0.875 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	0.250 × 1.130 × 24.5 =	6.920	0.700	4.844
(2)	0.050 × 0.050 × 24.5 × 1/2 =	0.030	0.842	0.025
(3)	0.875 × 0.280 × 24.5 =	6.000	0.438	2.625
(4)	0.375 × 0.008 × 24.5 × 1/2 =	0.040	0.125	0.005
(5)	0.000 × 0.000 × 24.5 =	0.000	0.000	0.000
(6)	0.575 × 0.565 × 19.0 × 1 =	8.020	0.288	2.306
CABLE	=		0.000	0.000
방음벽	=	2.000	0.700	1.400
방음벽기초	=	2.328	0.700	1.630
TOTAL	=	25.338		12.835

(2) 군집하중 (L)

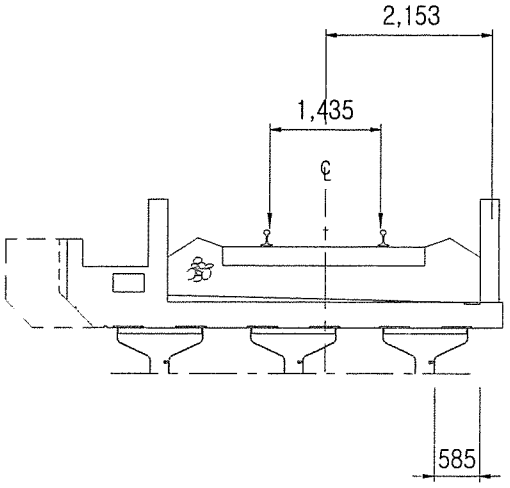
w_p = 5.000 kN/m²



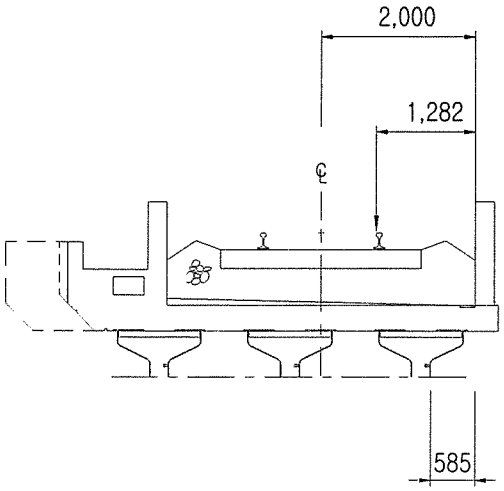
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.000 × 0.575 = 0.000 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Load)



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m – 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m²

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m²

M_{LR1} = 170.81 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.34 × 0.000² / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (1.130 + 2.000) × 3.000 kN/m² = 9.390 kN/m

M_W = 9.39 × (1.130 + 2.000) / 2 = 14.695 kN-m/m

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 12.84 + 1.85 × 0.00

= 17.327 kN-m

Load case 2 : U = 1.6(D + L)

= 1.6 × (12.84 + 0.00) = 20.536 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (12.84 + 14.70) = 37.166 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (12.84 + 0.00 + 0.5 × 14.70)

= 27.25 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 12.84 + 1.35 × 0.00

= 17.327 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (12.84 + 0.00) = 12.84 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.00 × (12.84 + 0.00 + 0.5 × 14.70)

= 20.18 kN-m

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

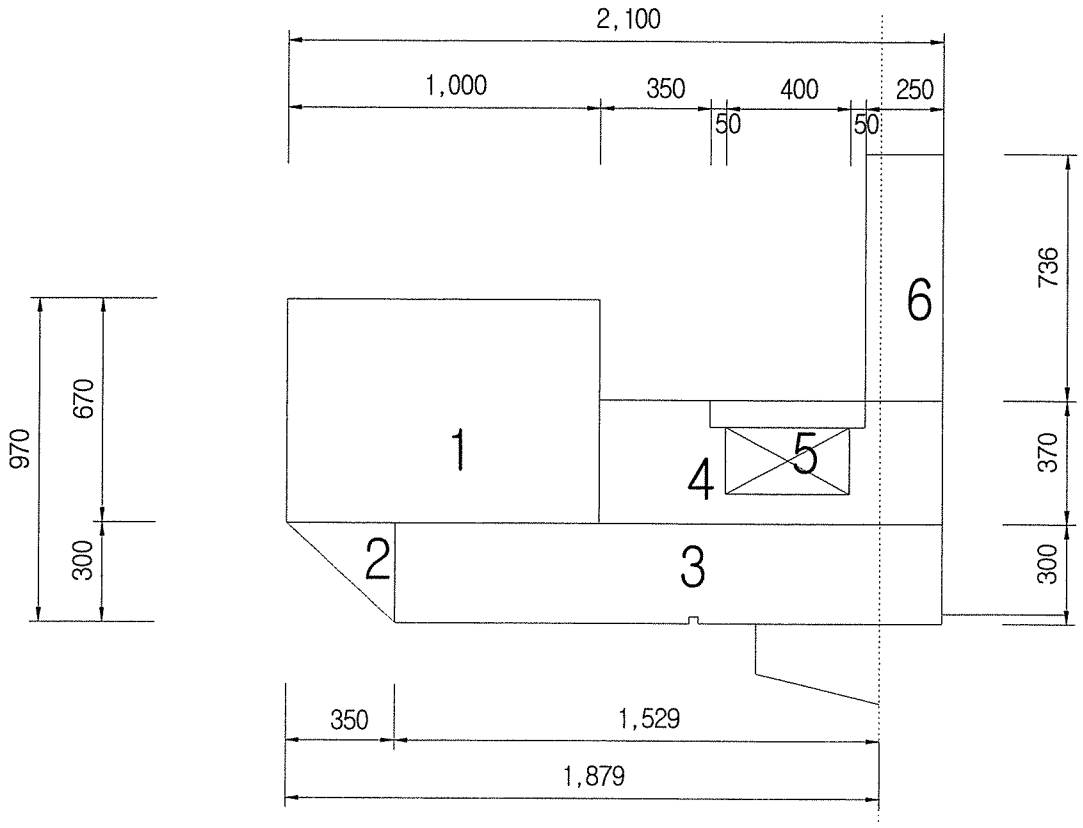
3.3.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.4 전철주기초부

3.4.1 하중 계산



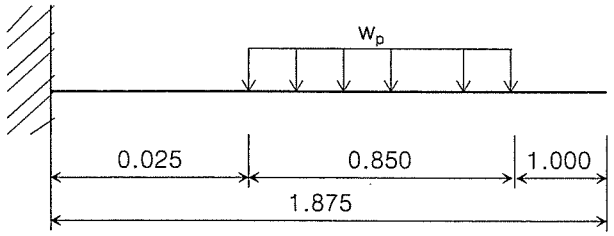
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 2.000 − 0.125 = 1.875 m

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)		거리(m)	M (kN-m)
(1)	1.000 × 0.670 × 24.5 =	16.42	1.375	22.58
(2)	0.350 × 0.300 × 24.5 × 1/2 =	1.29	1.642	2.12
(3)	1.525 × 0.300 × 24.5 =	11.21	0.763	8.55
(4)	0.875 × 0.370 × 24.5 =	7.93	0.438	3.47
(5)	0.400 × 0.200 × 24.5 =	-1.96	0.275	-0.54
(6)	0.025 × 0.736 × 24.5 =	0.45	0.013	0.01
자갈도상	1.550 × 0.00 × 1.3 × 19 =	0.00	0.775	0.00
CABLE	=	1.00	0.275	0.28
방음벽	=	2.00	0.975	1.95
전철주	=	20.00	1.375	27.50
TOTAL	=	58.34		65.92

(2) 군집하중 (L)

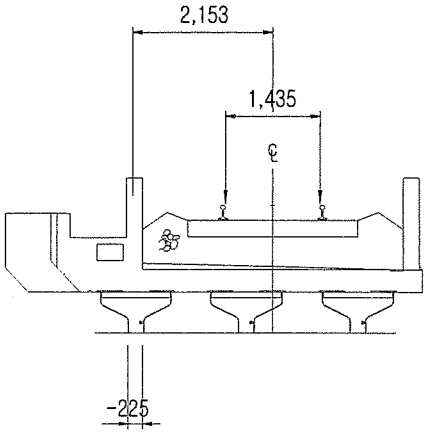
w_p = 5.000 kN/m^2



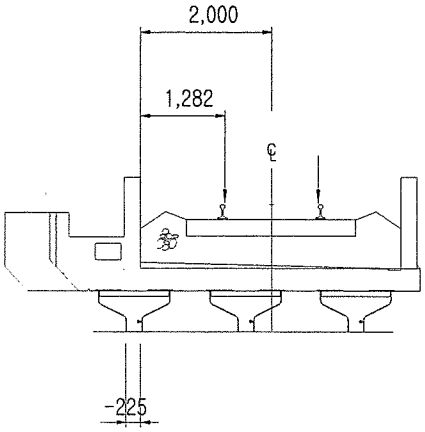
군집하중에 의한 휨모멘트

M_L = 5.000 × 0.850 × 0.450 = 1.91 kN-m

(3) 열차 탈선하중(L_{DR}, Derailment Loa(- 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용



탈선하중 1)



탈선하중 2)

① 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m - 주) 탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

② 탈선하중에 의한 단면력

CASE1 P = (220.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 0.7 = 170.807 kN/m^2

CASE2 P = (0.00 / (1.128 × 1.128) +
80.000 / (1.000 × 1.128)) × 1.4 = 99.335 kN/m^2

M_{LR} = 170.81 × 0.000 ^{2} / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR} = 99.34 × 0.000 ^{2} / 2 = 0.000 kN-m/m

(4) 풍하중 (W)

방음벽 높이 = 2.0 m)

F_W = (0.670 + 2.000) × 3.000 kN/m^2 = 8.010 kN/m

M_W = 8.01 × (0.670 + 2.000) / 2 = 10.693 kN-m/m

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 65.92 + 1.85 × 1.91

= 92.526 kN-m

Load case 2 : U = 1.6(D + L)

= 1.6 × (65.92 + 1.91) = 108.528 kN-m

Load case 3 : U = 1.35 (D + W)

= 1.35 × (65.92 + 10.69) = 103.428 kN-m

Load case 4 : U = 1.35 (D + L + 0.5W)

= 1.35 × (65.92 + 1.91 + 0.5 × 10.69)

= 98.79 kN-m

Load case 5 : U = 1.35 D + 1.35 L_{DR}

= 1.35 × 65.92 + 1.35 × 0.00

= 88.992 kN-m

(2) 사용하중(Service Load)

Load case 6 : U = 1.0 (D + L)

= 1.0 × (65.92 + 1.91) = 67.830 kN-m

Load case 7 : U = 1.0 (D + L + 0.5W)

= 1.00 × (65.92 + 1.91 + 0.5 × 10.69)

= 73.18 kN-m

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 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.5 바닥판 설계

3.5.1 궤도부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	54.90	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 61{,}002{,}222.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 710.41 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 710.41 = 947.21\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

압축(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

인장(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ 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 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 54.90 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

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 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 1,324.00 / 6 = 220.67 mm^2

압축측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × 1,000/200 = **633.50** mm^2

인장측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × 1,000/200 = **633.50** mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

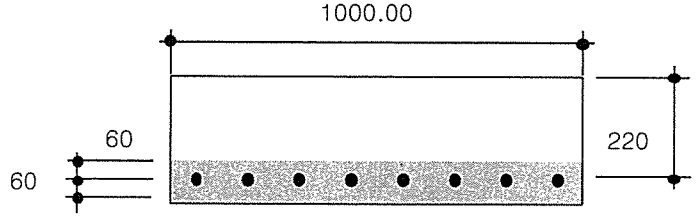
사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 40.668 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1324.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00602

n ρ = n × ρ = 7.26 x 0.00602 = 0.04371

k = − n ρ + √((n ρ)² + 2 n ρ) = 0.255

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.255 / 3 = 0.915

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 40,668,000 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 152.54 MPa < f_{sa} = 240.00 MPa ∴ O.K

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.000 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [386.258 , 413.006] = 386.258 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 386.258 mm ∴ O.K

3.5.2 캔틸레버부 (좌측)

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	32.86	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000\ A_s + 36{,}510{,}000 = 0$

필요 철근량 A_s = 420.93 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 420.93 = 561.24\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

= 99,910,894 N-mm

= **99.91** kN-m > M_u = 17.33 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

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 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 1,324.0 / 6 = 220.67 mm^2

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × 1,000/200 = 633.50 mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × 1,000/200 = 633.50 mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

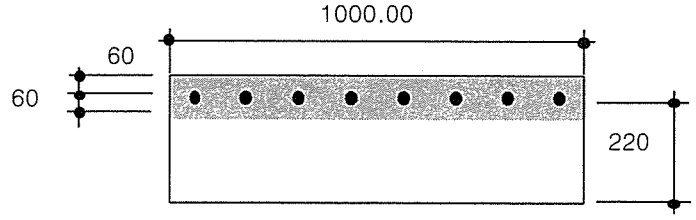
사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 28.224 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1324.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00602

nρ = n × ρ = 7.26 x 0.00602 = 0.04371

k = − nρ + √((nρ)² + 2 nρ) = 0.255

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.255 / 3 = 0.915

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 28,224,000.00 /(0.00602 × 0.915 × 1000.00 × 220.00 ²)

= 105.87 MPa < f_{sa} = 240.00 MPa ∴ O.K

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.00 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [613.837 , 595.069] = 595.069 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 595.069 mm ∴ O.K

3.5.3 캔틸레버부 (우측)

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	37.17	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 41{,}295{,}556.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 477.03 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 477.03 = 636.04\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2})$

$= 99{,}910{,}893.60$ N-mm

$= 99.91$ kN-m > M_u = 37.17 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

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 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 1,324.00 / 6 = 220.67 mm^2

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = 633.50 mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = 633.50 mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

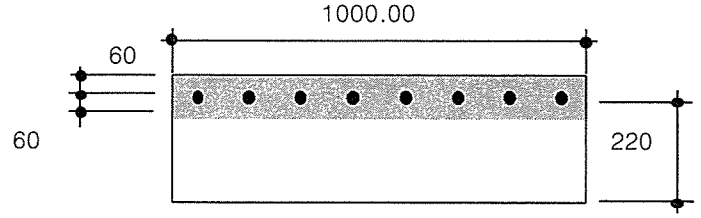
사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 20.180 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 7.26

ρ = A_s / (b × d) = 1324.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00602

n ρ = n × ρ = 7.26 x 0.00602 = 0.04371

k = − n ρ + √((n ρ)² + 2 n ρ) = 0.255

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.255 / 3 = 0.915

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 20,180,000.00 /(0.00602 x 0.915 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 75.69 MPa < f_{sa} = 240.00 MPa ∴ O.K

- 휨철근 간격 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 16.00 / 2 = 52.00 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [910.428 , 832.342] = 832.342 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 832.342 mm ∴ O.K

3.5.4 전철주기초부

(1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	108.528	kN-m				
b	=	1000.00	mm	h	=	280.00	mm
d'	=	60.00	mm	d	=	220.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

(2) 휨설계

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 120{,}586{,}667.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 1,441.10 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1{,}441.10 = 1{,}921.47\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12\ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00\ mm^2$

인장(상면) A_s = H 19 @ 150 = 286.5 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96$ mm

$\Phi M_n = \Phi\ A_s \times f_y \times (d - a / 2)$

$= 0.90 \times 1{,}910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2})$

= 140,971,752 N-mm

= **140.97** kN-m > M_u = 108.53 kN-m ∴ O.K.

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \frac{600}{600+f_y}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.868 % < $p_{max} = 0.75 \times p_b$ = 2.438 % O.K. !!

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

인장주철근의 1/6 = 1,910.00 / 6 = 318.33 mm^2

인장측-상면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

압축측-하면 H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

O.K.!!

온도-수축철근 검토

0.2%의 철근비 = 0.002 × 1,000 × 220 = 440.00 mm^2

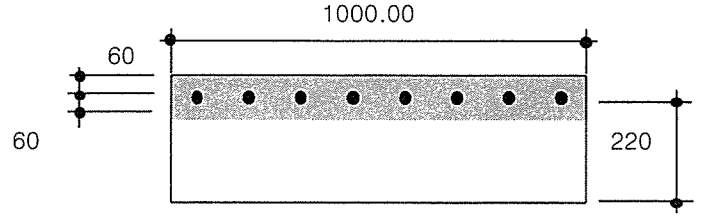
사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 73.180 kN-m



- 중립축 및 작용응력 계산

n = E_s / E_c = 8.19

ρ = A_s / (b × d) = 1910.00 / (1000.00 × 220.00) = 0.00868

n ρ = n × ρ = 8.19 x 0.00868 = 0.07109

k = − n ρ + √((n ρ)² + 2 n ρ) = 0.313

j = 1 − k / 3 = 1 − 0.313 / 3 = 0.896

f_s = M_o / (ρ × j × b × d^2)

= 73,180,000.00 /(0.00868 x 0.896 x 1000.00 x 220.00 ²)

= 194.41 MPa < f_{sa} = 240.00 MPa ∴ O.K

- 균열폭 검토

최외단 피복두께 c = d_c − (주철근직경) / 2

= 60.00 − 19.00 / 2 = 50.50 mm

휨철근 최대간격 s_a = Min [375 (210/f_s) − 2.5c , 300 (210/f_s)]

= Min [278.822 , 324.057] = 278.822 mm

∴ s = 150.000 mm < s_a = 278.822 mm ∴ O.K

3.5.5 캔틸레버판 단부 검토

(1) 좌측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 770.00 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 2 × 770.00 = 1,540.00 mm^2

- 사용철근

인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

단부에서 1.08 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 켄틸레버판에서 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 477.03 mm^2

- 거더 단부 켄틸레버판에 필요한 철근량

$A_{s,req}$ = 2 × 477.03 = 954.06 mm^2

- 사용철근

인장철근-상면 H 19 @ 150 = 286.5 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,910.00** mm^2

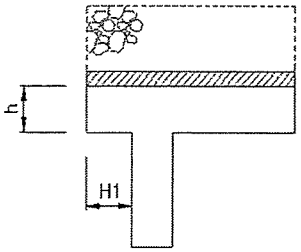
압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 보강범위

단부에서 0.88 m 까지

3.6 슬래브 단부 설계

3.6.1 단면치수



h: 0.280 m

H1: 0.645 m

3.6.2 설계하중에 의한 단면력

1) 고정하중에 의한 단면력

w_d = 22.622 kN/m^2

$M_d = w_d \times H_1^2 / 2$ = 4.706 KN·m/m

2) 활하중에 의한 단면력

w_L = 74.709 kN/m^2

$M_L = w_L \times H_1^2 / 2$ = 15.541 KN·m/m

3) 하중조합

- 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : $U = 1.35\,D + 1.85\,L$

$= 1.35 \times 4.71 + 1.85 \times 15.54$ = 35.103 kN-m

Load case 2 : $U = 1.6\,(D + L)$

$= 1.6 \times (4.71 + 15.54)$ = 32.394 kN-m

4) 설계하중

구 분	Mu	비 고
KRL-2012	35.103	
적 용	35.103	MAX

3.6.3 철근량 산정

1. 설계조건

f_{ck} = 30.00 MPa

f_y = 400.00 MPa

M_u = 35.103 kN-m

b = 1000.00 mm　　h = 280.00 mm

d' = 60.00 mm　　d = 220.00 mm

ϕ_f = 0.90　　k_1 = 0.85

2. 휨검토

1) 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b)$ = 0.0157 A_s

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a/2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 88{,}000.00\ A_s + 39{,}002{,}852.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 450.12 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 450.12 = 600.16 \text{ mm}^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{(f_{ck})}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(30.00)}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$

인장(상면) A_s = H 13 @ 200 = 126.7 × $\frac{1,000}{200}$ = **633.50** mm^2

2) 설계모멘트

$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{633.50 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 9.94 \text{ mm}$

$\Phi M_n = \Phi A_s \times f_y \times (d - a/2)$

$= 0.90 \times 633.50 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{9.94}{2})$

$= 49,039,741.80 \text{ N-mm}$

$= \mathbf{49.04} \text{ kN-m} > M_u = 35.10 \text{ kN-m}$ (사용률: 1.397)

O.K.!!

3) 철근비검토

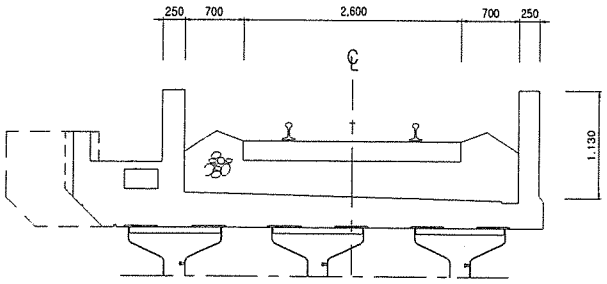
균형철근비(p_b) $= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy} = 3.251 \%$

$p = A_s/(b \times d)$ $= 0.288 \% < p_{max} = 0.714 \times p_b = 2.321 \%$

O.K.!!

3.7 탈선방호벽 설계

3.7.1 단면치수



h: 1.130 m

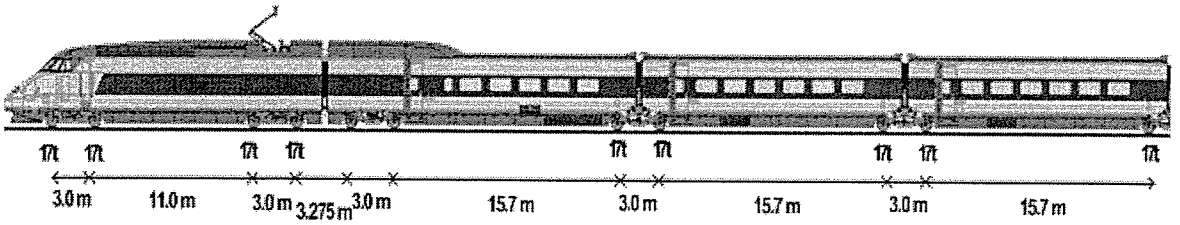
t: 0.250 m

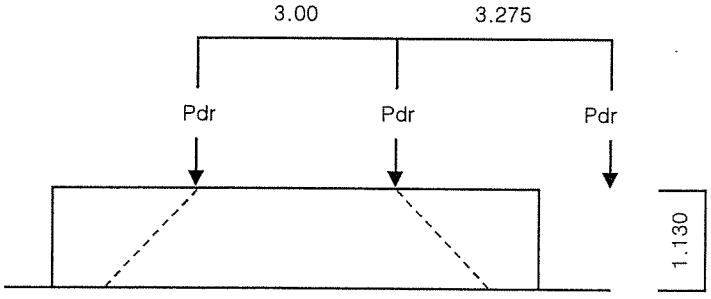
3.7.2 설계하중에 의한 단면력

[철도설계기준(2011) p8-52]

1. 탈선하중 재하폭 산정

(※ 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음)





P_{dr} = 150.0 × 2 ea / 5.26

= 57.0 kN/m

2. 전단력 산정

Sr = 57.0 kN

3. 휨모멘트 산정

Mr = 57.0 × 1.130 = 64.4 kN·m

- 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 아니하였음

4. 철근량 산정

1) 설계조건

f_{ck}	=	30.00	MPa				
f_y	=	400.00	MPa				
M_u	=	64.45	kN-m				
b	=	1,000.00	mm	h	=	250.00	mm
d'	=	50.00	mm	d	=	200.00	mm
ϕ_f	=	0.90		k_1	=	0.85	

2) 휨검토

- 필요철근량

$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157\ A_s$

$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2)$ 이므로,

$3.00\ A_s^2 - 80{,}000.00\ A_s + 71{,}609{,}632.00 = 0$

필요 철근량 A_s = 927.37 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 927.37$ = 1,236.49 mm^2

$A_{s,min} = \frac{0.25\ \sqrt{(\ f_{ck}\ )}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(\ 30.00\ )}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00$ = 684.65 mm^2

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00$ = 700.00 mm^2

인장(상면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 $\times \frac{1{,}000}{150}$ = **1,324.00** 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 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 N-mm

= **90.38** kN-m > M_u = 64.45 kN-m (사용률: 1.402)

O.K.!!

- 철근비검토

균형철근비(p_b) = $0.85\ \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 0.662 % < $p_{max} = 0.714 \times p_b$ = 2.321 %

O.K.!!

3) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times = 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000$ = 155.19 kN

ΦVc = 155.19 > Vu = 57.034 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

3.8 바닥판 설계 요약

3.8.1 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	
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

(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	
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

3.6.2 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	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

(2) 바닥판 하면

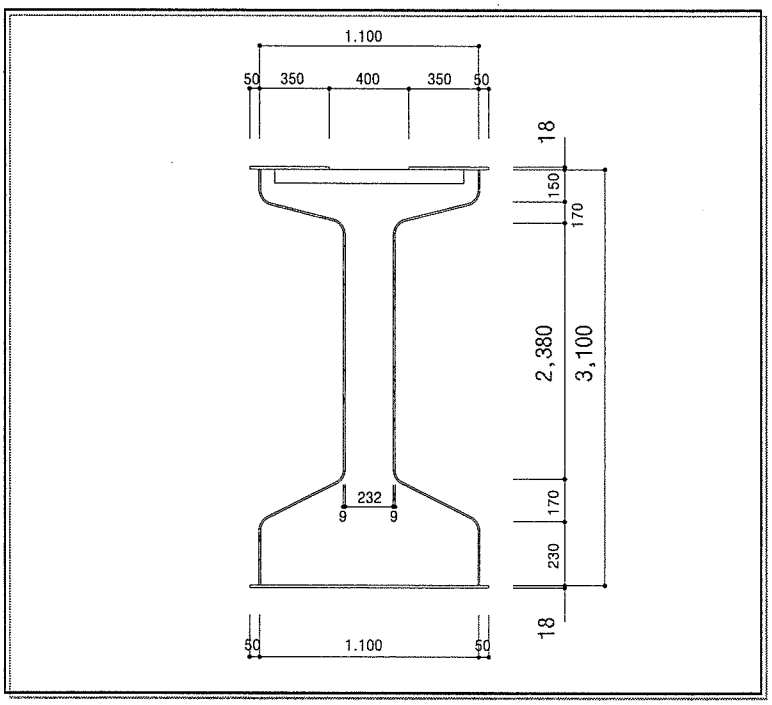
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

4. SCP 합성거더 설계

4.1 단면상수 산정

4.1.1 중앙부 단면(내측)

가) 강형 단면



단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
U-Flange	2	-	400	x	18	14,400	9	129,600	1,166,400	388,800
U-Web	2	-	150	x	9	2,700	93	251,100	23,352,300	5,062,500
U-Hunch	2	-	458	x	9	8,239	253	2,084,548	527,390,634	19,843,029
Web	2	-	2,380	x	9	42,840	1,528	65,459,520	100,022,146,560	20,221,908,000
L-Hunch	2	-	458	x	9	8,239	2,803	23,093,917	64,732,249,351	19,843,029
L-Web	2	-	230	x	9	4,140	3,003	12,432,420	37,334,557,260	18,250,500
L-Flange	1	-	1,200	x	18	21,600	3,127	67,543,200	211,207,586,400	583,200
						102,158		170,994,305	413,848,448,905	20,285,879,058

$$y_{st1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{170,994,305}{102,158} = 1,674 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

y_{sb1} = 3,136 - 1,674 = 1,462 mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리

$$I_{s1} = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})^2$$

$$= 20,285,879,058 + 413,848,448,905 - 102,158 \times 1,674^2$$

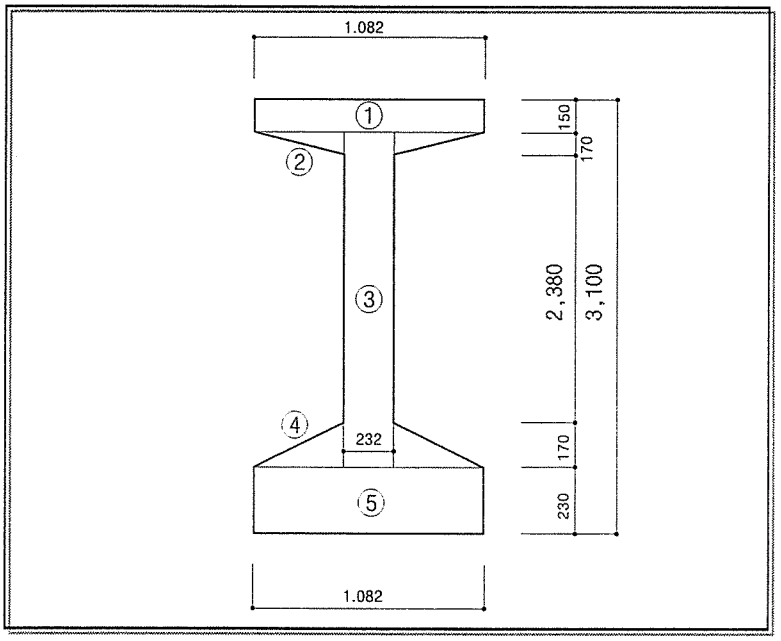
$$= 147,926,920,751 \quad mm^4$$

$$Z_{st1} = \frac{I_{s1}}{y_{st1}} = \frac{147,926,920,751}{1,674} = 88,377,895 \quad mm^3$$

$$Z_{sb1} = \frac{I_{s1}}{y_{sb1}} = \frac{147,926,920,751}{1,462} = 101,167,365 \quad mm^3$$

$$r_{s1}^2 = \frac{147,926,920,751}{102,158} = 1,448,016 \quad mm^2$$

나) 콘크리트 단면



단위 : mm

구 분	B	H	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
①	1,082	150	162,300	93	15,093,900	1,403,732,700	304,312,500
②	425	170	72,250	225	16,234,575	3,647,909,003	116,001,389
③	232	2,720	631,040	1,528	964,229,120	1,473,342,095,360	389,057,194,667
④	425	170	72,250	2,831	204,561,425	579,174,762,603	116,001,389
⑤	1,082	230	248,860	3,003	747,326,580	2,244,221,719,740	1,097,057,833
			1,186,700		1,947,445,600	4,301,790,219,405	390,690,567,778

$$y_{ct1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{1,947,445,600}{1,186,700} = 1,641 \text{ mm}$$; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

1,641.1 - 18.0 = 1,623 mm

y_{cb1} = 3,100 - 1,623 = 1,477 mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리

$$I_{c1} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{ct1})^2$$

= 390,690,567,778 + 4,301,790,219,405 - 1,186,700 x 1,641 ^{2}

= 1,496,449,417,676 mm^4

$$Z_{ct1} = \frac{I_{c1}}{y_{ct1}} = \frac{1,496,449,417,676}{1,641} = 911,857,545 \text{ } mm^3$$

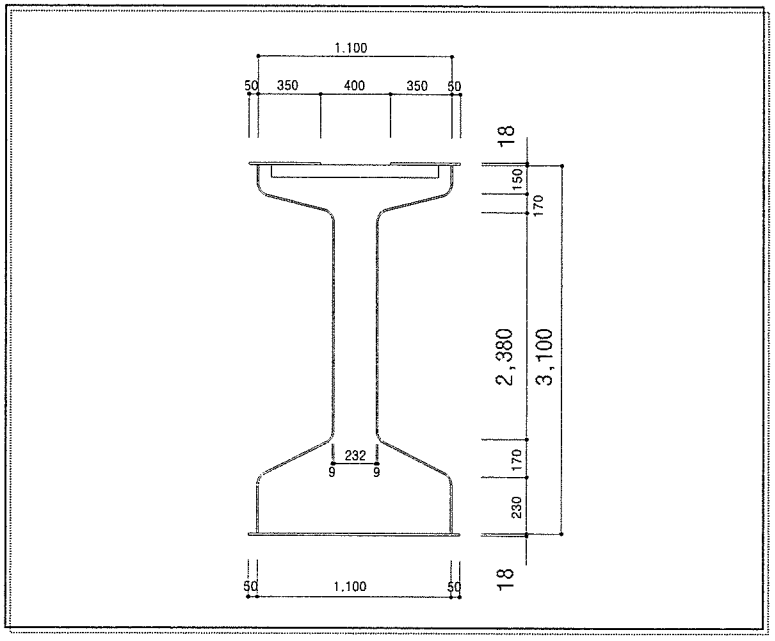
$$Z_{cb1} = \frac{I_{c1}}{y_{cb1}} = \frac{1,496,449,417,676}{1,477} = 1,013,236,792 \text{ } mm^3$$

$$r_{c1}^2 = \frac{1,496,449,417,676}{1,186,700} = 1,261,017 \text{ } mm^2$$

다) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 거더 콘크리트 단면으로 환산

$Ecb = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu}$ = 0.077 x 2,350 $^{1.5}$ $\times \sqrt[3]{(fck + 4.5)}$ = 32,208 MPa

$$n_b = \frac{Es}{Ecb} = \frac{205,000}{32,208} = 6.365$$



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
강형단면	650,238	1,674	1,088,368,364	1,821,710,968,333	941,554,850,580
콘크리트단면	1,186,700	1,641	1,947,493,370	3,196,031,369,507	1,496,449,417,676
	1,836,938		3,035,861,734	5,017,742,337,840	2,438,004,268,256

$$y_{st2} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{3,035,861,734}{1,836,938} = 1,653 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

$$y_{sb2} = 3,136 - 1,653 = 1,483 \text{ mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리}$$

$$y_{ct2} = 1,653 - 18 = 1,635 \text{ mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리}$$

$$y_{cb2} = 1,483 - 18 = 1,465 \text{ mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리}$$

$$I_2 = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st2})^2$$
$$= 2,438,004,268,256 + 5,017,742,337,840 - 1,836,938 \times 1,653^2$$
$$= 2,438,423,827,801 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st2} = \frac{I_2}{y_{st2}} = \frac{2,438,423,827,801}{1,653} = 1,475,436,157 \text{ mm}^3$$

$$Z_{sb2} = \frac{I_2}{y_{sb2}} = \frac{2,438,423,827,801}{1,483} = 1,643,896,009 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ct2} = \frac{I_2}{y_{ct1}} = \frac{2,438,423,827,801}{1,635} = 1,491,682,670 \text{ mm}^3$$

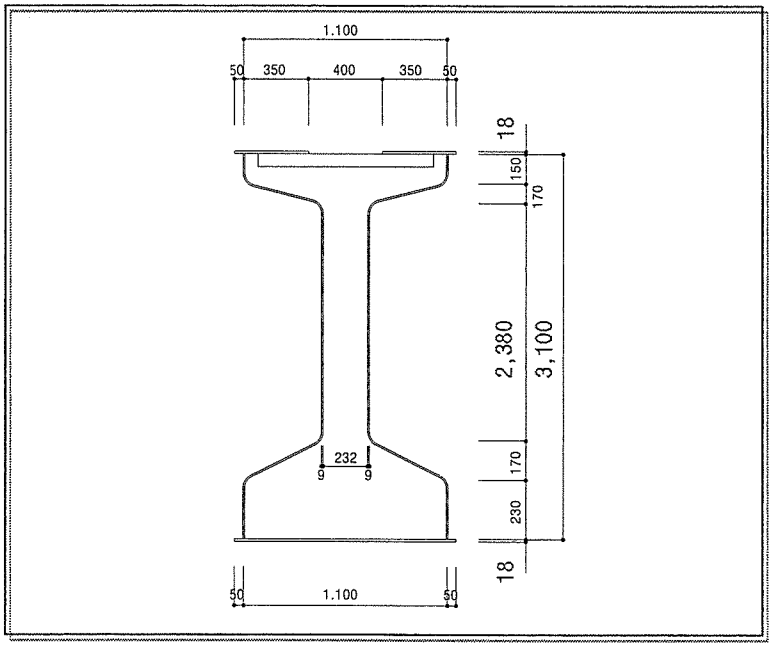
$$Z_{cb2} = \frac{I_2}{y_{cb1}} = \frac{2,438,423,827,801}{1,465} = 1,664,089,638 \text{ mm}^3$$

$$r_2^2 = \frac{2,438,423,827,801}{1,836,938} = 1,327,439 \text{ mm}^2$$

라) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 강재 단면으로 환산

$$Ecb = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4.5)} = 32,208 \text{ MPa}$$

$$n_b = \frac{Es}{Ecb} = \frac{205,000}{32,208} = 6.365$$



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
강형단면	102,158	1,674	170,992,596	286,207,407,212	147,926,920,751
콘크리트단면	186,441	1,641	305,969,108	502,125,902,515	235,105,957,215
	288,600		476,961,704	788,333,309,726	383,032,877,966

$$y_{st2}^{1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{476,961,704}{288,600} = 1,653 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

$$y_{sb2}^{1} = 3,136 - 1,653 = 1,483 \text{ mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리}$$

$$y_{ct2}^{1} = 1,653 - 18 = 1,635 \text{ mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리}$$

$$y_{cb2}^{1} = 1,483 - 18 = 1,465 \text{ mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리}$$

$$I_2^1 = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st2}^{1})^2$$

$$= 383,032,877,966 + 788,333,309,726 - 288,600 \times 1,653^{2}$$

$$= 383,098,791,390 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st2}^{1} = \frac{I_2^{1}}{y_{st2}^{1}} = \frac{383,098,791,390}{1,653} = 231,804,579 \quad mm^3$$

$$Z_{sb2}^{1} = \frac{I_2^{1}}{y_{sb2}^{1}} = \frac{383,098,791,390}{1,483} = 258,271,170 \quad mm^3$$

$$Z_{ct2}^{1} = \frac{I_2^{1}}{y_{ct2}^{1}} = \frac{383,098,791,390}{1,635} = 234,357,055 \quad mm^3$$

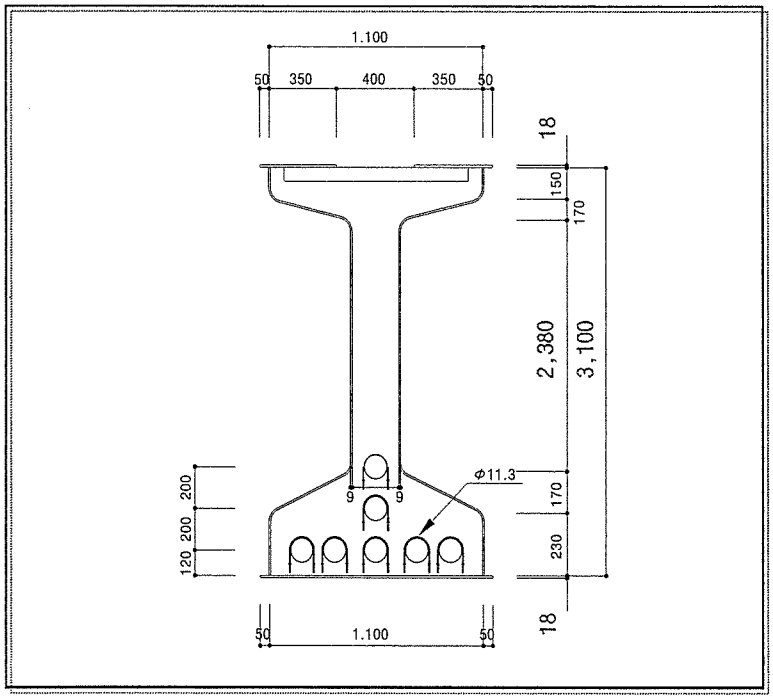
$$Z_{cb2}^{1} = \frac{I_2^{1}}{y_{cb2}^{1}} = \frac{383,098,791,390}{1,465} = 261,443,774 \quad mm^3$$

$$(r_2^{1})^2 = \frac{383,098,791,390}{288,600} = 1,327,440 \quad mm^2$$

마) 순단면(총단면적 - 쉬스관) ; 콘크리트 단면으로 환산

- 쉬스관의 직경 = 113 mm - 쉬스관의 개수 = 7 EA

- 쉬스관의 면적 = $\pi D^2 /4$ x 7 EA = 70,201 mm^2



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
총 단 면	1,836,938	1,653	3,035,870,694	5,017,322,778,295	2,438,423,827,801
쉬 스 관	-70,201	2,912	-204,446,077	-595,405,389,721	-56,024,983
	1,766,737		2,831,424,617	4,421,917,388,575	2,438,367,802,818

$$y_{st3} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{2,831,424,617}{1,766,737} = 1,603 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

y_{sb3} = 3,136 - 1,603 = 1,533 mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리

y_{ct3} = 1,603 - 18 = 1,585 mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

y_{cb3} = 1,533 - 18 = 1,515 mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리

e_{p3} = 1,533 - 206 - 18 = 1,310 mm ; 중립축에서 PC강재 중심까지 거리

$$I_3 = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st3})^2$$

$$= 2,438,367,802,818 + 4,421,917,388,575 - 1,766,737 \times 1,603^2$$

$$= 2,322,558,016,584 \quad mm^4$$

$$Z_{st3} = \frac{I_3}{y_{st3}} = \frac{2,322,558,016,584}{1,603} = 1,449,216,611 \quad mm^3$$

$$Z_{sb3} = \frac{I_3}{y_{sb3}} = \frac{2,322,558,016,584}{1,533} = 1,514,675,529 \quad mm^3$$

$$Z_{ct3} = \frac{I_3}{y_{ct3}} = \frac{2,322,558,016,584}{1,585} = 1,465,678,434 \quad mm^3$$

$$Z_{cb3} = \frac{I_3}{y_{cb3}} = \frac{2,322,558,016,584}{1,515} = 1,532,667,280 \quad mm^3$$

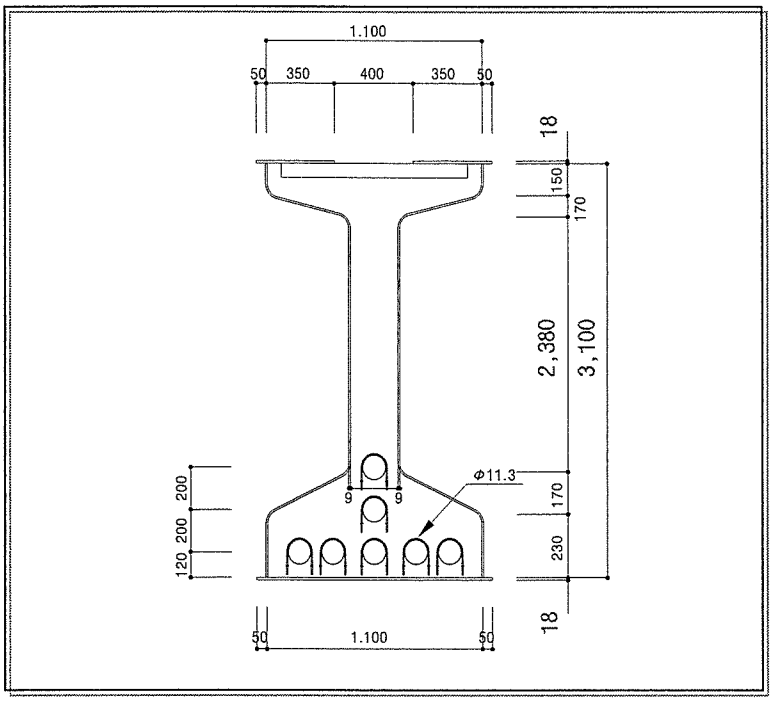
$$Z_{p3} = \frac{I_3}{e_{p3}} = \frac{2,322,558,016,584}{1,310} = 1,773,411,127 \quad mm^3$$

$$r_3^2 = \frac{2,322,558,016,584}{1,766,737} = 1,314,603 \quad mm^2$$

바) 순단면(총단면적 - 쉬스관) ; 강재 단면으로 환산

- 쉬스관의 직경 = 113 mm - 쉬스관의 개수 = 7 EA

- 쉬스관의 면적 = πD^2 /4 x 7 EA = 70,201 mm^2



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
총 단 면	288,600	1,653	476,963,112	788,267,396,302	383,098,791,390
쉬 스 관	-11,029	2,912	-32,120,358	-93,543,659,029	-8,802,039
	277,571		444,842,754	694,723,737,273	383,089,989,351

$$y_{st3}^{1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{444,842,754}{277,571} = 1,603 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

y_{sb3}^{1} = 3,136 - 1,603 = 1,533 mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리

y_{ct3}^{1} = 1,603 - 18 = 1,585 mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

y_{cb3}^{1} = 1,533 - 18 = 1,515 mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리

e_{p3}^{1} = 1,533 - 206 - 18 = 1,310 mm ; 중립축에서 PC강재 중심까지 거리

$$d_{c3}^{1} = \frac{\sum A \times y_{con'c} - \sum A \times y_{sheath}}{\sum A_{con'c} - \sum A_{sheath}} - y_{st3}^{1} \quad ; \quad \text{주형단면의 합성도심에서 주형콘크리트 중심까지의 거리}$$

$$= \frac{1,947,445,600 - 70,201 \times 2,912}{1,186,700 - 70,201} - 1,603 = -41.5 \text{ mm}$$

$$I_3^1 = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st3}^1)^2$$

$$= 383,089,989,351 + 694,723,737,273 - 277,571 \times 1,603^2$$

$$= 364,895,200,034 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st3}^{1} = \frac{I_3^1}{y_{st3}^1} = \frac{364,895,200,034}{1,603} = 227,685,242 \text{ mm}^3$$

$$Z_{sb3}^{1} = \frac{I_3^1}{y_{sb3}^1} = \frac{364,895,200,034}{1,533} = 237,969,440 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ct3}^{1} = \frac{I_3^1}{y_{ct3}^1} = \frac{364,895,200,034}{1,585} = 230,271,546 \text{ mm}^3$$

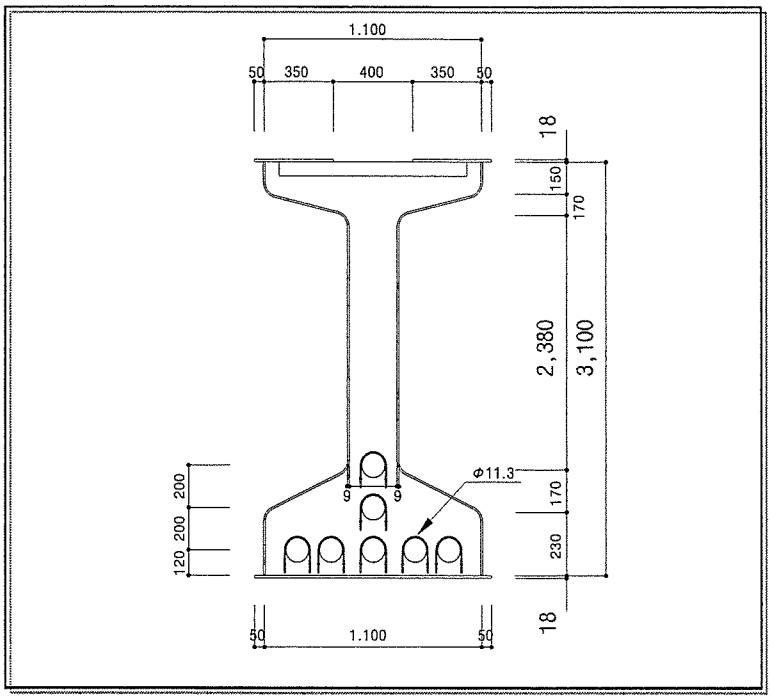
$$Z_{cb3}^{1} = \frac{I_3^1}{y_{cb3}^1} = \frac{364,895,200,034}{1,515} = 240,796,109 \text{ mm}^3$$

$$Z_{p3}^{1} = \frac{I_3^1}{e_{p3}} = \frac{364,895,200,034}{1,310} = 278,619,179 \text{ mm}^3$$

$$(r_3^1)^2 = \frac{364,895,200,034}{277,571} = 1,314,604 \text{ mm}^2$$

사) 순단면(총단면적 - 쉬스관) ; 강재 단면으로 환산한 크리프 계산용

$$n_{cr1} = \frac{Es}{\frac{Ecb}{1 + \phi_1 / 2}} = \frac{205,000}{\frac{32,208}{1 + 0.5 / 2}} = 7.956$$



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
강형단면	102,158	1,674	170,992,596	286,207,407,212	147,926,920,751
콘크리트단면	149,158	1,641	244,782,978	401,713,344,584	188,090,675,927
쉬 스 관	-8,824	2,912	-25,697,095	-74,837,281,750	-7,041,853
	242,493		390,078,479	613,083,470,045	336,010,554,825

$$y_{st3}^2 = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{390,078,479}{242,493} = 1,609 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

$$y_{sb3}^2 = 3,136 - 1,609 = 1,527 \text{ mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리}$$

$$y_{ct3}^2 = 1,609 - 18 = 1,591 \text{ mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리}$$

$$y_{cb3}^2 = 1,527 - 18 = 1,509 \text{ mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리}$$

$$e_{p3}^2 = 1,527 - 206 - 18 = 1,304 \text{ mm ; 중립축에서 PC강재 중심까지 거리}$$

$$d_{c3}^{2} = \frac{\sum A \times y/n_{cr1}\ (\text{con'c}) - \sum A/n_{cr1} \times y\ (\text{sheath})}{\sum A/n_{cr1}\ (\text{con'c}) - \sum A/n_{cr1}\ (\text{sheath})} - y_{st3}^{2}$$

; 주형단면의 합성도심에서 주형콘크리트 중심까지의 거리

$$= \frac{244,776,973 - 8,824 \times 2,912}{149,158 - 8,824} - 1,609 = -47.5 \quad mm$$

$$I_3^{2} = I_o + \sum (A \cdot y^{2}) - (\sum A)(y_{st3}^{2})^{2}$$

$$= 336,010,554,825 + 613,083,470,045 - 242,493 \times 1,609^{2}$$

$$= 321,606,287,602 \quad mm^4$$

$$Z_{st3}^{2} = \frac{I_3^{2}}{y_{st3}^{2}} = \frac{321,606,287,602}{1,609} = 199,926,824 \quad mm^3$$

$$Z_{sb3}^{2} = \frac{I_3^{2}}{y_{sb3}^{2}} = \frac{321,606,287,602}{1,527} = 210,560,756 \quad mm^3$$

$$Z_{ct3}^{2} = \frac{I_3^{2}}{y_{ct3}^{2}} = \frac{321,606,287,602}{1,591} = 202,189,264 \quad mm^3$$

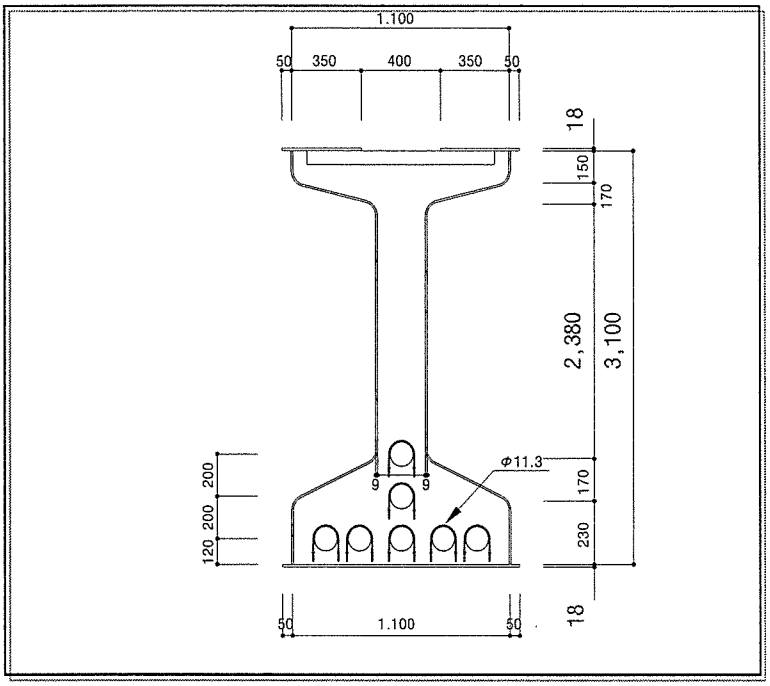
$$Z_{cb3}^{2} = \frac{I_3^{2}}{y_{cb3}^{2}} = \frac{321,606,287,602}{1,509} = 213,071,783 \quad mm^3$$

$$Z_{p3}^{2} = \frac{I_3^{2}}{e_{p3}} = \frac{321,606,287,602}{1,304} = 246,693,830 \quad mm^3$$

$$(r_3^{2})^{2} = \frac{321,606,287,602}{242,493} = 1,326,253 \quad mm^2$$

아) 순단면(총단면적 - 쉬스관) ; 강재 단면으로 환산한 건조수축 계산용

$$n_{cr1} = \frac{Es}{\frac{Ecb}{1+\phi_1}} = \frac{205,000}{\frac{32,208}{1+0.5}} = 9.547$$



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
강형단면	102,158	1,674	170,992,596	286,207,407,212	147,926,920,751
콘크리트단면	124,301	1,641	203,990,087	334,768,132,087	156,745,513,531
쉬 스 관	-7,353	2,912	-21,414,695	-62,365,710,422	-5,868,334
	219,106		353,567,988	558,609,828,876	304,666,565,948

$$y_{st3}^{3} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{353,567,988}{219,106} = 1,614 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

y_{sb3}^{3} = 3,136 - 1,614 = 1,522 mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리

y_{ct3}^{3} = 1,614 - 18 = 1,596 mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

y_{cb3}^{3} = 1,522 - 18 = 1,504 mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리

e_{p3}^{3} = 1,522 - 206 - 18 = 1,299 mm ; 중립축에서 PC강재 중심까지 거리

$$d_{c3}^{3} = \frac{\sum A \times y/n_{cr1} \text{ con'c} - \sum A/n_{cr1} \times y \text{ sheath}}{\sum A/n_{cr1} \text{ con'c} - \sum A/n_{cr1} \text{ sheath}} - y_{st3}^{3}$$

; 주형단면의 합성도심에서 주형콘크리트 중심까지의 거리

$$= \frac{203,985,084 - 7,353 \times 2,912}{124,301 - 7,353} - 1,614 = -52.6 \text{ mm}$$

$$I_3^3 = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st3}^3)^2$$

$$= 304,666,565,948 + 558,609,828,876 - 219,106 \times 1,614^2$$

$$= 292,725,580,899 \text{ mm}^4$$

$$Z_{st3}^{3} = \frac{I_3^3}{y_{st3}^3} = \frac{292,725,580,899}{1,614} = 181,401,373 \text{ mm}^3$$

$$Z_{sb3}^{3} = \frac{I_3^3}{y_{sb3}^3} = \frac{292,725,580,899}{1,522} = 192,290,388 \text{ mm}^3$$

$$Z_{ct3}^{3} = \frac{I_3^3}{y_{ct3}^3} = \frac{292,725,580,899}{1,596} = 183,447,650 \text{ mm}^3$$

$$Z_{cb3}^{3} = \frac{I_3^3}{y_{cb3}^3} = \frac{292,725,580,899}{1,504} = 194,591,262 \text{ mm}^3$$

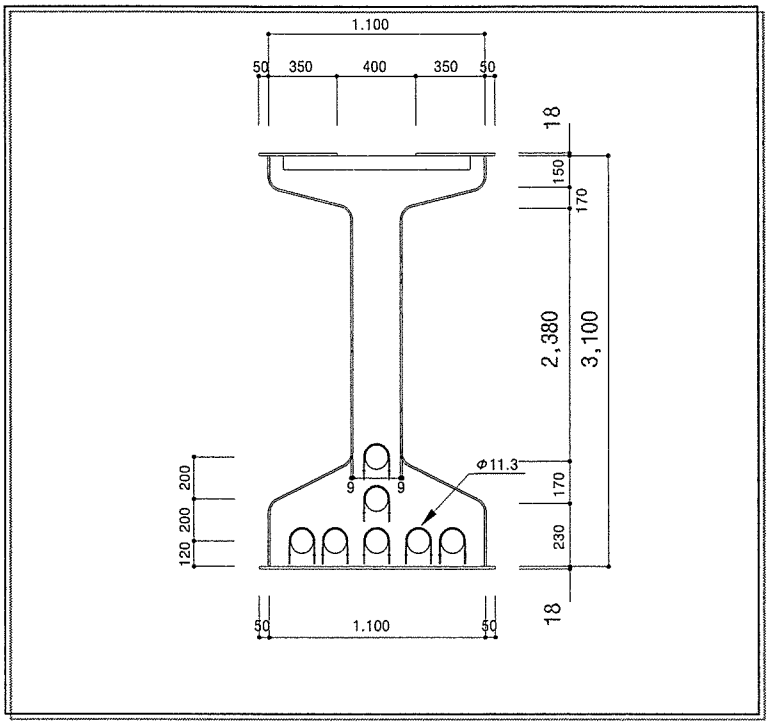
$$Z_{p3}^{3} = \frac{I_3^3}{e_{p3}} = \frac{292,725,580,899}{1,299} = 225,417,024 \text{ mm}^3$$

$$(r_3^3)^2 = \frac{292,725,580,899}{219,106} = 1,336,000 \text{ mm}^2$$

자) 환산단면(순단면+ PS강연선) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$n_p = \frac{Ep}{Ecb} = \frac{200,000}{32,208} = 6.21$$

PS 강연선: ϕ 15.2 x 22 EA = 139 x 22 = 3,051 mm^2



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
순 단 면	1,766,737	1,603	2,831,425,329	4,537,727,174,808	2,322,558,016,584
PS강연선	132,644	2,912	386,298,269	1,125,010,929,924	32,209,061
	1,899,381		3,217,723,598	5,662,738,104,733	2,322,590,225,645

$$y_{st4} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{3,217,723,598}{1,899,381} = 1,694 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

y_{sb4} = 3,136 - 1,694 = 1,442 mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리

y_{ct4} = 1,694 - 18 = 1,676 mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

y_{cb4} = 1,442 - 18 = 1,424 mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리

e_{p4} = 1,442 - 206 - 18 = 1,218 mm ; 중립축에서 PC강재 중심까지 거리

$$I_4 = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st4})^2$$

$$= 2,322,590,225,645 + 5,662,738,104,733 - 1,899,381 \times 1,694^2$$

$$= 2,534,216,730,379 \quad mm^4$$

$$Z_{st4} = \frac{I_4}{y_{st4}} = \frac{2,534,216,730,379}{1,694} = 1,495,916,233 \quad mm^3$$

$$Z_{sb4} = \frac{I_4}{y_{sb4}} = \frac{2,534,216,730,379}{1,442} = 1,757,541,546 \quad mm^3$$

$$Z_{ct4} = \frac{I_4}{y_{ct4}} = \frac{2,534,216,730,379}{1,676} = 1,511,981,296 \quad mm^3$$

$$Z_{cb4} = \frac{I_4}{y_{cb4}} = \frac{2,534,216,730,379}{1,424} = 1,779,759,065 \quad mm^3$$

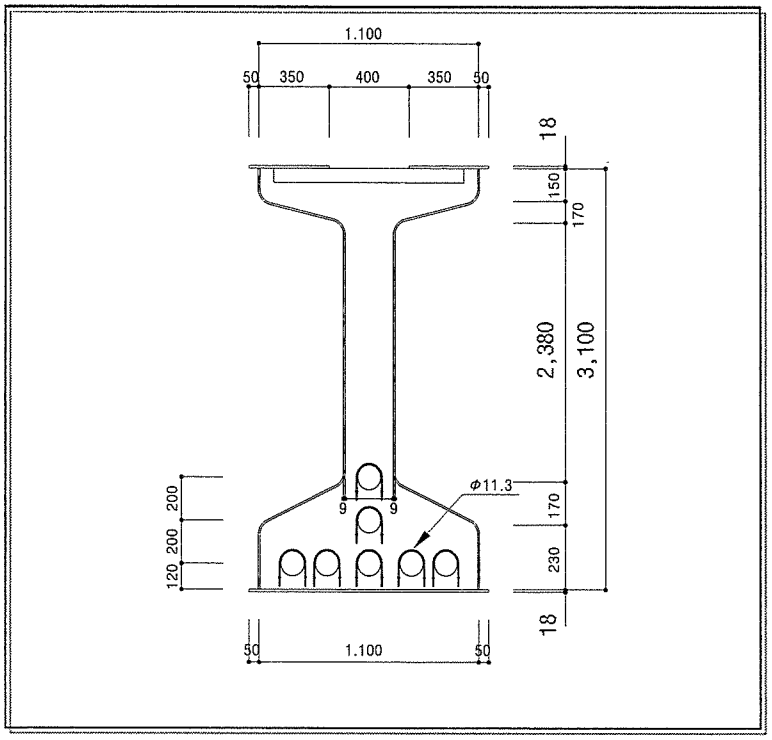
$$Z_{p4} = \frac{I_4}{e_{p3}} = \frac{2,534,216,730,379}{1,218} = 2,080,303,436 \quad mm^3$$

$$r_4^2 = \frac{2,534,216,730,379}{1,899,381} = 1,334,233 \quad mm^2$$

차) 환산단면적(순단면+PS강연선) ; 강재 단면으로 환산

$$n_p = \frac{Es}{Ep} = \frac{205,000}{200,000} = 1.025$$

PS 강연선: ϕ 15 x 22 EA = 139 x 22 = 3,051 mm^2



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
순 단 면	277,571	1,603	444,842,869	712,918,526,590	364,895,200,034
PS강연선	20,839	2,912	60,688,624	176,742,612,692	5,060,141
	298,409		505,531,493	889,661,139,283	364,900,260,175

$$y_{st4}^{1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{505,531,493}{298,409} = 1,694 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

y_{sb4}^{1} = 3,136 - 1,694 = 1,442 mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리

y_{ct4}^{1} = 1,694 - 18 = 1,676 mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

y_{cb4}^{1} = 1,442 - 18 = 1,424 mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리

e_{p4}^{1} = 1,442 - 206 - 18 = 1,236 mm ; 중립축에서 PC강재 중심까지 거리

$$d_{c4}^{1} = \frac{\sum A \times y_{con'c} - \sum A \times y_{sheath} + \sum A \times y_{tendon}}{\sum A_{con'c} - \sum A_{sheath} + \sum A_{tendon}} - y_{st4}^{1}$$; 주형단면의 합성도심에서 주형콘크리트 중심까지의 거리

$$= \frac{1,947,445,600 - 70,201 \times 2,912 + 21,360 \times 2,912 \times 6}{1,186,700 - 70,201 + 15,257 \times 6} - 1,694$$

$$= 64 \quad mm$$

$$I_4^1 = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st4})^2$$

$$= 364,900,260,175 + 889,661,139,283 - 298,409 \times 1,694^2$$

$$= 398,144,148,542 \quad mm^4$$

$$Z_{st4}^{1} = \frac{I_4^1}{y_{st4}^1} = \frac{398,144,148,542}{1,694} = 235,019,479 \quad mm^3$$

$$Z_{sb4}^{1} = \frac{I_4^1}{y_{sb4}^1} = \frac{398,144,148,542}{1,442} = 276,122,746 \quad mm^3$$

$$Z_{ct4}^{1} = \frac{I_4^1}{y_{ct4}^1} = \frac{398,144,148,542}{1,676} = 237,543,419 \quad mm^3$$

$$Z_{cb4}^{1} = \frac{I_4^1}{y_{cb4}^1} = \frac{398,144,148,542}{1,424} = 279,613,282 \quad mm^3$$

$$Z_{p4}^{1} = \frac{I_4^1}{e_{p3}} = \frac{398,144,148,542}{1,236} = 322,072,099 \quad mm^3$$

$$(r_4^1)^2 = \frac{398,144,148,542}{298,409} = 1,334,221 \quad mm^2$$

카) 외측거더 합성단면(순단면+PS강연선+슬래브) ; 콘크리트 단면으로 환산

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

6t + b1 = 6 x 280 + 1,325 = 3,005 mm

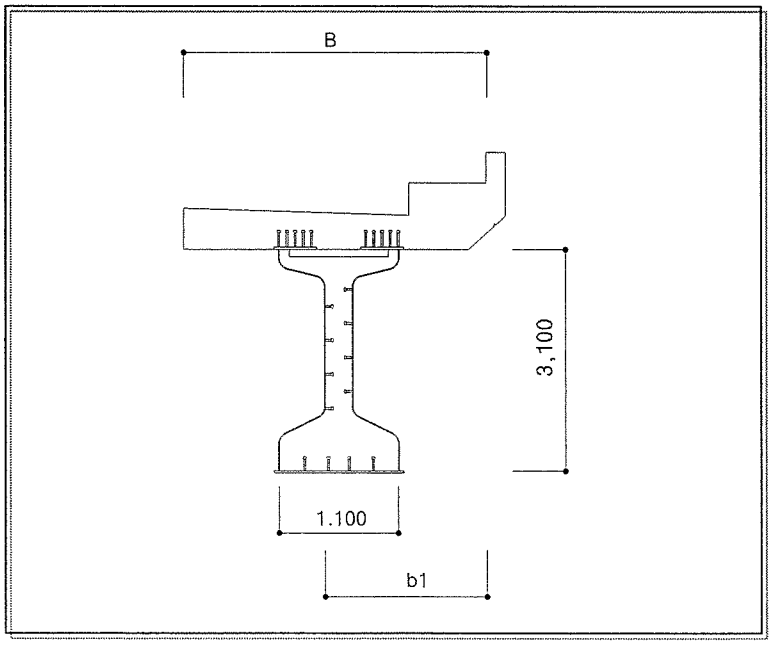
인접거더와의 순경간/2+b1 = = 2,050 mm

지간장(L)/12+b1 = 49,000 / 12 + 1,325 = 5,408 mm

유효폭은 작은 값 2050mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 2,050 x 280 = 506,268 mm^2

- I = 0.882 x 2,050 x 280^3 / 12 = 3,307,617,600 mm^4



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
순 단 면	1,766,737	1,603	2,831,425,329	4,537,727,174,808	2,322,558,016,584
PS 강연선	132,644	2,912	386,298,269	1,125,010,929,924	32,209,061
슬 래 브	506,268	-140	-70,877,520	9,922,852,800	3,307,617,600
	2,405,649		3,146,846,078	5,672,660,957,533	2,325,897,843,245

$$y_{st5} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{3,146,846,078}{2,405,649} = 1,308 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

y_{sb5} = 3,136 - 1,308 = 1,828 mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리

y_{ct5} = 1,308 - 18 = 1,290 mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

y_{cb5} = 1,828 - 18 = 1,810 mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리

e_{p5} = 1,828 - 206 - 18 = 1,604 mm ; 중립축에서 PC강재 중심까지 거리

y_{dt5} = 1,290 + 280 = 1,570 mm ; 중립축에서 슬래브 상단까지 거리

y_{db5} = 1,290 + 0 = 1,290 mm ; 중립축에서 슬래브 하단까지 거리

$$I_5 = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})$$
$$= 2,325,897,843,245 + 5,672,660,957,533 - 2,405,649 \times 1,308^2$$
$$= 3,882,128,054,595 \quad mm^4$$

$$Z_{st5} = \frac{I_5}{y_{st5}} = \frac{3,882,128,054,595}{1,308} = 2,967,738,229 \quad mm^3$$

$$Z_{sb5} = \frac{I_5}{y_{sb5}} = \frac{3,882,128,054,595}{1,828} = 2,123,830,238 \quad mm^3$$

$$Z_{ct5} = \frac{I_5}{y_{ct5}} = \frac{3,882,128,054,595}{1,290} = 3,009,144,999 \quad mm^3$$

$$Z_{cb5} = \frac{I_5}{y_{sb5}} = \frac{3,882,128,054,595}{1,810} = 2,144,952,486 \quad mm^3$$

$$Z_{p5} = \frac{I_5}{e_{p6}} = \frac{3,882,128,054,595}{1,604} = 2,420,014,229 \quad mm^3$$

$$Z_{dt5} = \frac{I_5}{y_{dt5}} = \frac{3,882,128,054,595}{1,570} = 2,472,519,795 \quad mm^3$$

$$Z_{db5} = \frac{I_5}{y_{db5}} = \frac{3,882,128,054,595}{1,290} = 3,009,144,999 \quad mm^3$$

$$r_5^2 = \frac{3,882,128,054,595}{2,405,649} = 1,613,755 \quad mm^2$$

타) 내측거더 합성단면(순단면+PS강연선+슬래브) ; 콘크리트 단면으로 환산

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

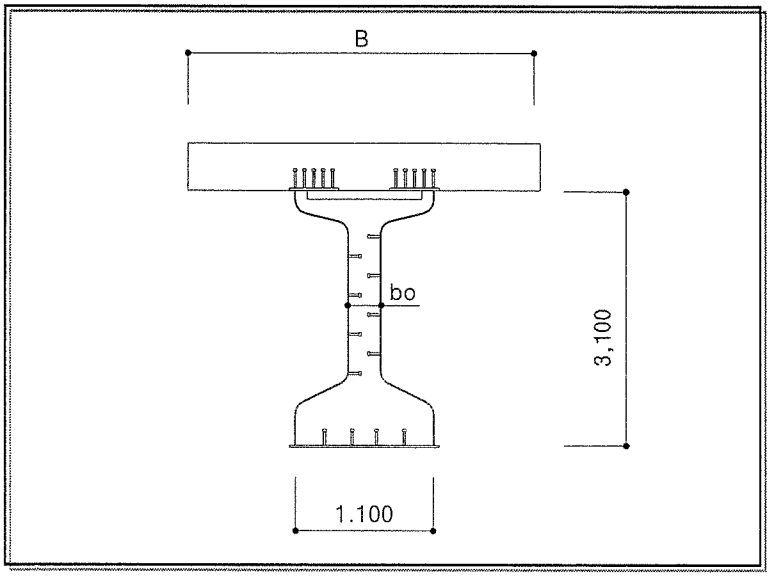
$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

16t + bo = 16 x 280 + 250	=	4,730	mm	유효폭은 작은 값 1700mm 적용
양쪽거더 중심간 거리	=	1,700	mm	
지간장(L)/4 = 49,000 / 4	=	12,250	mm	

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 1,700 x 280 = 419,832 mm^2

- I = 0.882 x 1,700 x 280^3 / 12 = 2,742,902,400 mm^4



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
순 단 면	1,766,737	1,603	2,831,425,329	4,537,727,174,808	2,322,558,016,584
PS 강연선	132,644	2,912	386,298,269	1,125,010,929,924	32,209,061
슬 래 브	419,832	-140	-58,776,480	8,228,707,200	2,742,902,400
	2,319,213		3,158,947,118	5,670,966,811,933	2,325,333,128,045

$$y_{st6} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{3,158,947,118}{2,319,213} = 1,362 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

$y_{sb6} = 3,136 - 1,362 = 1,774$ mm ; 중립축에서 강재 하단까지 거리

$y_{ct6} = 1,362 - 18 = 1,344$ mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

y_{cb6} = 1,774 - 18 = 1,756 mm ; 중립축에서 콘크리트 하단까지 거리

e_{p6} = 1,774 - 206 - 18 = 1,550 mm ; 중립축에서 PC강재 중심까지 거리

y_{dt6} = 1,344 + 280 = 1,624 mm ; 중립축에서 슬래브 상단까지 거리

y_{db6} = 1,344 + 0 = 1,344 mm ; 중립축에서 슬래브 하단까지 거리

$$I_6 = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st6})^2$$

$$= 2,325,333,128,045 + 5,670,966,811,933 - 2,319,213 \times 1,362^2$$

$$= 3,693,552,148,511 \quad mm^4$$

$$Z_{st6} = \frac{I_6}{y_{st6}} = \frac{3,693,552,148,511}{1,362} = 2,711,699,862 \quad mm^3$$

$$Z_{sb6} = \frac{I_6}{y_{sb6}} = \frac{3,693,552,148,511}{1,774} = 2,082,141,330 \quad mm^3$$

$$Z_{ct6} = \frac{I_6}{y_{st6}} = \frac{3,693,552,148,511}{1,344} = 2,748,015,110 \quad mm^3$$

$$Z_{cb6} = \frac{I_6}{y_{sb6}} = \frac{3,693,552,148,511}{1,756} = 2,103,485,437 \quad mm^3$$

$$Z_{p6} = \frac{I_6}{e_{p6}} = \frac{3,693,552,148,511}{1,550} = 2,382,620,651 \quad mm^3$$

$$Z_{dt6} = \frac{I_6}{y_{dt6}} = \frac{3,693,552,148,511}{1,624} = 2,274,242,740 \quad mm^3$$

$$Z_{db6} = \frac{I_6}{y_{db6}} = \frac{3,693,552,148,511}{1,344} = 2,748,015,110 \quad mm^3$$

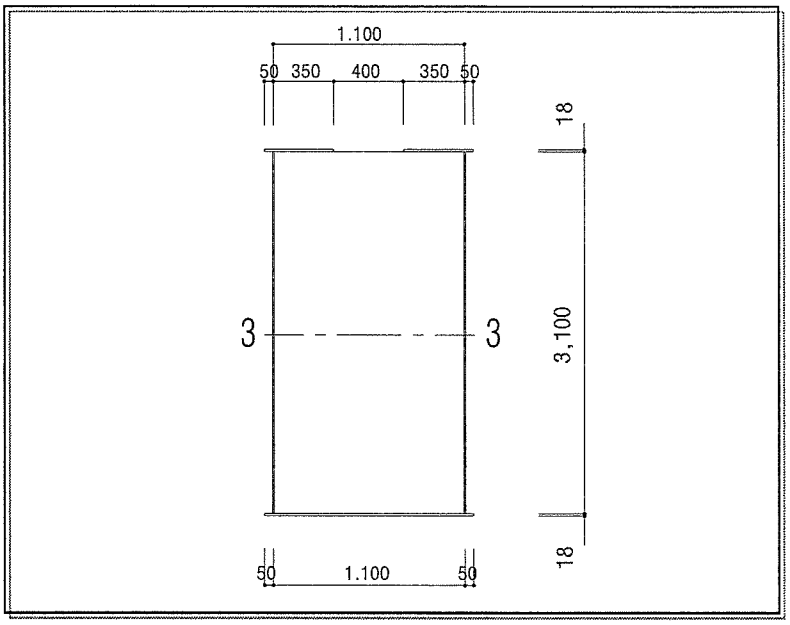
$$r_6^2 = \frac{3,693,552,148,511}{2,319,213} = 1,592,589 \quad mm^2$$

4.1.2 구조계산용 단면 제원

1) 구조계산용 각 단면의 I_{33}

A. 합성전 G1, G5

가) 강형 단면



단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
U-Flange	2	-	400	x	18	14,400	9	129,600	1,166,400	388,800
Web	2	-	3,100	x	9	55,800	1,568	87,494,400	137,191,219,200	44,686,500,000
L-Flange	1	-	1,200	x	18	21,600	3,127	67,543,200	211,207,586,400	583,200
						91,800		155,167,200	348,399,972,000	44,687,472,000

$$y_{st1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{155,167,200}{91,800} = 1,690 \text{ mm} \quad ; \text{중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

$$Is_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})^2$$

$$= 44,687,472,000 + 348,399,972,000 - 91,800 \times 1,690^2$$

$$= 130,804,370,538 \text{ mm}^4$$

나) 콘크리트 단면

단위 : mm

구 분	B	H	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
③	1,082	3,100	3,354,200	1,568	5,259,385,600	8,246,716,620,800	2,686,155,166,667
			3,354,200		5,259,385,600	8,246,716,620,800	2,686,155,166,667

$$y_{ct1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{5,259,385,600}{3,354,200} = 1,568 \text{ mm} \quad ; \text{중립축에서 콘크리트 상단까지 거리}$$

$$Ic_{33} = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{ct1})^2$$

$$= 2,686,155,166,667 + 8,246,716,620,800 - 3,354,200 \times 1,568^2$$

$$= 2,686,155,166,667 \ mm^4$$

다) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$n_b = \frac{Es}{Ecb} = \frac{205,000}{32,208} = 6.365$$

단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
강형단면	584,307	1,690	987,654,122	1,669,431,762,586	832,569,818,474
콘크리트단면	3,354,200	1,568	5,259,385,600	8,246,716,620,800	2,686,155,166,667
	3,938,507		6,247,039,722	9,916,148,383,386	3,518,724,985,141

$$y_{st2} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{6,247,039,722}{3,938,507} = 1,586 \ mm$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

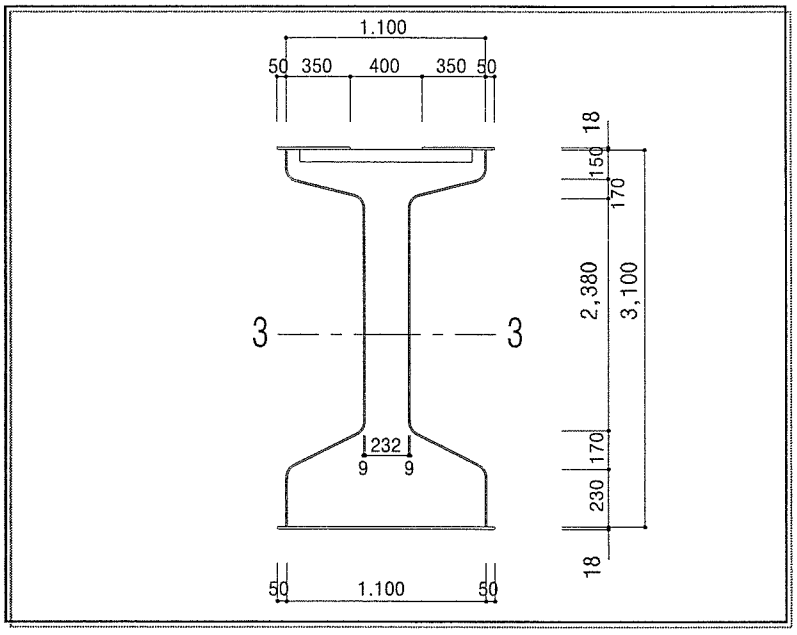
$$I_{33} = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st2})^2$$

$$= 3,518,724,985,141 + 9,916,148,383,386 - 3,938,507 \times 1,586^2$$

$$= 3,526,719,280,949 \ mm^4$$

B. 합성전 G3, G7

가) 강형 단면



단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
U-Flange	2	-	400	x	18	14,400	9	129,600	1,166,400	388,800
U-Web	2	-	150	x	9	2,700	93	251,100	23,352,300	5,062,500
U-Hunch	2	-	458	x	9	8,239	253	2,084,467	527,370,151	19,843,029
Web	2	-	2,380	x	9	42,840	1,528	65,459,520	100,022,146,560	20,221,908,000
L-Hunch	2	-	458	x	9	8,239	2,803	23,093,917	64,732,249,351	19,843,029
L-Web	2	-	230	x	9	4,140	3,003	12,432,420	37,334,557,260	18,250,500
L-Flange	1	-	1,200	x	18	21,600	3,127	67,543,200	211,207,586,400	583,200
						102,158		170,994,224	413,848,428,422	20,285,879,058

$$y_{st1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{170,994,224}{102,158} = 1,674 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$$I_{s33} = I_o + \sum (A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})^2$$

$$= 20,285,879,058 + 413,848,428,422 - 102,158 \times 1,674^2$$

$$= 147,927,796,782 \text{ mm}^4$$

나) 콘크리트 단면

단위 : mm

구 분	B	H	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
①	1,082	150	162,300	93	15,093,900	1,403,732,700	304,312,500
②	425	170	72,250	225	16,234,575	3,647,909,003	116,001,389
③	232	2,720	631,040	1,528	964,229,120	1,473,342,095,360	389,057,194,667
④	425	170	72,250	2,831	204,561,425	579,174,762,603	116,001,389
⑤	1,082	230	248,860	3,003	747,326,580	2,244,221,719,740	1,097,057,833
			1,186,700		1,947,445,600	4,301,790,219,405	390,690,567,778

$$y_{ct1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{1,947,445,600}{1,186,700} = 1,641 \text{ mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리}$$

$$I_{c33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{ct1})^2$$

$$= 390,690,567,778 + 4,301,790,219,405 - 1,186,700 \times 1,641^2$$

$$= 1,496,449,417,676 \text{ mm}^4$$

다) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$n_b = \frac{Es}{Ecb} = \frac{205,000}{32,208} = 6.365$$

단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
강형단면	650,236	1,674	1,088,365,017	1,821,705,365,120	941,560,426,517
콘크리트단면	1,186,700	1,641	1,947,493,370	3,196,031,369,507	1,496,449,417,676
	1,836,936		3,035,858,387	5,017,736,734,627	2,438,009,844,193

$$y_{st2} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{3,035,858,387}{1,836,936} = 1,653 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

$$I_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st2})^2$$

$$= 2,438,009,844,193 + 5,017,736,734,627 - 1,836,936 \times 1,653^2$$

$$= 2,438,307,827,797 \text{ mm}^4$$

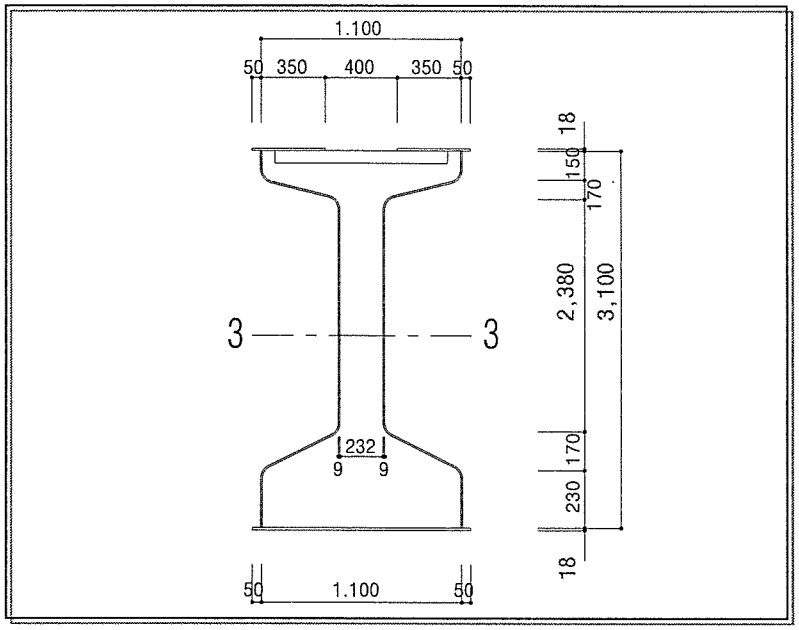
C. 합성전 G2, G6

가) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$I_{33} = I_{33(G1)} + I_{33(G3)} = 3,526,719,280,949 + 2,438,307,827,797 = 2,982,513,554,373 \text{ mm}^4$$

D. 합성전 G4, G8

가) 강형 단면



단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
U-Flange	2	-	400	x	18	14,400	9	129,600	1,166,400	388,800
U-Web	2	-	150	x	9	2,700	93	251,100	23,352,300	5,062,500
U-Hunch	2	-	458	x	9	8,239	253	2,084,467	527,370,151	19,843,029
Web	2	-	2,380	x	9	42,840	1,528	65,459,520	100,022,146,560	20,221,908,000
L-Hunch	2	-	458	x	9	8,239	2,803	23,093,917	64,732,249,351	19,843,029
L-Web	2	-	230	x	9	4,140	3,003	12,432,420	37,334,557,260	18,250,500
L-Flange	1	-	1,200	x	18	21,600	3,127	67,543,200	211,207,586,400	583,200
						102,158		170,994,224	413,848,428,422	20,285,879,058

$$y_{st1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{170,994,224}{102,158} = 1,674 \quad mm \quad ; 중립축에서 강재 상단까지 거리$$

$$I_{s33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})^2$$

$$= 20,285,879,058 + 413,848,428,422 - 102,158 \times 1,674^2$$

$$= 147,927,796,782 \quad mm^4$$

나) 콘크리트 단면

단위 : mm

구 분	B	H	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
①	1,082	150	162,300	93	15,093,900	1,403,732,700	304,312,500
②	425	170	72,250	225	16,234,575	3,647,909,003	116,001,389
③	232	2,720	631,040	1,528	964,229,120	1,473,342,095,360	389,057,194,667
④	425	170	72,250	2,831	204,561,425	579,174,762,603	116,001,389
⑤	1,082	230	248,860	3,003	747,326,580	2,244,221,719,740	1,097,057,833
			1,186,700		1,947,445,600	4,301,790,219,405	390,690,567,778

$$y_{ct1} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{1,947,445,600}{1,186,700} = 1,641 \text{ mm ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리}$$

$$I_{c33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{ct1})^2$$

$$= 390,690,567,778 + 4,301,790,219,405 - 1,186,700 \times 1,641^2$$

$$= 1,496,449,417,676 \text{ mm}^4$$

다) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$n_b = \frac{Es}{Ecb} = \frac{205,000}{32,208} = 6.365$$

단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
강형단면	650,236	1,674	1,088,365,017	1,821,705,365,120	941,560,426,517
콘크리트단면	1,186,700	1,641	1,947,493,370	3,196,031,369,507	1,496,449,417,676
	1,836,936		3,035,858,387	5,017,736,734,627	2,438,009,844,193

$$y_{st2} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{3,035,858,387}{1,836,936} = 1,653 \text{ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리}$$

$$I_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st2})^2$$

$$= 2,438,009,844,193 + 5,017,736,734,627 - 1,836,936 \times 1,653^2$$

$$= 2,438,307,827,797 \text{ mm}^4$$

E. 합성후 G1

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

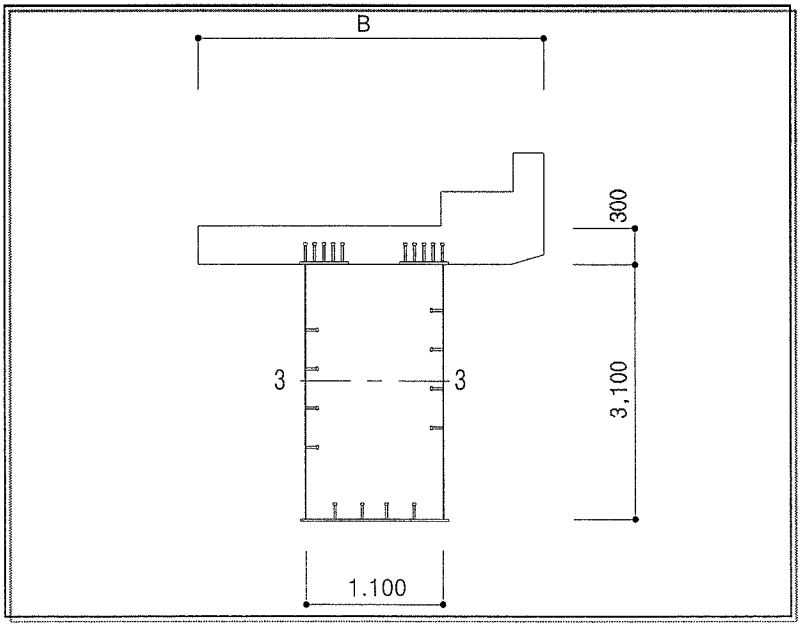
- 유효폭 산정

6t + b1 =	6 x 280 + 1,325	=	3,005	mm
인접거더와의 순경간/2+b1=		=	2,050	mm
지간장(L)/12+b1 =	49,000 / 12 + 1,325	=	5,408	mm

유효폭은 작은 값 2050mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 280 x 2,050 = 506,268 mm^2

- I = 0.882 x 2,050 x 280 ^{3} / 12 = 3,307,617,600 mm^4



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
거 더	3,938,507	1,586	6,246,865,953	9,908,154,087,577	3,526,719,280,949
슬 래 브	506,268	-140	-70,877,520	9,922,852,800	3,307,617,600
	4,444,775		6,175,988,433	9,918,076,940,377	3,530,026,898,549

$$y_{st5} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{6,175,988,433}{4,444,775} = 1,390 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st5})^2$

$= 3,530,026,898,549 + 9,918,076,940,377 - 4,444,775 \times 1,390^2$

$= 4,866,531,187,483 \ mm^4$

F. 합성후 G3

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

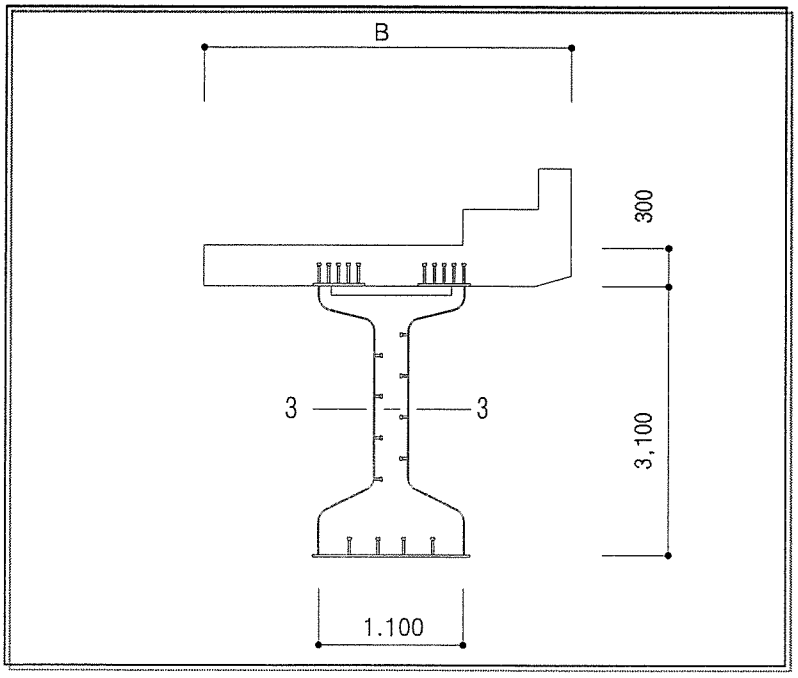
$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

6t + b1 =	6 x 280 + 1,325	=	3,005	mm	유효폭은 작은 값 2050mm 적용
인접거더와의 순경간/2 + b1 =		=	2,050	mm	
지간장(L)/12+b1 =	49,000 / 12 + 1,325	=	5,408	mm	

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 280 x 2,050 = 506,268 mm^2

- I = 0.882 x 2,050 x 280 / 12 = 3,307,617,600 mm^4



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
거 더	1,836,936	1,653	3,035,904,127	5,017,438,751,023	2,438,307,827,797
슬 래 브	506,268	-140	-70,877,520	9,922,852,800	3,307,617,600
	2,343,204		2,965,026,607	5,027,361,603,823	2,441,615,445,397

$$y_{st5} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{2,965,026,607}{2,343,204} = 1,265 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})^2$

$= 2,441,615,445,397 + 5,027,361,603,823 - 2,343,204 \times 1,265^2$

$= 3,716,951,730,960$ mm^4

G. 합성후 G2

가) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

I_{33} = $I_{33(G1)}$ + $I_{33(G3)}$ = 4.86653E+12 + 3.71695E+12 = 4.29174E+12 mm^4

H. 합성후 G4

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu}$ = 0.077 × 2,350 $^{1.5}$ × $\sqrt[3]{(fck + 4)}$ = 28,417 MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

6t + b1 = 6 x 280 + 1,325 = 3,005 mm

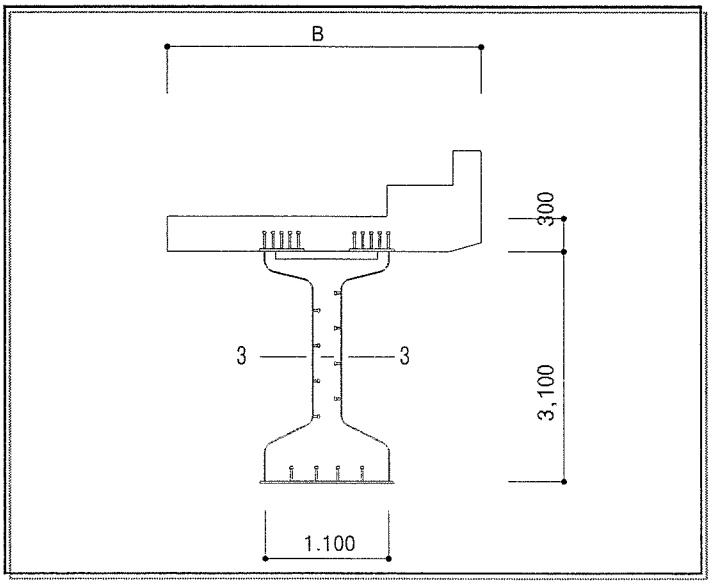
인접거더와의 순경간/2+b1= = 2,050 mm

지간장(L)/12+b1 = 49,000 / 12 + 1,325 = 5,408 mm

유효폭은 작은 값 2050mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 280 x 2,050 = 506,268 mm^2

- I = 0.882 x 2,050 x 280 / 12 = 3,307,617,600 mm^4



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
거 더	1,836,936	1,653	3,035,904,127	5,017,438,751,023	2,438,307,827,797
슬 래 브	506,268	-140	-70,877,520	9,922,852,800	3,307,617,600
	2,343,204		2,965,026,607	5,027,361,603,823	2,441,615,445,397

$$y_{st5} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{2,965,026,607}{2,343,204} = 1,265 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})^2$

= 2,441,615,445,397 + 5,027,361,603,823 - 2,343,204 x 1,265 ^{2}

= 3,716,951,730,960 mm^4

Ⅰ. 합성후 G5

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

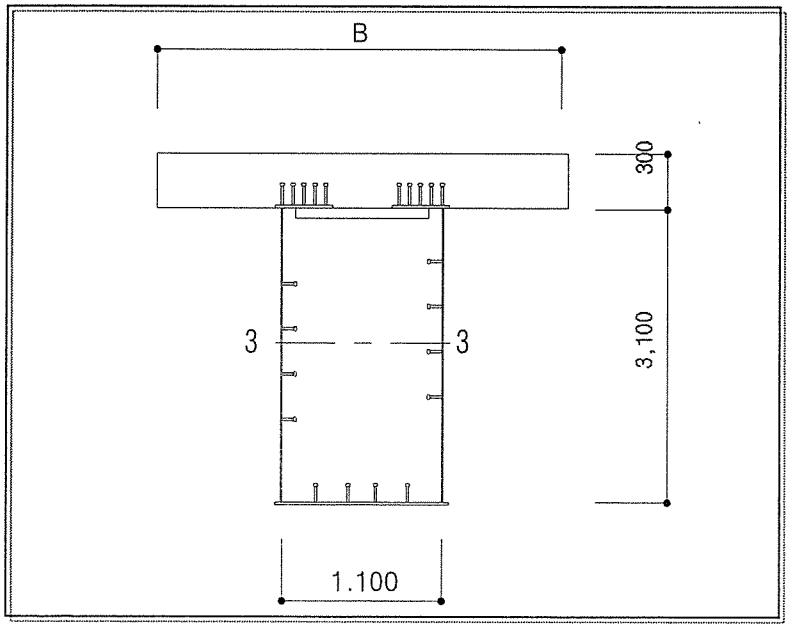
- 유효폭 산정

16t + bo =	16 x 280 + 250	=	4,730	mm
양쪽거더 중심간 거리		=	1,700	mm
지간장(L)/4 =	49,000 / 4	=	12,250	mm

유효폭은 작은 값 1700mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 1,700 x 280 = 419,832 mm^2

- I = 0.882 x 1,700 x 280 / 12 = 2,742,902,400 mm^4



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
거더	3,938,507	1,586	6,246,865,953	9,908,154,087,577	3,526,719,280,949
슬 래 브	419,832	-140	-58,776,480	8,228,707,200	2,742,902,400
	4,358,339		6,188,089,473	9,916,382,794,777	3,529,462,183,349

$$y_{st6} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{6,188,089,473}{4,358,339} = 1,420 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st6})^2$

$= 3,529,462,183,349 + 9,916,382,794,777 - 4,358,339 \times 1,420^2$

$= 4,659,794,298,640 \ mm^4$

J. 합성후 G7

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

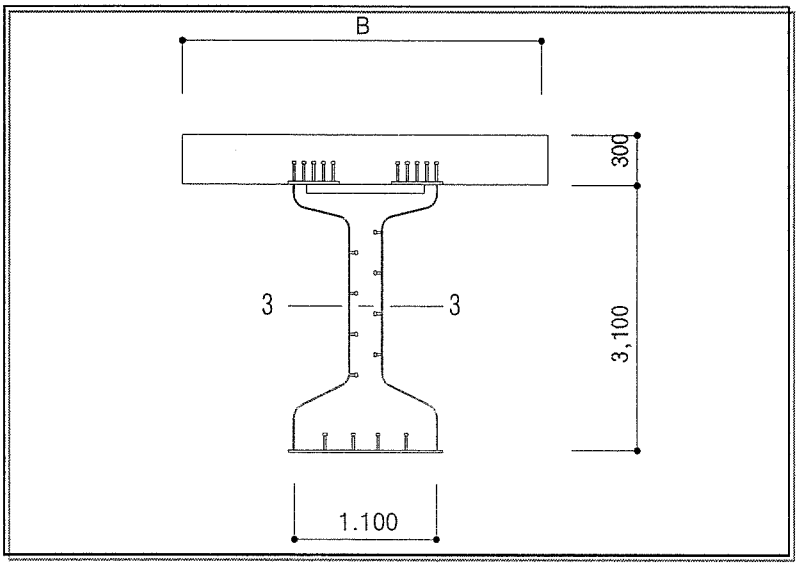
$$nb = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

16t + bo = 16 x 280 + 250	=	4,730	mm	유효폭은 작은 값 1700mm 적용
양쪽거더 중심간 거리	=	1,700	mm	
지간장(L)/4 = 49,000 / 4	=	12,250	mm	

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 1,700 x 280 = 419,832 mm^2

- I = 0.882 x 1,700 x 280 / 12 = 2,742,902,400 mm^4



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
순 단 면	1,836,936	1,653	3,035,904,127	5,017,438,751,023	2,438,307,827,797
슬 래 브	419,832	-140	-58,776,480	8,228,707,200	2,742,902,400
	2,256,768		2,977,127,647	5,025,667,458,223	2,441,050,730,197

$$y_{st6} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{2,977,127,647}{2,256,768} = 1,319 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})^2$

$= 2,441,050,730,197 + 5,025,667,458,223 - 2,256,768 \times 1,319^2$

$= 3,539,290,474,905$ mm^4

K. 합성후 G6

가) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$I_{33} = I_{33(G1)} + I_{33(G3)} = 4,659,794,298,640 + 3,539,290,474,905 = 4,099,542,386,773$ mm^4

L. 합성후 G8

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

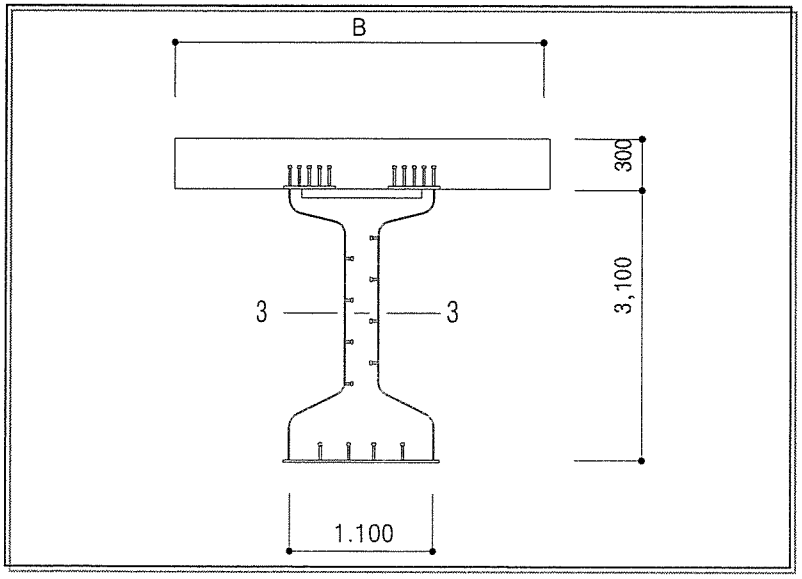
$$nb = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

16t + bo = 16 x 280 + 250	=	4,730	mm	유효폭은 작은 값 1700mm 적용
양쪽거더 중심간 거리	=	1,700	mm	
지간장(L)/4 = 49000 / 4	=	12,250	mm	

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 1,700 x 280 = 419,832 mm^2

- I = 0.882 x 1,700 x 280 / 12 = 2,742,902,400 mm^4



단위 : mm

구 분	A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
순 단 면	1,836,936	1,653	3,035,904,127	5,017,438,751,023	2,438,307,827,797
슬 래 브	419,832	-140	-58,776,480	8,228,707,200	2,742,902,400
	2,256,768		2,977,127,647	5,025,667,458,223	2,441,050,730,197

$$y_{st6} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{2,977,127,647}{2,256,768} = 1,319 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_{33} = I_o + \sum(A \cdot y^2) - (\sum A)(y_{st1})^2$

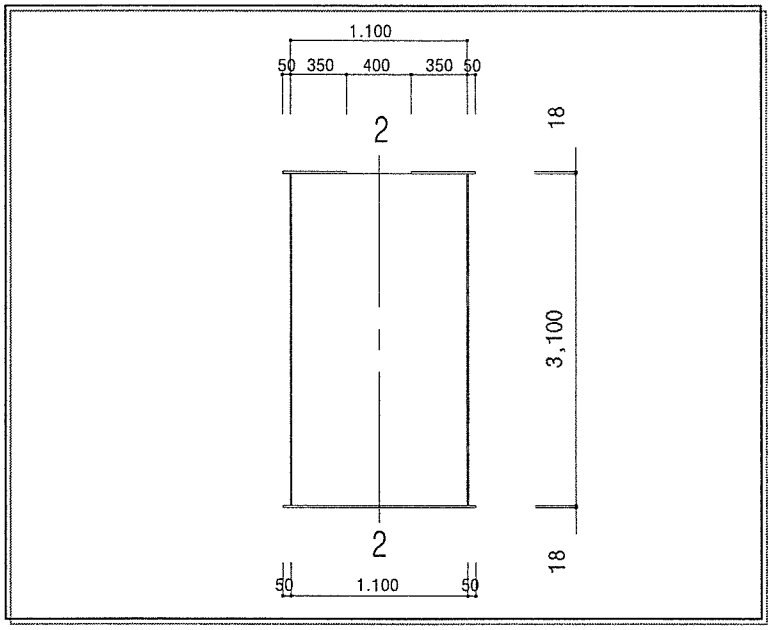
$= 2,441,050,730,197 + 5,025,667,458,223 - 2,256,768 \times 1,319^2$

$= 3,539,290,474,905$ mm^4

2) 구조계산용 각 단면의 I_{22}

A. 합성전 G1, G5

가) 강형 단면



단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	z	A x z	A x z^2	Io
U-Flange	1	-	400	x	18	7,200	400	2,880,000	1,152,000,000	96,000,000
U-Flange	1	-	400	x	18	7,200	-400	-2,880,000	1,152,000,000	96,000,000
Web	1	-	3,100	x	9	27,900	546	15,219,450	8,302,209,975	188,325
Web	1	-	3,100	x	9	27,900	-546	-15,219,450	8,302,209,975	188,325
L-Flange	1	-	1,200	x	18	21,600	0	0	0	2,592,000,000
						91,800		0	18,908,419,950	2,784,376,650

$$z_{st1} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{91,800} = 0 \quad mm \quad ; 중립축에서 강재 상단까지 거리$$

$$I_{s22} = I_o + \sum(A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st1})^2$$

$$= 2,784,376,650 + 18,908,419,950 - 91,800 \times 0^2$$

$$= 21,692,796,600 \quad mm^4$$

나) 콘크리트 단면

단위 : mm

구 분	B	H	A	z	A x z	A x z^2	Io
③	1,082	3,100	3,354,200	0	0	0	327,236,870,067
			3,354,200		0	0	327,236,870,067

$$z_{ct1} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{3,354,200} = 0 \quad mm \; ; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리$$

$$I_{c22} = I_o + \sum (A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{ct1})^2$$

$$= 327,236,870,067 + 0 - 3,354,200 \times 0^2$$

$$= 327,236,870,067 \quad mm^4$$

다) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$n_b = \frac{Es}{Ecb} = \frac{205,000}{32,208} = 6.365$$

단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
강형단면	584,307	0	0	0	138,074,650,359
콘크리트단면	3,354,200	0	0	0	327,236,870,067
	3,938,507		0	0	465,311,520,426

$$y_{st2} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{3,938,507} = 0 \quad mm$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

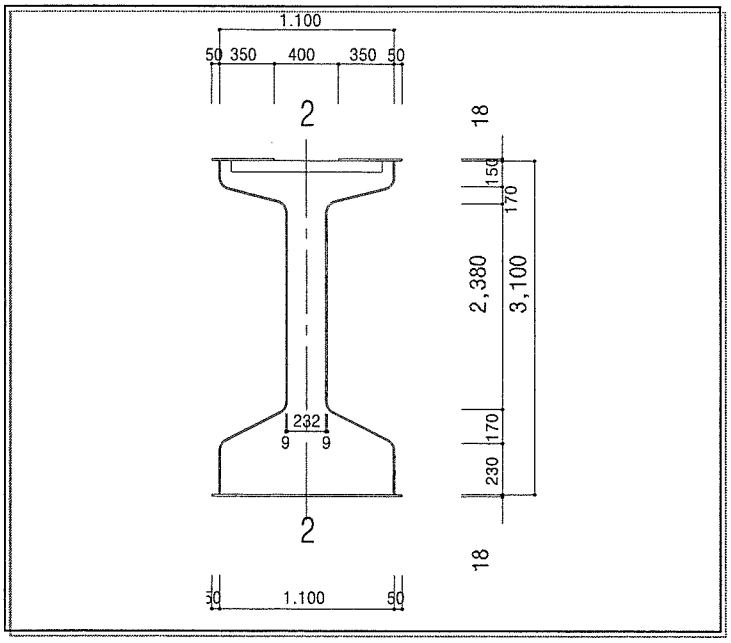
$$I_{22} = I_o + \sum (A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st2})^2$$

$$= 465,311,520,426 + 0 - 3,938,507 \times 0^2$$

$$= 465,311,520,426 \quad mm^4$$

B. 합성전 G3, G7

가) 강형 단면



단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	z	A x z	A x z^2	Io
U-Flange	1	-	400	x	18	7,200	400	2,880,000	1,152,000,000	96,000,000
U-Flange	1	-	400	x	18	7,200	-400	-2,880,000	1,152,000,000	96,000,000
U-Web	1	-	150	x	9	1,350	546	736,425	401,719,838	9,113
U-Web	1	-	150	x	9	1,350	-546	-736,425	401,719,838	9,113
U-Hunch	1	-	458	x	9	4,120	338	1,390,385	469,255,022	71,931,292
U-Hunch	1	-	458	x	9	4,120	-338	-1,390,385	469,255,022	71,931,292
Web	1	-	2,380	x	9	21,420	121	2,581,110	311,023,755	144,585
Web	1	-	2,380	x	9	21,420	-121	-2,581,110	311,023,755	144,585
L-Hunch	1	-	458	x	9	4,120	338	1,390,385	469,255,022	71,931,292
L-Hunch	1	-	458	x	9	4,120	-338	-1,390,385	469,255,022	71,931,292
L-Web	1	-	230	x	9	2,070	546	1,129,185	615,970,418	13,973
L-Web	1	-	230	x	9	2,070	-546	-1,129,185	615,970,418	13,973
L-Flange	1	-	1,200	x	18	21,600	0	0	0	2,592,000,000
						102,159		0	6,838,448,108	3,072,060,507

$$z_{st1} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{102,159} = 0 \quad mm \quad ; 중립축에서 강재 상단까지 거리$$

$$I_{s22} = I_o + \sum (A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st1})^2$$

$$= 3,072,060,507 + 6,838,448,108 - 102,159 \times 0^2$$

$$= 9,910,508,614 \quad mm^4$$

나) 콘크리트 단면

단위 : mm

구 분	B	H	A	z	A x z	A x z^2	Io
①	1,082	150	162,300	0	0	0	15,834,042,100
②	425	170	36,125	267	9,633,333	2,568,888,889	1,087,513,021
	425	170	36,125	-267	-9,633,333	2,568,888,889	1,087,513,021
③	232	2,720	631,040	0	0	0	2,830,424,747
④	425	170	36,125	267	9,633,333	2,568,888,889	1,087,513,021
	425	170	36,125	-267	-9,633,333	2,568,888,889	1,087,513,021
⑤	1,082	230	248,860	0	0	0	24,278,864,553
			1,186,700		0	10,275,555,556	47,293,383,484

$$z_{ct1} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{1,186,700} = 0 \quad mm$$; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

$$I_{c22} = I_o + \sum(A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{ct1})^2$$

$$= 47,293,383,484 + 10,275,555,556 - 1,186,700 \times 0^2$$

$$= 57,568,939,040 \quad mm^4$$

다) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$nb = \frac{Es}{Ecb} = \frac{205,000}{32,208} = 6.365$$

단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
강형단면	650,240	0	0	0	63,080,387,328
콘크리트단면	1,186,700	0	0	0	57,568,939,040
	1,836,940		0	0	120,649,326,368

$$z_{st2} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{1,836,940} = 0 \quad mm$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$$I_{22} = I_o + \sum(A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st2})^2$$

$$= 120,649,326,368 + 0 - 1,836,940 \times 0^2$$

$$= 120,649,326,368 \quad mm^4$$

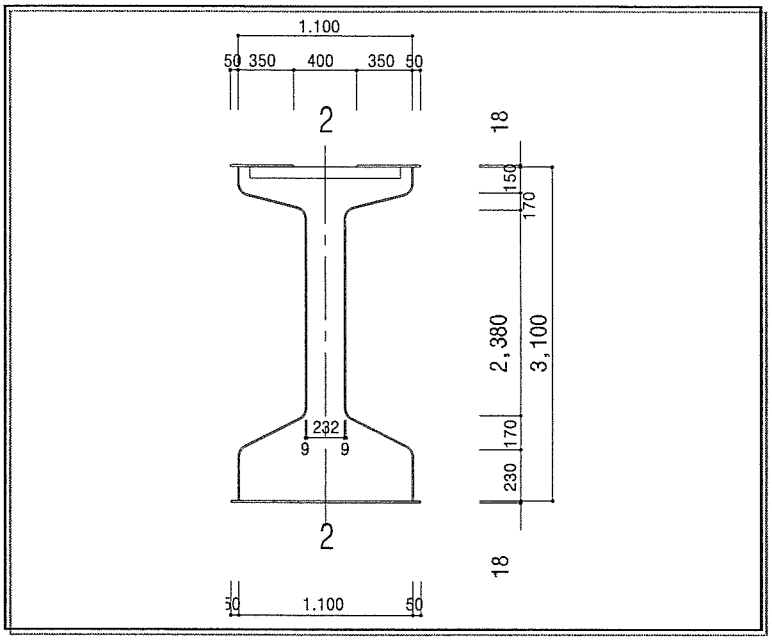
C. 합성전 G2, G6

가) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$I_{22} = I_{22(G1)} + I_{22(G3)} = 465,311,520,426 + 120,649,326,368 = 292,980,423,397 \quad mm^4$$

D. 합성전 G4, G8

가) 강형 단면



단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	z	A x z	A x z^2	Io
U-Flange	1	-	400	x	18	7,200	400	2,880,000	1,152,000,000	96,000,000
U-Flange	1	-	400	x	18	7,200	-400	-2,880,000	1,152,000,000	96,000,000
U-Web	1	-	150	x	9	1,350	546	736,425	401,719,838	9,113
U-Web	1	-	150	x	9	1,350	-546	-736,425	401,719,838	9,113
U-Hunch	1	-	458	x	9	4,120	338	1,390,385	469,255,022	71,931,292
U-Hunch	1	-	458	x	9	4,120	-338	-1,390,385	469,255,022	71,931,292
Web	1	-	2,380	x	9	21,420	121	2,581,110	311,023,755	144,585
Web	1	-	2,380	x	9	21,420	-121	-2,581,110	311,023,755	144,585
L-Hunch	1	-	458	x	9	4,120	338	1,390,385	469,255,022	71,931,292
L-Hunch	1	-	458	x	9	4,120	-338	-1,390,385	469,255,022	71,931,292
L-Web	1	-	230	x	9	2,070	546	1,129,185	615,970,418	13,973
L-Web	1	-	230	x	9	2,070	-546	-1,129,185	615,970,418	13,973
L-Flange	1	-	1,200	x	18	21,600	0	0	0	2,592,000,000
						102,159		0	6,838,448,108	3,072,060,507

$$z_{st1} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{102,159} = 0 \quad mm \quad ; 중립축에서 강재 상단까지 거리$$

$$I_{s22} = I_o + \sum (A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st1})^2$$

$$= 3,072,060,507 + 6,838,448,108 - 102,159 \times 0^2$$

$$= 9,910,508,614 \quad mm^4$$

나) 콘크리트 단면

단위 : mm

구 분	B	H	A	z	A x z	A x z^2	Io
①	1,082	150	162,300	0	0	0	15,834,042,100
②	425	170	36,125	267	9,633,333	2,568,888,889	1,087,513,021
	425	170	36,125	-267	-9,633,333	2,568,888,889	1,087,513,021
③	232	2,720	631,040	0	0	0	2,830,424,747
④	425	170	36,125	267	9,633,333	2,568,888,889	1,087,513,021
	425	170	36,125	-267	-9,633,333	2,568,888,889	1,087,513,021
⑤	1,082	230	248,860	0	0	0	24,278,864,553
			1,186,700		0	10,275,555,556	47,293,383,484

$$Z_{ct1} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{1,186,700} = 0 \text{ mm}$$; 중립축에서 콘크리트 상단까지 거리

$$I_{c22} = I_o + \sum(A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{ct1})^2$$

$$= 47,293,383,484 + 10,275,555,556 - 1,186,700 \times 0^2$$

$$= 57,568,939,040 \text{ mm}^4$$

다) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$$n_b = \frac{Es}{Ecb} = \frac{205,000}{32,208} = 6.365$$

단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
강형단면	650,240	0	0	0	63,080,387,328
콘크리트단면	1,186,700	0	0	0	57,568,939,040
	1,836,940		0	0	120,649,326,368

$$Z_{st2} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{1,836,940} = 0 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$$I_{22} = I_o + \sum(A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st2})^2$$

$$= 120,649,326,368 + 0 - 1,836,940 \times 0^2$$

$$= 120,649,326,368 \text{ mm}^4$$

E. 합성후 G1

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

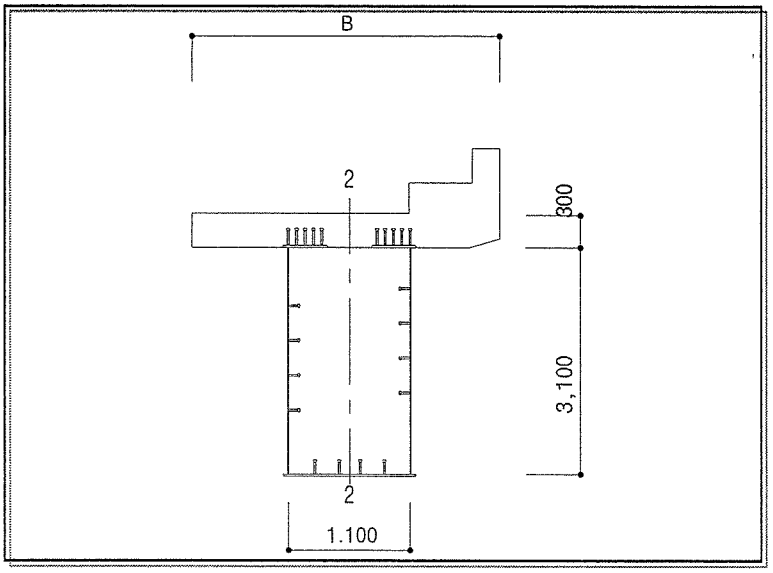
6t + b1 = 6 x 280 + 1,325 = 3,005 mm

인접거더와의 순경간/2+b1= = 2,050 mm — 유효폭은 작은 값 2050mm 적용

지간장(L)/12+b1 = 49,000 / 12 + 1,325 = 5,408 mm

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 2,050 x 280 = 506,268 mm^2

- I = 0.882 x 280 x $2,050^3$ / 12 = 177,299,272,500 mm^4



단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
거 더	3,938,507	0	0	0	465,311,520,426
슬 래 브	506,268	25	12,656,700	316,417,500	177,299,272,500
	4,444,775		12,656,700	316,417,500	642,610,792,926

$$z_{st5} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{12,656,700}{4,444,775} = 3$$ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_6 = I_o + \sum (A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st5})^2$

$= 642,610,792,926 + 316,417,500 - 4,444,775 \times 3^2$

$= 642,891,107,741$ mm^4

F. 합성후 G3

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

6t + b1 = 6 x 280 + 1,325 = 3,005 mm

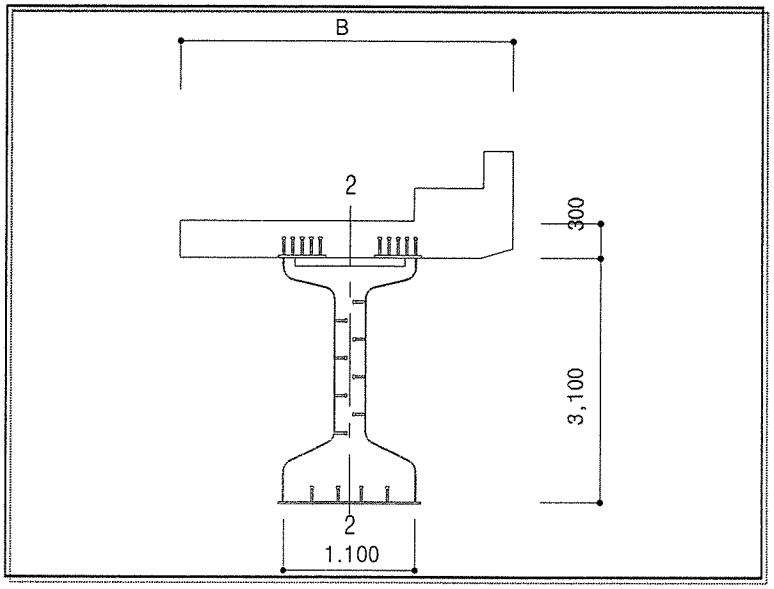
인접거더와의 순경간/2+b1= = 2,050 mm

지간장(L)/12+b1 = 49,000 / 12 + 1,325 = 5,408 mm

유효폭은 작은 값 2050mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 2,050 x 280 = 506,268 mm^2

- I = 0.882 x 280 x 2,050 / 12 = 177,299,272,500 mm^4



단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
거 더	1,836,940	0	0	0	120,649,326,368
슬 래' 브	506,268	25	12,656,700	316,417,500	177,299,272,500
	2,343,208		12,656,700	316,417,500	297,948,598,868

$$z_{st5} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{12,656,700}{2,343,208} = 5 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_6 = I_o + \sum (A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st5})^2$

$= 297,948,598,868 + 316,417,500 - 2,343,208 \times 5^2$

$= 298,196,688,430$ mm^4

G. 합성후 G2

가) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$I_{33} = I_{33(G1)} + I_{33(G3)} = 642,891,107,741 + 298,196,688,430 = 470,543,898,086$ mm^4

H. 합성후 G4

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

6t + b1 = 6 x 280 + 1,325 = 3,005 mm

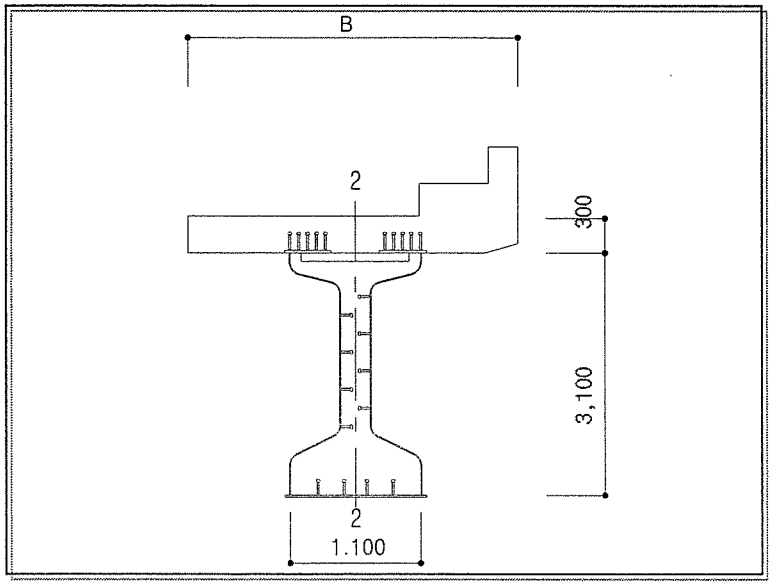
인접거더와의 순경간/2+b1= = 2,050 mm

지간장(L)/12+b1 = 49,000 / 12 + 1,325 = 5,408 mm

유효폭은 작은 값 2050mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 2,050 x 280 = 506,268 mm^2

- I = 0.882 x 280 x 2,050 / 12 = 177,299,272,500 mm^4



단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
거 더	1,836,940	0	0	0	120,649,326,368
슬 래 브	506,268	25	12,656,700	316,417,500	177,299,272,500
	2,343,208		12,656,700	316,417,500	297,948,598,868

$$y_{st5} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{12,656,700}{2,343,208} = 5$$ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_6 = I_o + \sum(A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st5})^2$

$= 297,948,598,868 + 316,417,500 - 2,343,208 \times 5^2$

$= 298,196,688,430$ mm^4

Ⅰ. 합성후 G5

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

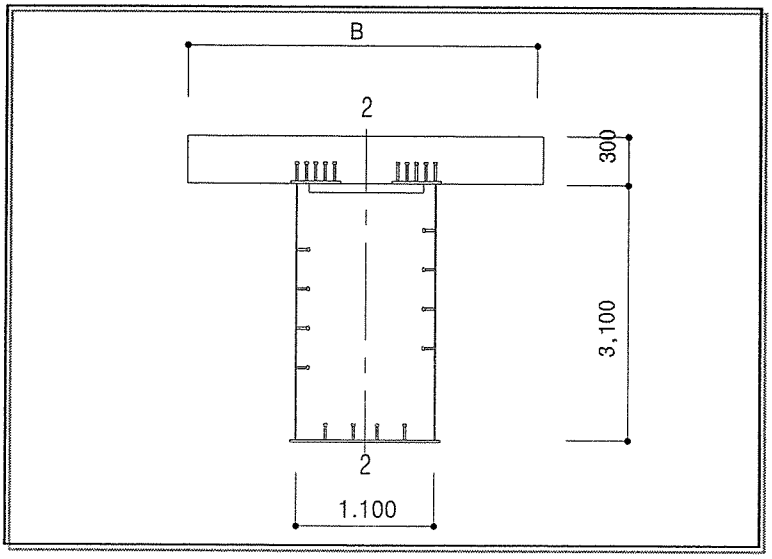
- 유효폭 산정

16t + bo = 16 x 280 + 250	=	4,730	mm
양쪽거더 중심간 거리	=	1,700	mm
지간장(L)/4 = 49,000 / 4	=	12,250	mm

유효폭은 작은 값 1700mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 1,700 x 280 = 419,832 mm^2

- I = 0.882 x 280 x 1,700 / 12 = 101,109,540,000 mm^4



단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
순 단 면	3,938,507	0	0	0	465,311,520,426
슬 래 브	419,832	0	0	0	101,109,540,000
	4,358,339		0	0	566,421,060,426

$$z_{st6} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{4,358,339} = 0 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_6 = I_o + \sum(A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st6})^2$

$= 566,421,060,426 + 0 - 4,358,339 \times 0^2$

$= 566,421,060,426$ mm^4

J. 합성후 G7

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

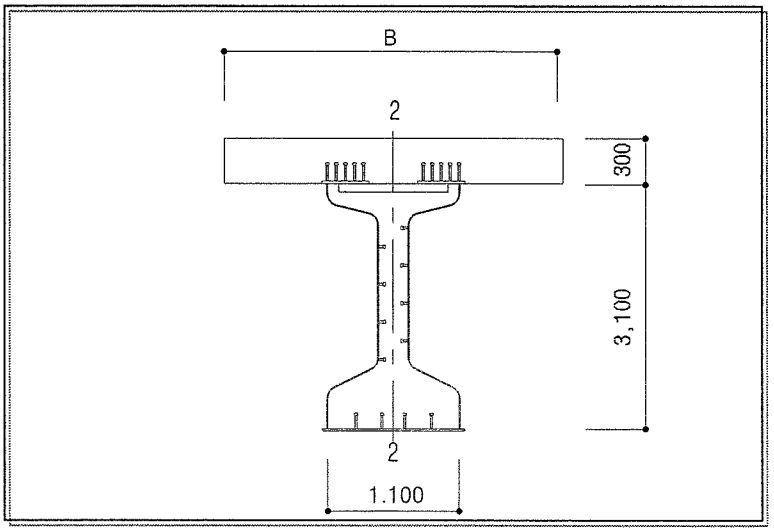
- 유효폭 산정

16t + bo = 16 x 280 + 250	=	4,730	mm
양쪽거더 중심간 거리	=	1,700	mm
지간장(L)/4 = 49,000 / 4	=	12,250	mm

유효폭은 작은 값 1700mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 1,700 x 280 = 419,832 mm^2

- I = 0.882 x 280 x 1,700 / 12 = 101,109,540,000 mm^4



단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
순 단 면	1,836,940	0	0	0	120,649,326,368
슬 래 브	419,832	0	0	0	101,109,540,000
	2,256,772		0	0	221,758,866,368

$$z_{st6} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{2,256,772} = 0 \text{ mm}$$; 중립축에서 강재 상단까지 거리

$I_6 = I_o + \sum(A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st6})^2$

$= 221,758,866,368 + 0 - 2,256,772 \times 0^2$

$= 221,758,866,368$ mm^4

K. 합성후 G6

가) 총면적(강형 단면+콘크리트 단면) ; 콘크리트 단면으로 환산

$I_{33} = I_{33(G1)} + I_{33(G3)} = 566,421,060,426 + 221,758,866,368 = 394,089,963,397$ mm^4

L. 합성후 G8

$Ecs = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{fcu} = 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(fck + 4)} = 28,417$ MPa

$$n_b = \frac{Ecs}{Ecb} = \frac{28,417}{32,208} = 0.882$$

- 유효폭 산정

16t + bo = 16 x 280 + 250 = 4,730 mm

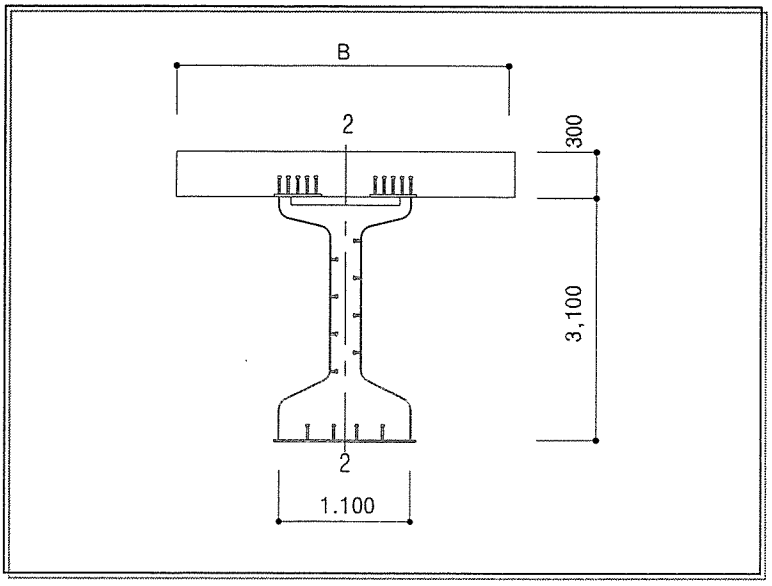
양쪽거더 중심간 거리 = 1,700 mm

지간장(L)/4 = 49,000 / 4 = 12,250 mm

유효폭은 작은 값 1700mm 적용

- 슬래브 면적(A) = 0.882 x 1,700 x 280 = 419,832 mm^2

- I = 0.882 x 280 x 1,700 / 12 = 101,109,540,000 mm^4



단위 : mm

구 분	A	z	A x z	A x z^2	Io
순 단 면	1,836,940	0	0	0	120,649,326,368
슬 래 브	419,832	0	0	0	101,109,540,000
	2,256,772		0	0	221,758,866,368

$$z_{st6} = \frac{\sum(Ai \times zi)}{\sum A} = \frac{0}{2,256,772} = 0$$ mm ; 중립축에서 강재 상단까지 거리

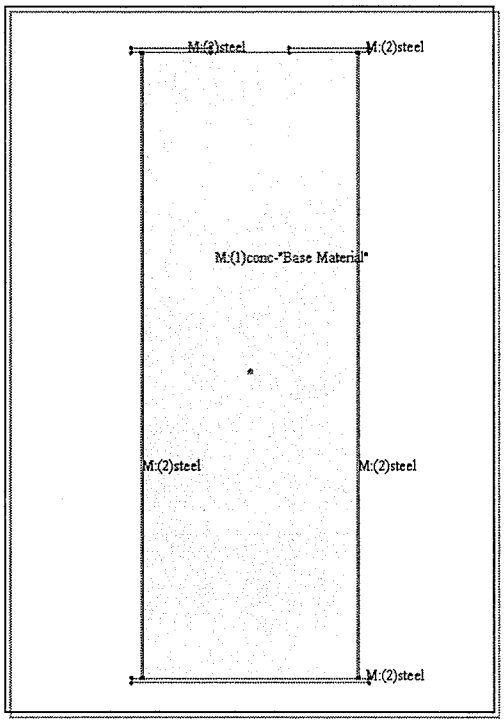
$I_6 = I_o + \sum (A \cdot z^2) - (\sum A)(z_{st6})^2$

$= 221,758,866,368 + 0 - 2,256,772 \times 0^2$

$= 221,758,866,368$ mm^4

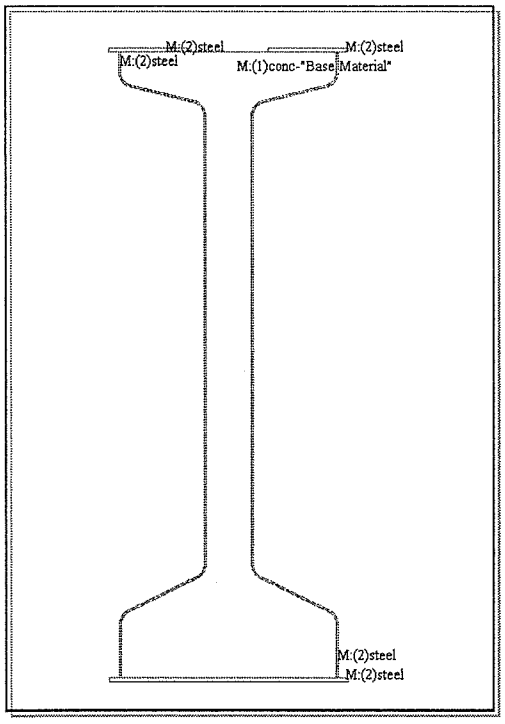
3) 구조계산용 각 단면의 J

* MIDAS CIVIL 단면 계산 프로그램에서 비틀림 강성 산출



합성전 G1, G5

J = 1.080891 m^4

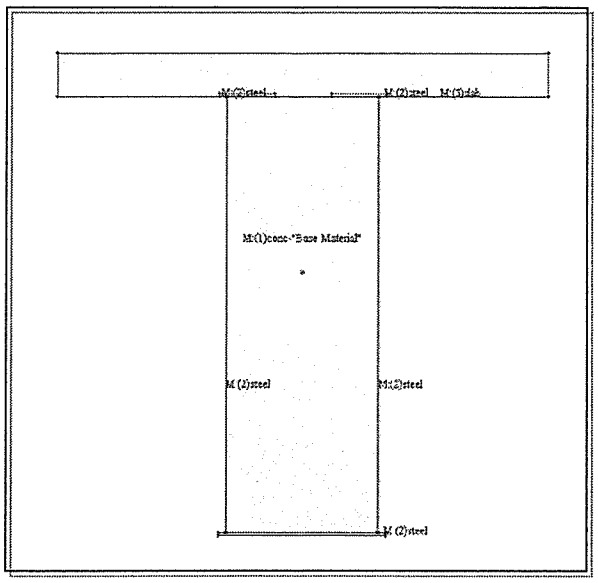


합성전 G3, G7

J = 0.039297 m^4

합성전 G4, G8

J = 0.039297 m^4

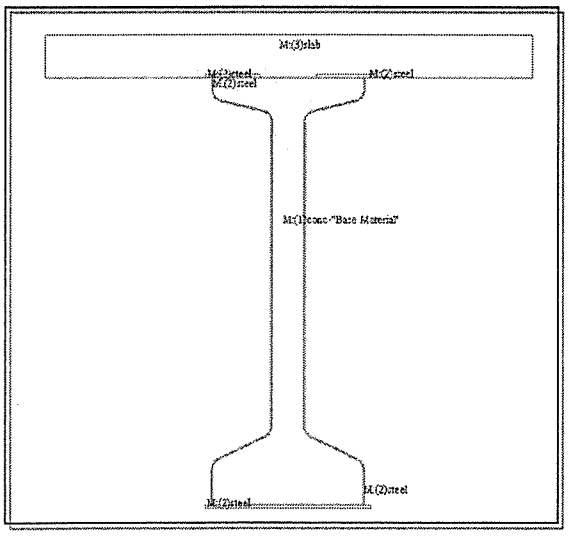


합성후 G1

J = 1.218474 m^4

합성후 G5

J = 1.218474 m^4



합성후 G3

J = 0.086919 m^4

합성후 G7

J = 0.086919 m^4

합성후 G4

J = 0.086919 m^4

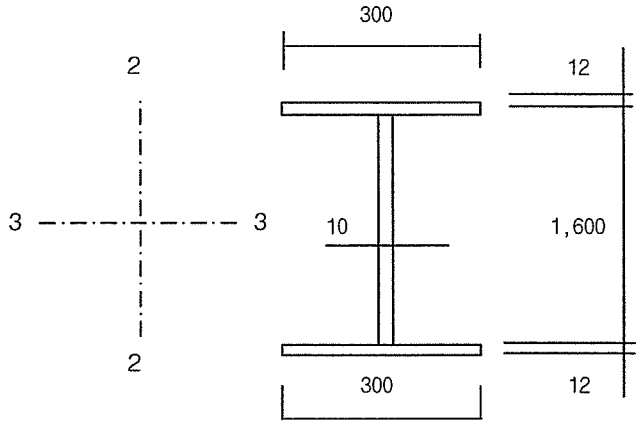
합성후 G8

J = 0.086919 m^4

4) 가로보의 단면상수

- 중앙부

강종 : SM490B



Bu	=	300	mm
Web	=	1,600	mm
Bl	=	300	mm
UT	=	12	mm
LT	=	12	mm
WT	=	10	mm

단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
U-Flange	1	-	300	x	12	3,600	806	2,901,600	2,338,689,600	43,200
Web	1	-	1,600	x	10	16,000	-	-	-	3,413,333,333
L-Flange	1	-	300	x	12	3,600	-806	-2,901,600	2,338,689,600	43,200
						23,200		0	4,677,379,200	3,413,419,733

$$y_{stl} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{0}{23,200} = 0 \quad mm$$

$$I_s' = I_o + \sum (A \cdot y^2)$$

$$= 3,413,419,733 + 4,677,379,200$$

$$= 8,090,798,933 \quad mm^4$$

$I_{S\,33}$ = Is´ - As*y_{stl}^2 = 8,090,798,933 mm^4

$I_{S\,22}$ = (Bu^3 *Tu/12)+(Bl^3 *Tl/12)+(Hw*Tw^3 /12) = 54,133,333 mm^4

J = 1/3(Bl*UT^3) + 1/3(WEB*WT^3) + 1/3(Bu*UT^3) = 878,933 mm^4

- 콘크리트 단면으로 환산

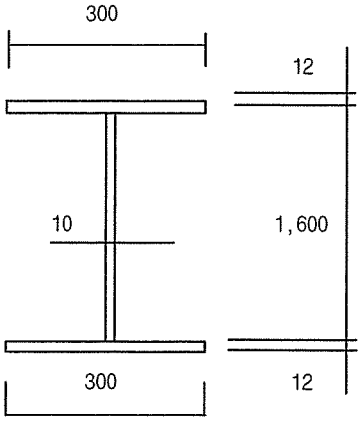
$I_{S\,33}$ = 8,090,798,933 x 6.365 = 51,497,935,209 mm^4

$I_{S\,22}$ = 54,133,333 x 6.365 = 344,558,667 mm^4

J = 878,933 x 6.365 = 5,594,411 mm^4

- 단부

강종 : SM490B



Bu	=	300	mm
Web	=	1,600	mm
Bl	=	300	mm
UT	=	12	mm
LT	=	12	mm
WT	=	10	mm

단위 : mm

구 분	부 재 (mm)					A	Y	A x Y	A x Y^2	Io
U-Flange	1	-	300	x	12	3,600	806	2,901,600	2,338,689,600	43,200
Web	1	-	1,600	x	10	16,000	-	-	-	3,413,333,333
L-Flange	1	-	300	x	12	3,600	-806	-2,901,600	2,338,689,600	43,200
						23,200		0	4,677,379,200	3,413,419,733

$$y_{stl} = \frac{\sum(Ai \times yi)}{\sum A} = \frac{0}{23,200} = 0 \quad mm$$

$$I_{sl} = I_o + \sum (A \cdot y^2)$$

$$= 3,413,419,733 + 4,677,379,200$$

$$= 8,090,798,933 \quad mm^4$$

$I_{S\,33} = Is' - As*y_{stl}^2 = 8,090,798,933 \quad mm^4$

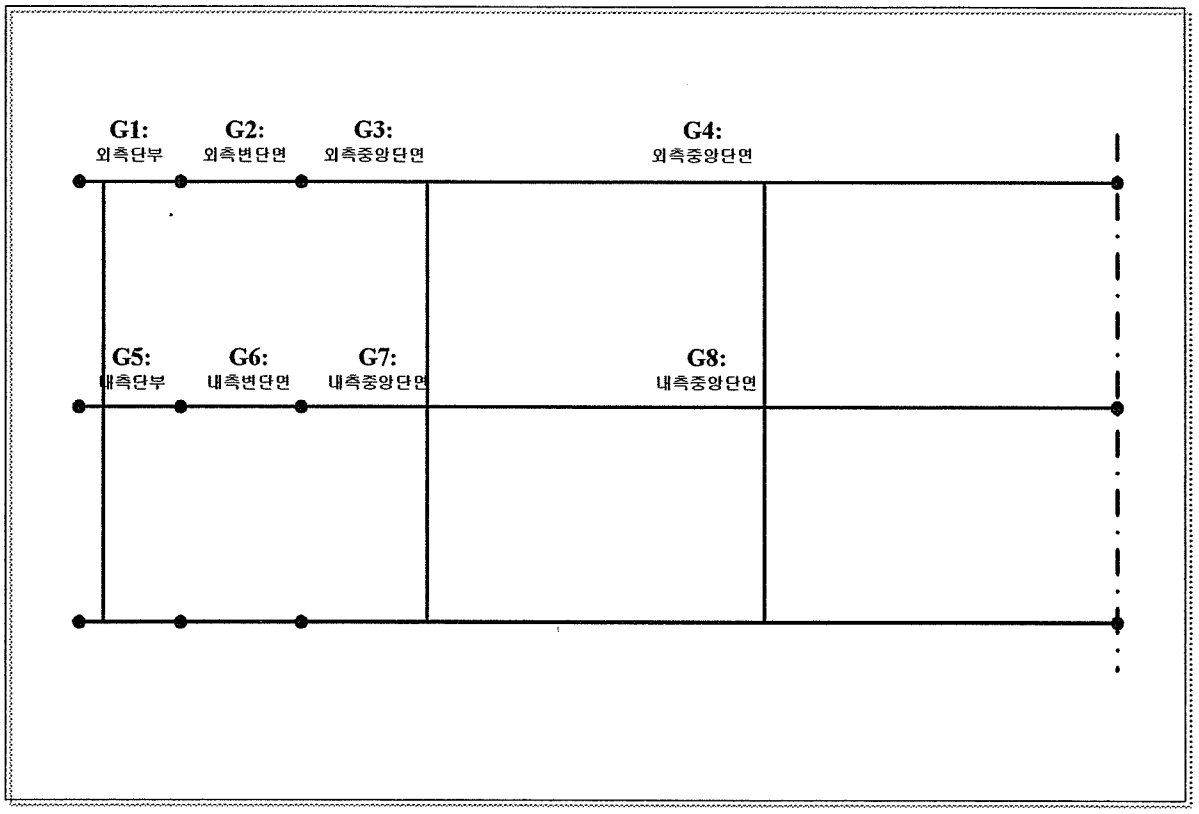
$I_{S\,22} = (Bu^3*Tu/12)+(Bl^3*Tl/12)+(Hw*Tw^3/12) = 54,133,333 \quad mm^4$

$J = 1/3(Bl*UT^3) + 1/3(WEB*WT^3) + 1/3(Bu*UT^3) = 878,933 \quad mm^4$

- 콘크리트 단면으로 환산

$I_{S\,33}$	=	8,090,798,933	x	6.365	=	51,497,935,209	mm⁴
$I_{S\,22}$	=	54,133,333	x	6.365	=	344,558,667	mm⁴
J	=	878,933	x	6.365	=	5,594,411	mm⁴

5) 단면 상수 집계



[단면 상수 집계표]

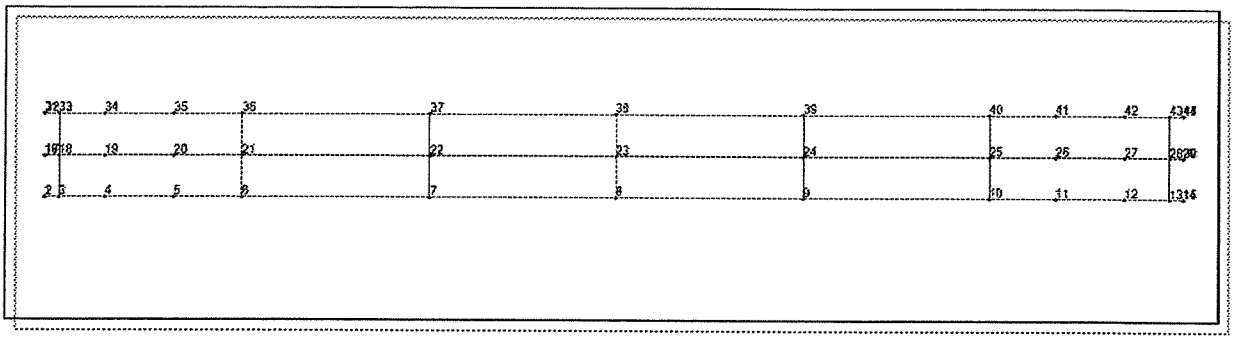
단위 : m

합성전	A	I33	I22	J	합성후	A	I33	I22	J
G1	3.939	3.526719	0.465312	1.080891	G1	4.445	4.866531	0.642891	1.218474
G5					G5	4.358	4.659794	0.566421	1.218474
G3	1.837	2.438308	0.120649	0.039297	G3	2.343	3.716952	0.298197	0.086919
G7					G7	2.257	3.539290	0.221759	0.086919
G4	1.837	2.438308	0.120649	0.039297	G4	2.343	3.716952	0.298197	0.086919
G8					G8	2.257	3.539290	0.221759	0.086919
G2	3.515	3.307281	0.395823	0.870892	G2	4.021	4.634761	0.573396	0.990338
G6					G6	3.935	4.433886	0.496933	0.990338
CB 1	0.174	0.051498	0.000345	0.000006	CB1 : 중앙부 가로보				
CB 2	0.174	0.051498	0.000345	0.000006	CB2 : 지점부 가로보				

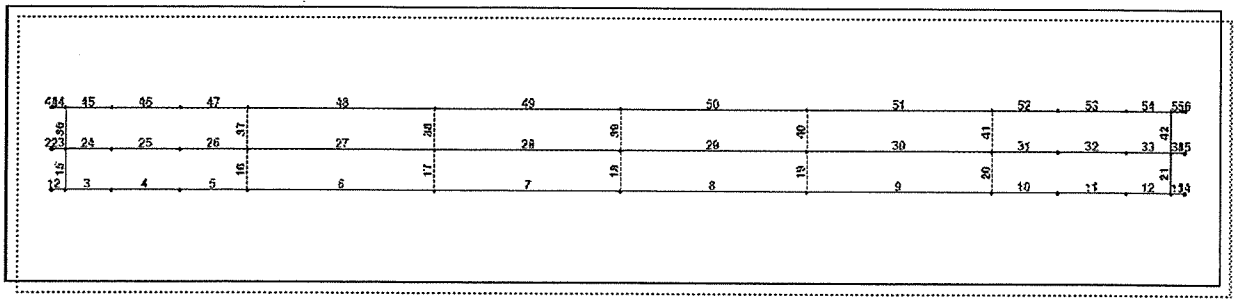
★ G1, G5 = 단부단면, G2, G6 = 변단면, G3, G7 = 1/4단면 G4, G8 = 중앙단면

4.2 작용하중 산정

- 격자해석 모델링



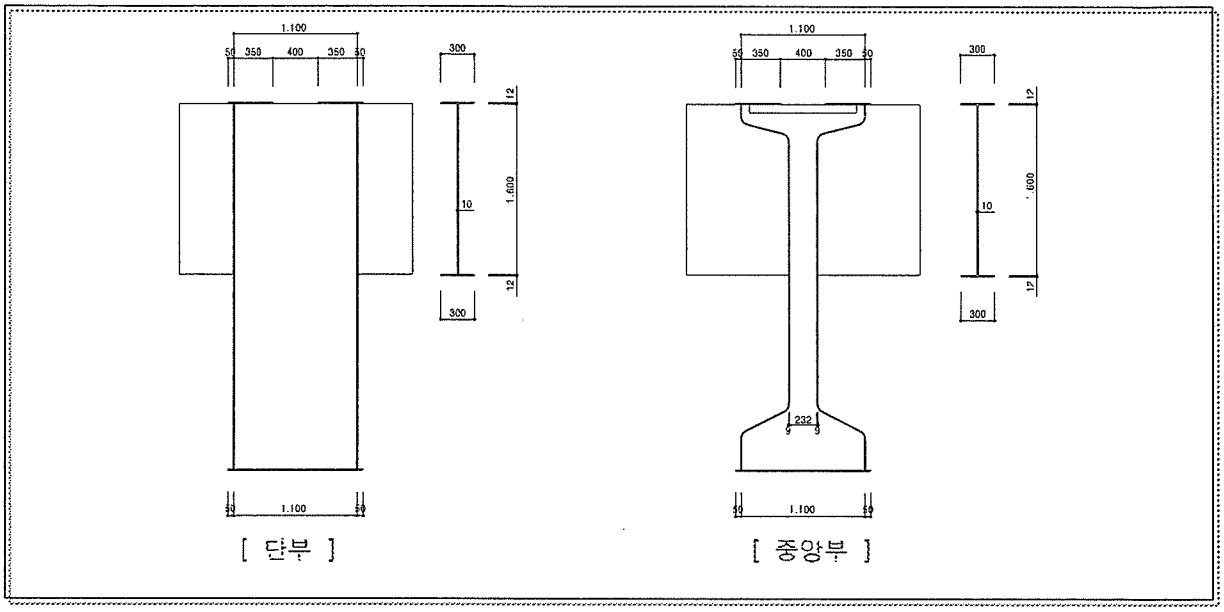
[모델링 절점 번호]



[모델링 요소 번호]

가. 합성전 고정하중 : (거더자중, 가로보자중, 콘크리트 바닥판 자중)

1) 가로보 자중



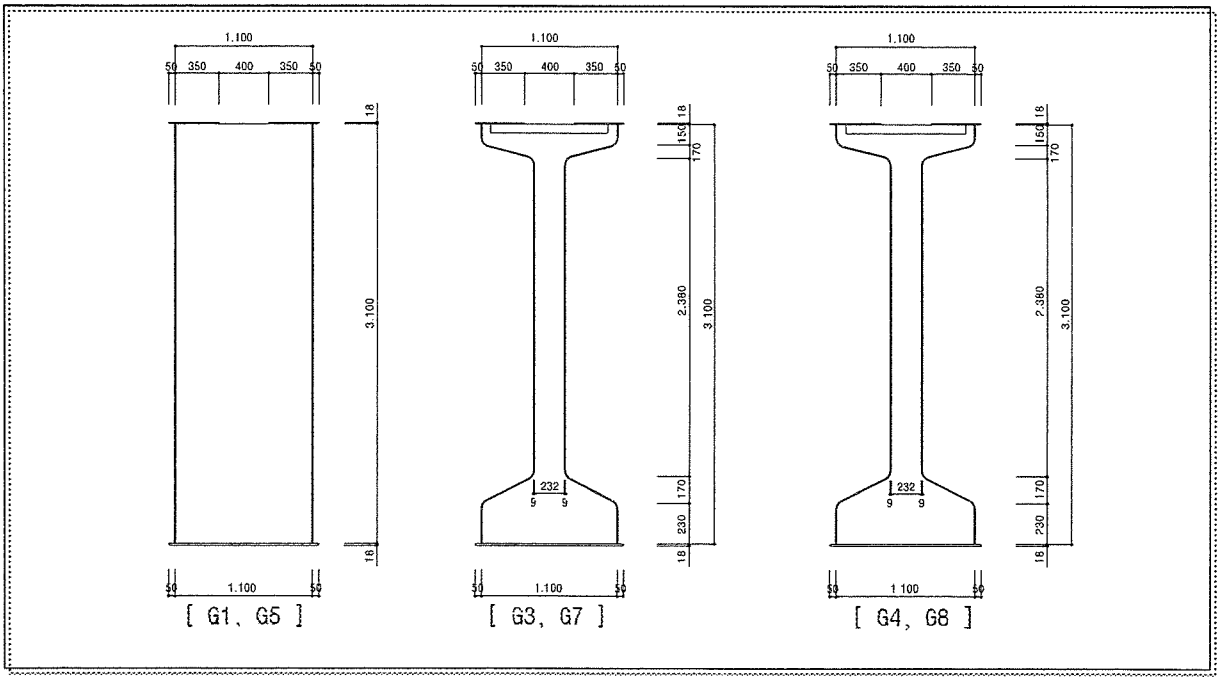
- 단부 가로보 중량

0.0232 x 77.00 x 1.3 = 2.322 kN/m

- 중앙부 가로보 중량

0.0232 x 77.00 x 1.3 = 2.322 kN/m

2) 거더자중



- 단부 거더 중량(G1, G5) : 0.000 m ~ 2.625 m

91,800 x 77.00 x 10^{-6} x 1.03 + 3,354,200 x 23.00 x 10^{-6} = 84.427 kN/m

- 중앙부 거더 중량

① G2,G6(변단면부, 선형비례 산정) : 2.625 m ~ 5.625 m = 84.427 ~ 35.396 kN/m

② G3, G7(1/4단면) 5.625 m ~ 24.900 m

102,158 x 77.00 x 10^{-6} x 1.03 + 1,186,700 x 23.00 x 10^{-6} = 35.396 kN/m

③ G4, G8(중앙 단면) : 5.625 m ~ 25.000 m

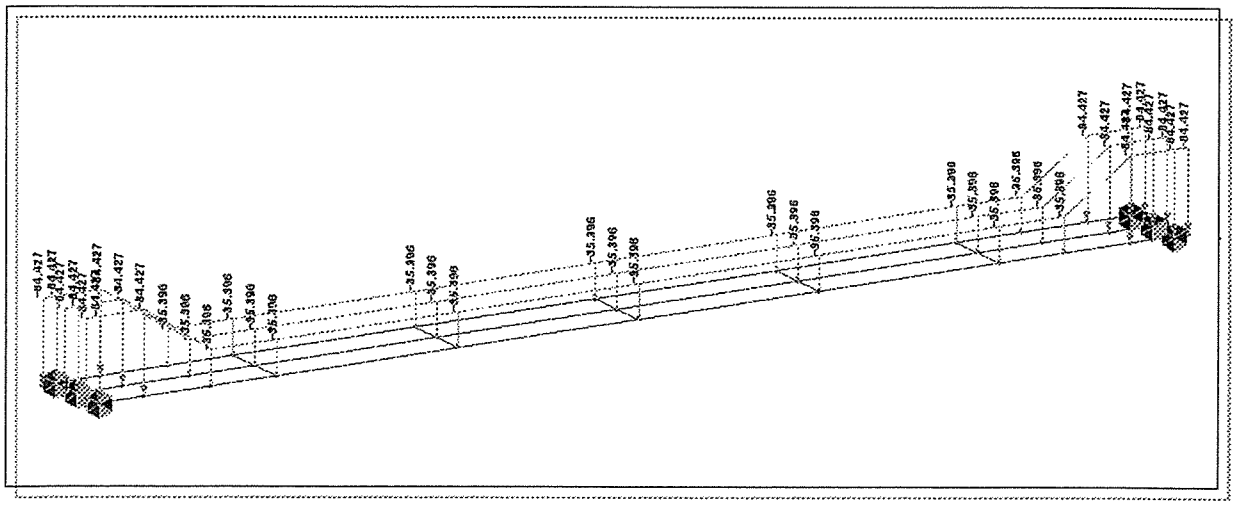
102,158 x 77.00 x 10^{-6} x 1.03 + 1,186,700 x 23.00 x 10^{-6} = 35.396 kN/m

참고 : 1/4 단면은 변단면부에서 중앙단면부 사이의 구간으로 상,하 플랜지 두께가 단부단면과 동일한 단면이다

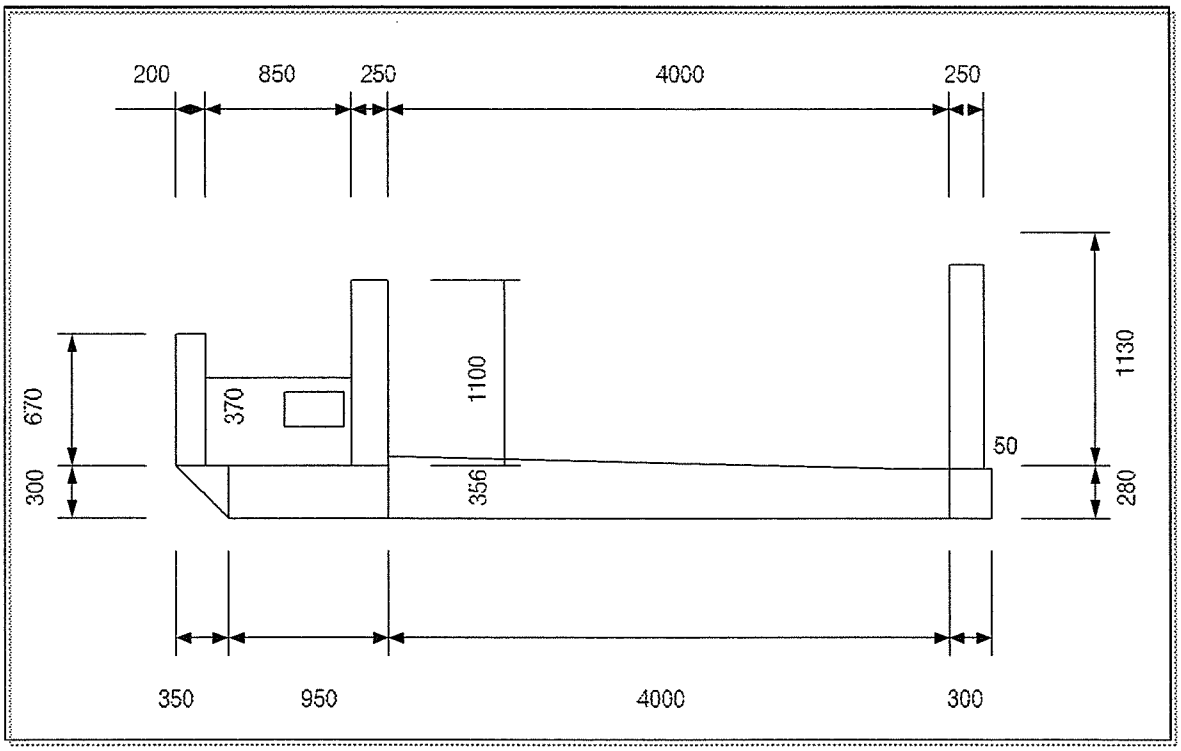
[하중 집계표]

구 분		구 간	하 중
가로보	단부	-	2.322 kN/m
	중앙부	-	2.322 kN/m
거더자중	G1, G5	0.000 m ~ 2.625 m	84.427 kN/m
	G2, G6	2.625 m ~ 5.625 m	84.427 ~ 35.396 kN/m
	G3, G7	5.625 m ~ 24.900 m	35.396 kN/m
	G4, G8	5.625 m ~ 25.000 m	35.396 kN/m

☞ G3과G4, G7과G8은 동일한 단면으로 구성되어있다.

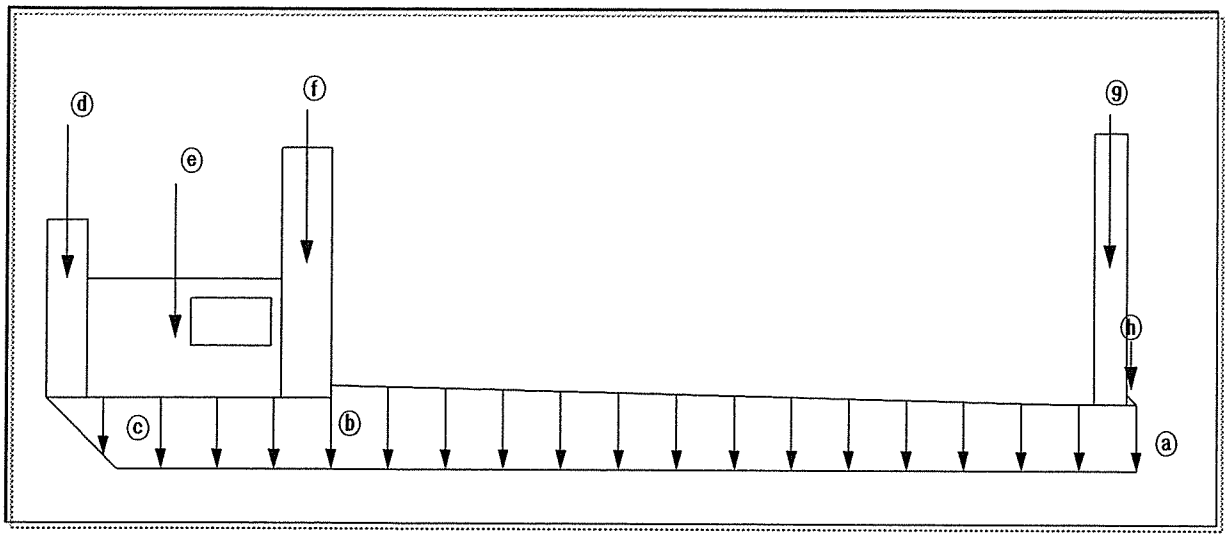


3) 콘크리트 바닥판 자중



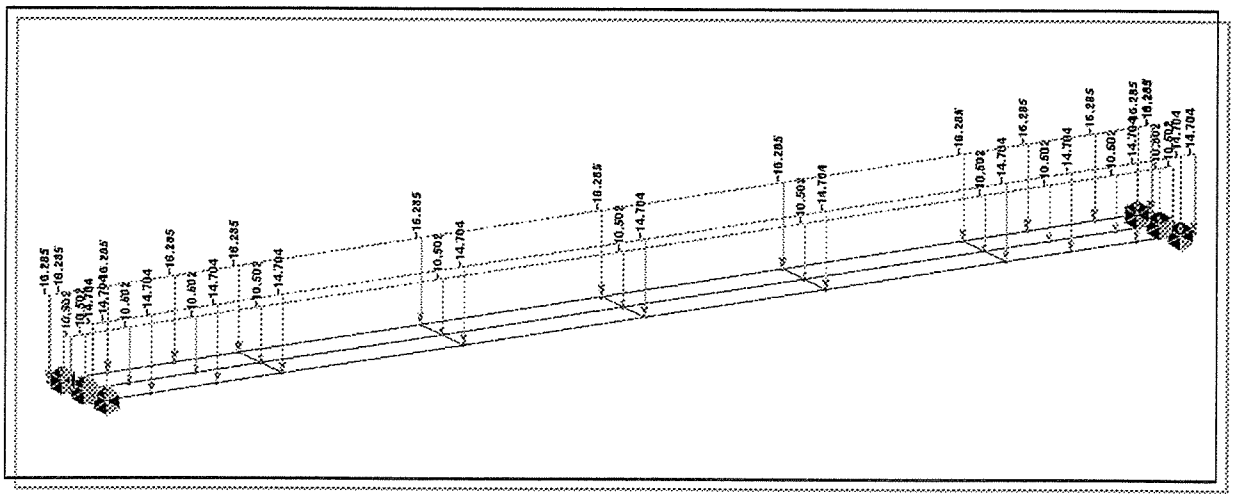
[콘크리트 바닥판 중량 집계표]

구 분		높 이	길 이		단위중량	중 량	
바닥판	ⓐ	0.280	-		24.50	6.860	kN/m
	ⓑ	0.356	-		24.50	8.722	kN/m
	ⓒ	0.300	-		24.50	7.350	kN
ⓓ		0.670	0.200		24.50	3.283	kN
ⓔ		0.370	0.850		24.50		
		0.200	0.400		24.50	5.745	kN
ⓕ 탈선방지벽		1.100	0.250		24.50	6.738	kN
ⓖ 탈선방지벽		1.130	0.250		24.50	6.921	kN
ⓗ		0.050	0.050		24.50	0.031	kN
방음벽(좌측)		-	-			3.500	kN
난간(우측)		-	-			0.000	kN



[콘크리트 바닥판 하중 분배 - 참조 : 전산입력파일]

	G1	G2	G3
슬래브	16.285	10.502	14.704



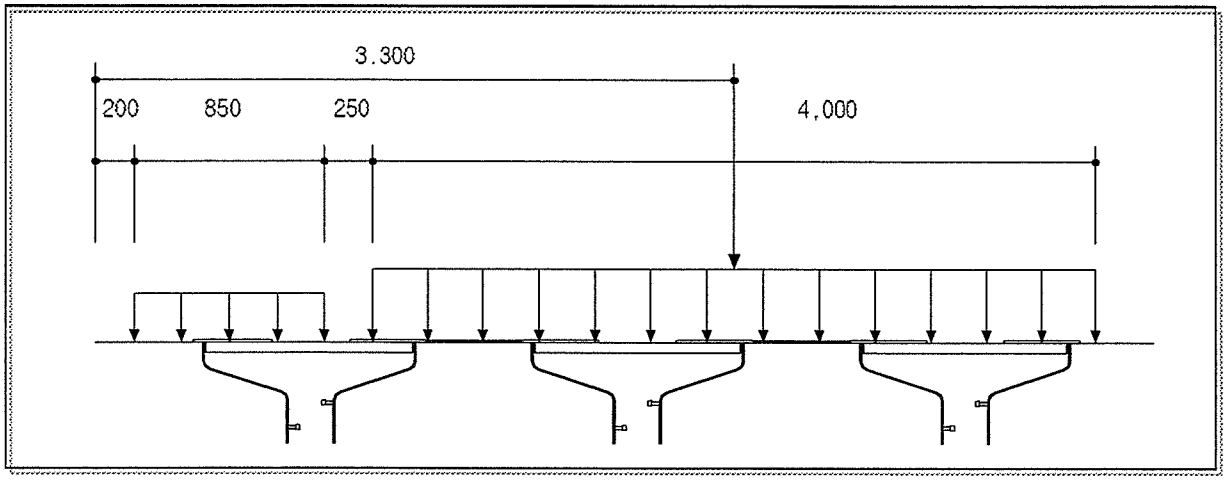
나. 합성후 고정하중

1) 도　　상 : 0.570 × 19.00 × 1.3 = 14.079 kN/m^2

2) 궤　　도 : = 3.000 kN/m

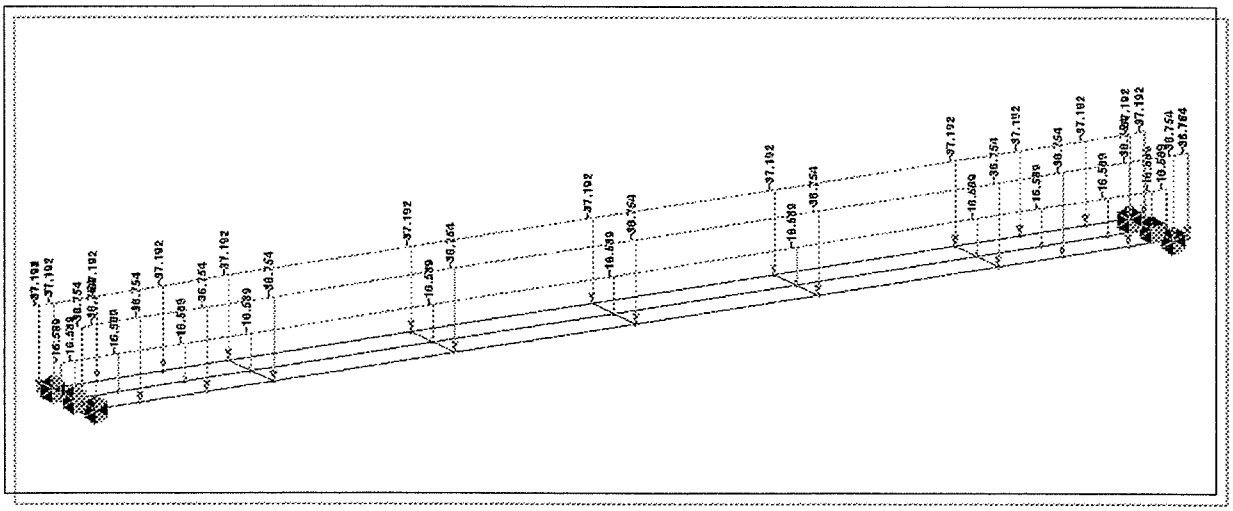
3) 침　　목 : = 5.000 kN/m

4) 군중하중 : 5.00 kN/m^2 = 5.000 kN/m^2



[합성후 고정하중 분배 - 참조 : 전산입력파일]

		G1	G2	G3
합성후	도상	8.903	31.378	24.036
	SIDE	23.786	-12.399	12.332
군중하중		6.031	-2.124	0.343



다. 활하중 산정

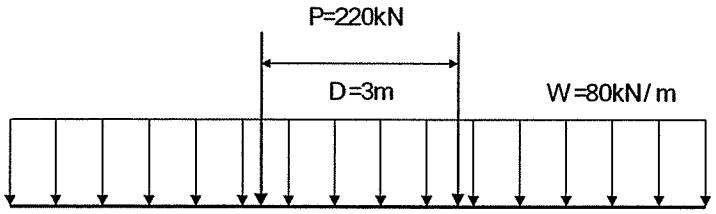
1) 고정하중 - LC 1 [철도설계기준(2013) 8.2.1]

① 합성전 고정하중 : 가로보자중 + 주거더자중 + 바닥판자중

② 합성후 추가고정하중 : 도상자갈 + 침목레일

2) 활하중 - LC 2 [철도설계기준(2013) 8.2.3(1)]

- KRL-2012 표준열차하중 재하
- 합성후 단면에 대하여 거더별로 하중을 재하하였으며 MIDAS CIVIL MOVING LOAD ANAYSIS DATA를 이용하여 연행하중으로 자동재하



- KRL-2012 열차하중에 대한 충격계수

$$I_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.030$$

3) 원심하중 - LC 3 [철도설계기준(2013) 8.2.3(6)]

- 교량상의 궤도가 일부 또는 전구간에 걸쳐 곡선부를 갖는 경우 원심하중을 고려한다.
- 원심하중은 표준열차하중에 아래 식에 의해 계산되는 계수 α를 곱한 값을 수평하중으로 계산해야 한다.

$$\alpha = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.51}{127 \times 0} = 0.000$$

여기서, V : 설계최고속도 (km/h)

R : 곡선반지름 (m)

L : 지간(m)

f : 속도와 지간에 관련된 감소계수

$$f = 1 - \left[\frac{V - 120}{1000}\right] \times \left[\frac{814}{V} + 1.75\right] \times \left[1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right]$$

$$= 0.51$$

- 원심하중의 작용방향은 레일면상 KRL-2012 하중은 1.8m 높이에 수평방향에 곡선바깥측으로 작용
- 원심하중과 횡하중이 동시에 작용하는 경우 큰 쪽의 하중이 작용하는 것으로 가정

4) 장대레일종하중 - LC 4 [철도설계기준(2013) 8.2.4(3)]

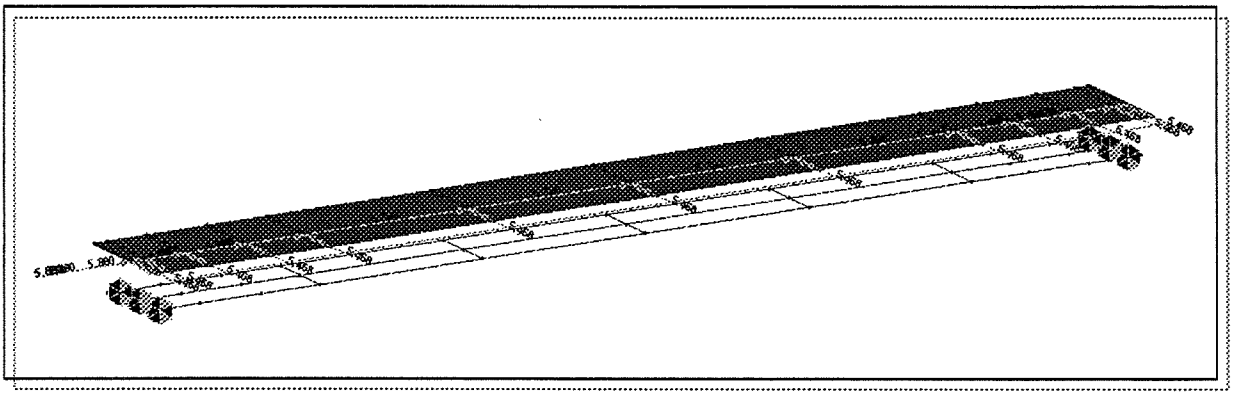
- 장대레일 종하중의 작용위치는 레일면상으로 한다.
- 구조물의 가동 끝단에 레일 신축이음이 있는 경우로 500kN/레일의 하중 재하

  • 레일면상에서 바닥판 도심까지 거리 = 0.930 m

  • 바닥판 도심에서 강재단면 도심까지 거리 = 1.834 m

  • Wr = 5.88 kN/m

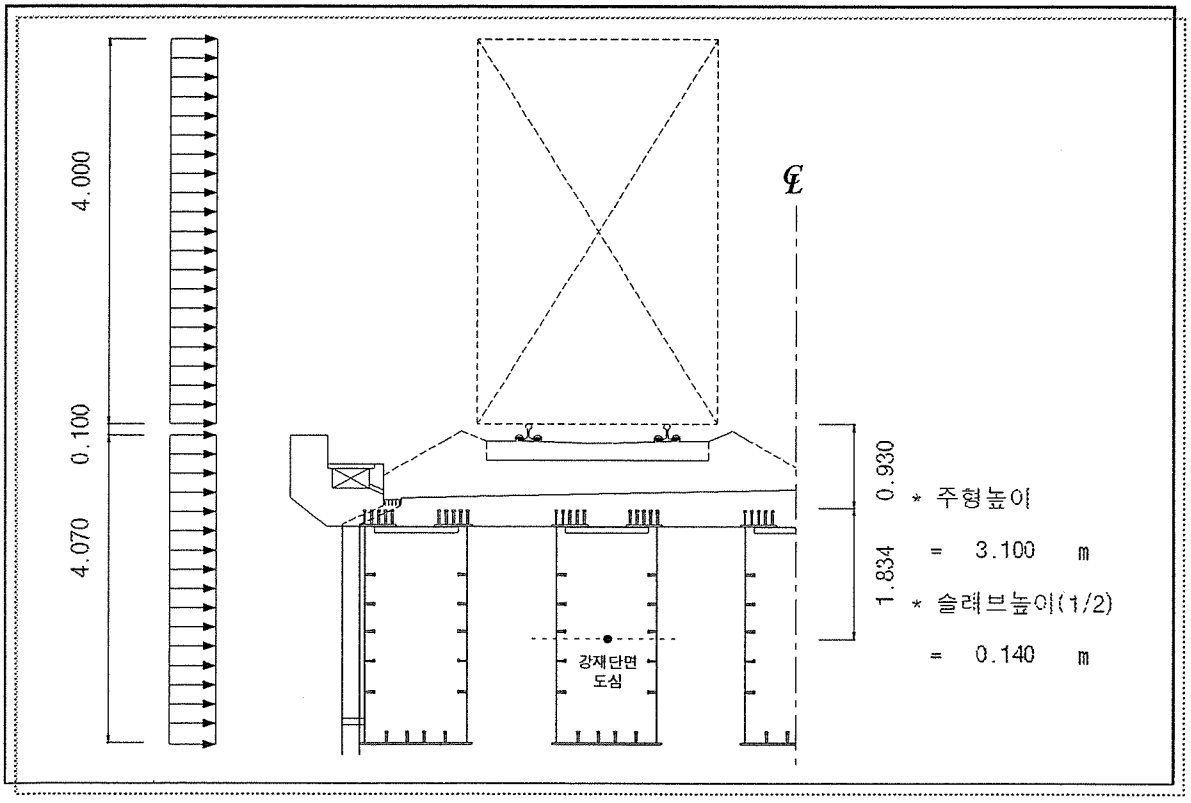
  Mwr = 5.88 × 1.000 × 0.930 = 5.468 kN · m



5) 풍하중 - LC 6 [철도설계기준(2013) 8.2.4(1)

- 풍하중은 교량에 대하여 1방향으로 수평 및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.

구 분	하 중 재 하 면	하중크기(kN/m^2)
교량상에 열차가 없을때	교량의 연직투사면	3.0
	트러스의 바닥틀과 겹쳐지지 않는 바람맞이 반대편 주구의 연직투사면	2.0
교량상에 열차가 있을때	교량의 연직투사면	1.5
	트러스의 바닥틀과 겹쳐지지 않는 바람맞이 반대편 주구의 연직투사면	1.0
	통과열차에 대하여 연직투사면 (열차의 연직투사면 : 레일면상 4.0 m 높이)	1.5



· 열차가 없을 때 (방음벽 높이 : 2.000 m)

WL1 = 3.00 × (4.070 + 2.000) = 18.21 kN/m

Mwl = 18.210 × 1.000 × ((4.070 + 2.000) / 2 - (3.100 + 0.140))

(바닥판 도심에 대한 휨모멘트) = -3.73 kN · m

• 열차가 있을 때

WL1 = 1.50 × (4.070 + 0.100 + 1.900) = 9.11 kN/m

WL2 = 1.50 × (4.000 - 2.000) = 3.00 kN/m

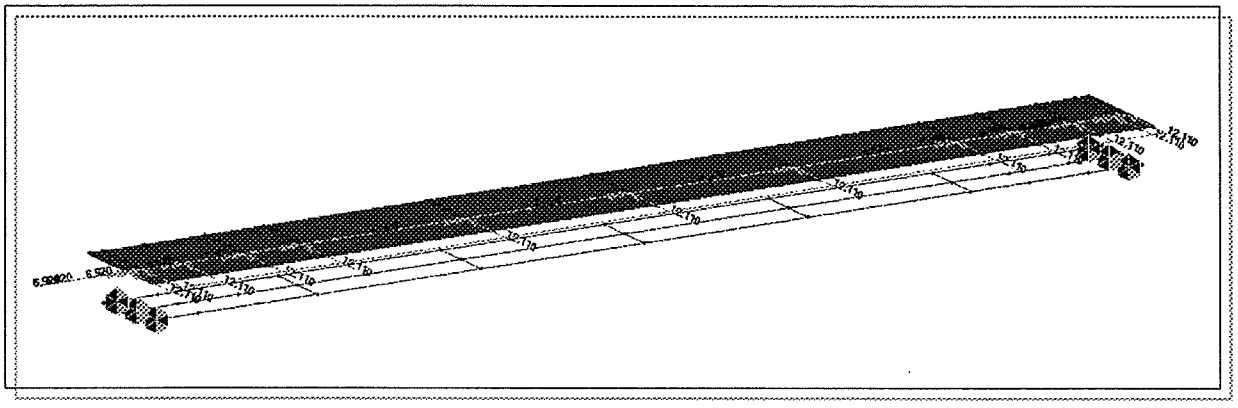
합 력 = 12.11 kN/m

Mwl1= 9.105 × 1.000 × {(4.070 + 0.100 + 1.900) / 2 - (3.100 + 0.140)}

(바닥판 도심에 대한 휨모멘트) = -1.87 kN · m

Mwl2= 3.000 × 1.000 × {0.930 + (4.000 - 2.000) / 2} = 8.79 kN · m

(바닥판 도심에 대한 휨모멘트) 합 력 = 6.92 kN · m



7) 차량횡하중 - LC 9 [철도설계기준(2013) 8.2.3(4)]

- 차량횡하중은 궤도 중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용
- KRL-2012 표준열차하중에 대한 차량횡하중의 크기는 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수외 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대해서만 고려함
- 차량횡하중은 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에서는 고려하지 않음.

• Q = 100.00 = 100.00 kN/m

Mq = 100.00 × 0.000 = 0.00 kN · m

6) 시동하중 및 제동하중 - LC 7,8 [철도설계기준(2013) 8.2.3(7)]

- 시동하중 또는 제동하중은 레일면상 1.8 m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용

• 시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN 이므로

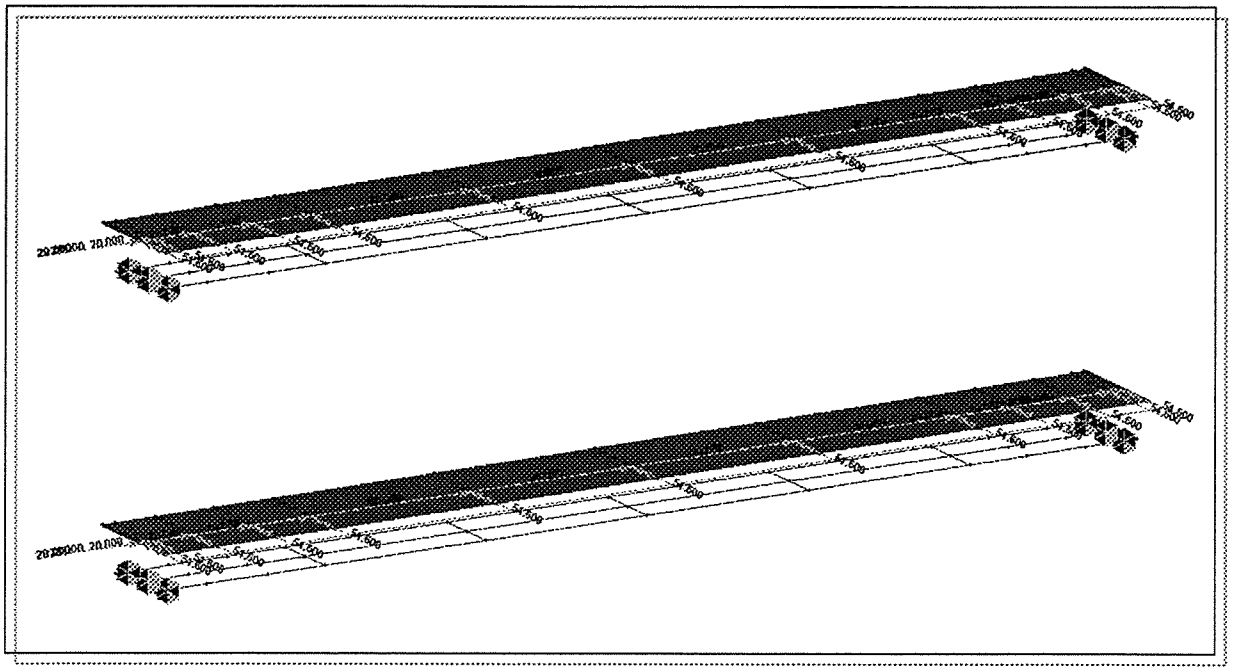
• Ps = 1000 / 50 = 20.00 kN/m

Ms = 20.00 × 1.000 × (0.930 + 1.800) = 54.60 kN · m

• 제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

• Pb = = 20.00 kN/m

Ms = 20.000 × 1.000 × (0.930 + 1.800) = 54.60 kN · m



8) 탈선하중 - LC12 [철도설계기준(2013) 8.2.5(2)]

- 탈선하중은 두가지 탈선상태의 하중을 고려함.

① 탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조 안에 존재할 때

② 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량상판 끝 부분에 걸쳐있을때

- 탈선상황 I에서는 1.4*KRL-2012(집중하중과 등분포하중 모두 재하)의 궤도중심으로부터 궤간의 1.5배 이내에서 궤도와 평행하게 가장 불리한 위치에 재하
- 탈선상황 II에서는 1.4*KRL-2012(등분포하중만 재하)의 하중이 최대 20m 길이로 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하
- 탈선상황 I과 II는 각각 따로 계산, 두 상황은 조합하지 않으며, 충격계수 제외

9) 하중조합 [철도설계기준(2013) 8.3.3]

가) CASE 1 : 합성전 고정하중

- 슬래브 자중
- STEEL 자중

나) CASE 2 : 합성후 고정하중 - 각 하중에 대한 횡분재 결과를 하중으로 재하

- 합성후 단면에 대하여 거더별 하중 재하 (부속설비 하중포함)

다) CASE 3 : 활하중

- 합성후 단면에 대하여 거더별로 하중을 재하하였으며, MIDAS CIVIL을 사용하여 실하중 재하
- 열차하중을 연행하중으로 적용하였으며, 각각의 열차 레일에 단독 또는 동시에 재하하여 재하될 수 ' 모든 조합 중 최대 부재력을 산정

라) CASE 4 : 원심하중 및 차량횡방향 하중

- 원심하중은 레일면상 1.8m의 높이에 외측 수평 방향으로 작용하는 하중을 편심을 고려하여 재하
- 차량횡하중은 궤도상에 재하

마) CASE 5 : 장대레일 종하중

- 장대레일 종하중은 레일면상에 작용하는 하중을 1궤도당 편심을 고려하여 궤도상에 재하
- 장대레일 종하중은 1궤도당 2000kN을 넘지 않도록 재하함.

바) CASE 6 : 지점침하에 의한 영향

- 합성후 단면에 대하여 각 지점 위치별로 10mm의 부등침하를 조합하여 적용

사) CASE 7 : 풍하중(열차 있을 경우, 열차 없을 경우)

- 풍하중은 슬래브 중심에 편심을 고려하여 재하
- 풍하중은 열차가 있을 경우와 없을 경우 중 큰 값을 적용함

아) CASE 8 : 시동하중, 제동하중

- 시동하중, 제동하중은 KRL-2012 표준열차하중은 레일면상 1.8m의 높이에 재하
- 시동하중, 제동하중은 충격을 고려하지 않으며, 복선재하 상태에서 시동+제동의 경우로 적용

자) CASE 9 : 차량 횡방향 하중

- 차량 횡하중은 레일 윗면에 수평하게 집중하중으로 재하

차) CASE 10 : 온도변화에 의한 하중

카) CASE 11 : 탈선하중

- 탈선상황 Ⅰ과 Ⅱ를 각각 따로 재하
- 충격계수를 고려하지 않으며, 두 상황은 조합하지 않음.

10) 하중조합 [철도설계기준(2013) 8.3.3]

하중조합 (강교)		P				PP	S				PA		허용응력 증가계수
		D	LI	CF	LR	SD	W	S	B	LF	T	DR	
COMB.1	P+PP+T	○	○	○	○	○					○		1.15
COMB.2	P+PP+LF	○	○	○	○	○				○			1.25
COMB.3	P+PP+S	○	○	○	○	○		○					1.25
COMB.4	P+PP+B	○	○	○	○	○			○				1.25
COMB.5	P+PP+W	○	○	○	○	○	○						1.25
COMB.6	P+PP+LF+W	○	○	○	○	○	○			○			1.35
COMB.7	P+PP+S+W	○	○	○	○	○	○	○					1.35
COMB.8	P+PP+B+W	○	○	○	○	○	○		○				1.35
COMB.9	D+DR	○										○	-

※ 하중종류

- 주하중 (P)
  - 고정하중 (D) : LC 1
  - 활하중 및 충격하중 (LI) : LC 2
  - 원심하중 (CF) : LC 3
  - 장대레일 종하중 (LR) : LC 4
- 주하중에 해당하는 특수하중 (PP)
  - 지점침하 (SD) : LC 5
- 부하중 (S)
  - 풍하중 (W) : LC 6
  - 시동하중 (S) : LC 7
  - 제동하중 (B) : LC 8
  - 차량횡하중 (LF) : LC 9
- 부하중에 해당하는 특수하중 (PA)
  - 온도하중 (T) : LC 10
  - 지진하중 (E) : LC 11
  - 탈선하중 (DR) : LC 12

4.3 하중조합별 단면력 산정

(1) KRL-2012 하중 재하시 단면력

① BENDING MOMENT

[Girder 1]

요소 번호	절점 번호	거더자중	고정하중		활하중		원심하중	레일종하중	주하중 합계	풍하중	차량횡하중	시동하중	제동하중	비 고
			합성전	합성후	MAX	MIN								
43	i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.07	0.07	-2.12	0.00	0.33	0.33	
	j	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.09	0.07	-1.16	0.00	0.36	0.36	-
44	i	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.54	0.52	-19.86	0.00	2.41	2.41	
	j	-16.49	-3.44	-7.86	-1.27	-1.27	0.00	0.36	-28.70	19.71	0.00	0.81	0.81	CB1
45	i	-16.49	-3.44	-7.86	-1.27	-1.28	0.00	41.37	12.31	-607.81	0.00	142.17	142.17	
	j	1891.87	663.38	1459.26	1344.80	115.90	0.00	35.20	5394.51	-38.60	0.00	122.29	122.29	-
46	i	1891.87	663.38	1459.26	1344.80	115.90	0.00	43.30	5402.61	-503.46	0.00	149.70	149.70	
	j	4194.76	1541.47	3381.00	3318.66	246.42	0.00	33.53	12469.42	104.51	0.00	116.21	116.21	CB2
47	i	4194.76	1541.47	3381.00	3318.66	246.42	0.00	51.42	12487.31	-299.17	0.00	177.79	177.79	
	j	6052.85	2253.19	4925.27	5181.45	321.17	0.00	41.47	18454.23	56.95	0.00	142.90	142.90	-
48	i	6052.85	2253.19	4925.27	5181.46	321.17	0.00	55.11	18467.88	-226.95	0.00	190.60	190.60	
	j	9655.66	3691.69	8010.89	8301.75	610.93	0.00	25.86	29685.85	154.40	0.00	88.04	88.04	CB3
49	i	9655.66	3691.69	8010.89	8301.75	610.93	0.00	46.10	29706.09	-55.98	0.00	158.78	158.78	
	j	10856.54	4171.23	9041.19	9340.99	703.95	0.00	16.45	33426.40	99.73	0.00	55.02	55.02	CB4
50	i	10856.54	4171.23	9041.19	9341.00	703.95	0.00	37.08	33447.04	34.13	0.00	127.06	127.06	
	j	9655.66	3691.69	8010.89	8301.75	610.93	0.00	7.38	29667.37	36.91	0.00	23.06	23.06	CB5
51	i	9655.66	3691.69	8010.89	8301.74	610.93	0.00	27.76	29687.74	92.24	0.00	94.29	94.29	
	j	6052.85	2253.19	4925.27	5181.46	321.17	0.00	-1.88	18410.89	-46.79	0.00	-9.53	-9.53	-
52	i	6052.85	2253.19	4925.27	5181.45	321.17	0.00	12.19	18424.95	43.75	0.00	39.12	39.12	
	j	4194.76	1541.47	3381.00	3318.66	246.42	0.00	1.27	12437.16	-14.08	0.00	2.27	2.27	CB6
53	i	4194.76	1541.47	3381.00	3318.66	246.42	0.00	8.37	12444.26	48.98	0.00	25.63	25.63	
	j	1891.87	663.38	1459.26	1344.80	115.90	0.00	-3.02	5356.29	-60.18	0.00	-10.74	-10.74	-
54	i	1891.87	663.38	1459.26	1344.80	115.90	0.00	4.15	5363.46	47.13	0.00	11.50	11.50	
	j	-16.49	-3.44	-7.86	-1.27	-1.28	0.00	-3.25	-32.31	-77.13	0.00	-9.88	-9.88	CB7
55	i	-16.49	-3.44	-7.86	-1.27	-1.27	0.00	-0.16	-29.22	-37.43	0.00	-0.37	-0.37	
	j	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.26	-0.28	15.46	0.00	-1.17	-1.17	
56	i	0.00	-0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.06	-0.08	-0.77	0.00	-0.23	-0.23	-
	j	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.06	-0.06	0.40	0.00	-0.24	-0.24	

: 단면 중앙 절점

[Girder 2]

요소 번호	절점 번호	거더자중	고정하중		활하중		원심하중	레일종하중	주하중 합계	풍하중	차량횡하중	시동하중	제동하중	비 고
			합성전	합성후	MAX	MIN								
22	i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.16	-0.16	-0.12	0.00	-0.90	-0.90	
	j	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.07	-0.08	-0.22	0.00	-0.05	-0.05	-
23	i	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	-1.00	-1.01	0.65	0.00	-11.04	-11.04	
	j	-16.49	-2.22	-3.50	0.45	0.45	0.00	2.18	-19.58	-0.76	0.00	21.80	21.80	CB1
24	i	-16.49	-2.22	-3.50	0.45	0.45	0.00	42.24	20.48	1.46	0.00	147.44	147.44	
	j	1892.21	624.87	1289.25	1422.53	45.27	0.00	33.56	5262.42	-0.49	0.00	116.61	116.61	-
25	i	1892.21	624.87	1289.25	1422.53	45.27	0.00	43.30	5272.16	1.43	0.00	150.37	150.37	
	j	4195.60	1486.73	3103.95	3571.60	128.44	0.00	31.17	12389.05	-0.19	0.00	107.67	107.67	CB2
26	i	4195.60	1486.73	3103.95	3571.60	128.44	0.00	50.34	12408.22	0.33	0.00	173.86	173.86	
	j	6054.18	2232.42	4721.57	5674.45	227.38	0.00	38.84	18721.46	-0.81	0.00	133.61	133.61	-
27	i	6054.18	2232.42	4721.57	5674.45	227.38	0.00	53.84	18736.46	0.60	0.00	185.73	185.73	
	j	9655.78	3637.12	7704.75	8979.51	375.54	0.00	23.24	30000.40	4.23	0.00	79.20	79.20	CB3
28	i	9655.78	3637.12	7704.76	8979.51	375.54	0.00	45.22	30022.39	2.93	0.00	155.50	155.50	
	j	10856.44	4103.16	8695.00	10057.04	424.59	0.00	14.68	33726.32	5.30	0.00	49.18	49.18	CB4
29	i	10856.44	4103.16	8695.00	10057.04	424.59	0.00	36.30	33747.94	5.51	0.00	124.20	124.20	
	j	9655.78	3637.12	7704.76	8979.51	375.54	0.00	5.76	29982.93	4.34	0.00	18.02	18.02	CB5
30	i	9655.78	3637.12	7704.75	8979.51	375.54	0.00	27.65	30004.81	5.64	0.00	94.03	94.03	
	j	6054.18	2232.42	4721.57	5674.45	227.38	0.00	-2.71	18679.91	3.17	0.00	-11.83	-11.83	-
31	i	6054.18	2232.42	4721.57	5674.45	227.38	0.00	11.82	18694.44	1.96	0.00	39.64	39.64	
	j	4195.60	1486.73	3103.95	3571.60	128.44	0.00	1.24	12359.12	2.03	0.00	0.00	0.00	CB6
32	i	4195.60	1486.73	3103.95	3571.60	128.44	0.00	7.65	12365.53	2.26	0.00	25.73	25.73	
	j	1892.21	624.87	1289.25	1422.53	45.27	0.00	-3.15	5225.71	2.53	0.00	-17.59	-17.59	-
33	i	1892.21	624.87	1289.25	1422.53	45.27	0.00	3.72	5232.58	0.87	0.00	10.47	10.47	
	j	-16.49	-2.22	-3.50	0.45	0.45	0.00	-4.01	-25.77	0.86	0.00	-22.48	-22.48	CB7
34	i	-16.49	-2.22	-3.50	0.45	0.45	0.00	-2.33	-24.09	-0.53	0.00	-21.81	-21.81	
	j	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	1.27	1.26	0.56	0.00	11.45	11.45	
35	i	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.06	0.05	-0.22	0.00	0.01	0.01	-
	j	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15	0.15	-0.13	0.00	0.80	0.80	

: 단면 중앙 절점

[Girder 3]

요소 번호	절점 번호	거더자중	고정하중		활하중		원심하중	레일종하중	주하중 합계	풍하중	차량횡하중	시동하중	제동하중	비 고
			합성전	합성후	MAX	MIN								
1	i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.10	0.10	1.68	0.00	0.43	0.43	
	j	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.10	0.09	0.76	0.00	0.46	0.46	-
2	i	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.79	0.78	18.82	0.00	2.59	2.59	
	j	-16.49	-3.11	-7.76	-0.07	-0.07	0.00	0.06	-27.37	-19.99	0.00	1.33	1.33	CB1
3	i	-16.49	-3.11	-7.76	-0.07	-0.08	0.00	43.90	16.47	603.23	0.00	152.35	152.35	
	j	1891.87	637.30	1453.11	1524.09	35.11	0.00	36.00	5542.37	36.23	0.00	123.88	123.88	-
4	i	1891.87	637.30	1453.11	1524.09	35.11	0.00	45.32	5551.69	499.87	0.00	156.63	156.63	
	j	4194.76	1487.63	3368.76	3807.78	85.31	0.00	33.48	12892.41	-106.76	0.00	115.21	115.21	CB2
5	i	4194.76	1487.63	3368.76	3807.78	85.31	0.00	52.90	12911.83	297.34	0.00	182.13	182.13	
	j	6052.85	2186.01	4910.90	6020.00	131.05	0.00	41.50	19211.26	-57.64	0.00	142.72	142.72	-
6	i	6052.85	2186.01	4910.90	6020.00	131.06	0.00	56.20	19225.96	233.11	0.00	193.61	193.61	
	j	9655.66	3527.60	7973.45	10065.74	123.74	0.00	25.38	31247.83	-152.58	0.00	86.56	86.56	CB3
7	i	9655.66	3527.60	7973.45	10065.74	123.74	0.00	46.72	31269.17	67.36	0.00	160.59	160.59	
	j	10856.54	3976.93	8996.70	11374.16	125.44	0.00	16.10	35220.43	-90.81	0.00	54.00	54.00	CB4
8	i	10856.54	3976.93	8996.70	11374.16	125.44	0.00	37.47	35241.80	41.02	0.00	128.22	128.22	
	j	9655.66	3527.60	7973.45	10065.74	123.74	0.00	6.90	31229.35	-24.93	0.00	21.74	21.74	CB5
9	i	9655.66	3527.60	7973.45	10065.74	123.74	0.00	28.19	31250.64	-85.24	0.00	95.61	95.61	
	j	6052.85	2186.01	4910.90	6020.00	131.06	0.00	-2.50	19167.26	56.54	0.00	-10.96	-10.96	-
10	i	6052.85	2186.01	4910.90	6020.00	131.05	0.00	12.03	19181.79	-39.86	0.00	38.90	38.90	
	j	4194.76	1487.63	3368.76	3807.78	85.31	0.00	1.07	12860.00	18.73	0.00	2.21	2.21	CB6
11	i	4194.76	1487.63	3368.76	3807.78	85.31	0.00	8.01	12866.94	-46.71	0.00	25.23	25.23	
	j	1891.87	637.30	1453.11	1524.09	35.11	0.00	-3.13	5503.24	63.71	0.00	-11.28	-11.28	-
12	i	1891.87	637.30	1453.11	1524.09	35.11	0.00	3.83	5510.20	-46.13	0.00	11.48	11.48	
	j	-16.49	-3.11	-7.76	-0.07	-0.08	0.00	-3.32	-30.75	78.17	0.00	-11.85	-11.85	CB7
13	i	-16.49	-3.11	-7.76	-0.07	-0.07	0.00	-0.23	-27.66	37.71	0.00	-2.12	-2.12	
	j	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.39	-0.40	-15.89	0.00	-0.99	-0.99	
14	i	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	-0.09	-0.10	0.65	0.00	-0.40	-0.40	-
	j	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-0.09	0.91	-0.53	0.00	-0.37	-0.37	

: 단면 중앙 절점

② Shear Force

[Girder 1]

요소 번호	절점 번호	거더자중	고정하중		활하중		원심하중	레일종하중	주하중 합계	풍하중	차량횡하중	시동하중	제동하중	비 고
			합성전	합성후	MAX	MIN								
43	i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.56	-0.56	-46.58	0.00	0.15	-1.14	
	j	0.00	0.41	0.93	0.15	0.15	0.00	-0.56	0.93	-46.58	0.00	0.15	-1.14	-
44	i	0.00	0.41	0.93	0.15	0.15	0.00	0.29	1.78	-63.32	0.00	-0.14	2.56	
	j	52.77	10.59	24.17	3.92	3.92	0.00	0.29	91.74	-63.32	0.00	-0.14	2.56	CB1
45	i	-1038.61	-349.70	-770.75	-64.62	-679.06	0.00	3.08	-2220.60	-284.60	0.00	-0.58	9.94	
	j	-869.75	-317.13	-696.37	-52.55	-667.00	0.00	3.08	-1932.72	-284.60	0.00	-0.58	9.94	-
46	i	-869.75	-317.13	-696.37	-52.55	-667.00	0.00	3.26	-1932.54	-202.66	0.00	-1.33	11.16	
	j	-690.02	-268.27	-584.79	-34.46	-648.91	0.00	3.26	-1574.28	-202.66	0.00	-1.33	11.16	CB2
47	i	-690.02	-268.27	-584.79	-34.46	-648.91	0.00	3.42	-1574.12	-122.38	0.00	-1.28	11.99	
	j	-587.02	-220.88	-476.56	-16.91	-631.36	0.00	3.42	-1297.95	-122.38	0.00	-1.28	11.99	-
48	i	-584.49	-242.20	-528.78	-60.05	-409.53	0.00	3.57	-1411.95	-46.51	0.00	-1.26	12.51	
	j	-294.24	-108.66	-223.81	-10.59	-360.07	0.00	3.57	-633.73	-46.51	0.00	-1.26	12.51	CB3
49	i	-291.57	-125.25	-278.13	35.90	-226.83	0.00	3.62	-655.43	-18.99	0.00	-1.44	12.65	
	j	-1.32	8.29	26.84	85.36	-177.38	0.00	3.62	122.79	-18.99	0.00	-1.44	12.65	CB4
50	i	1.32	-8.29	-26.84	177.38	-85.36	0.00	3.62	147.19	-4.28	0.00	-1.44	12.68	
	j	291.57	125.25	278.13	226.83	-35.90	0.00	3.62	925.40	-4.28	0.00	-1.44	12.68	CB5
51	i	294.24	108.66	223.81	360.07	10.59	0.00	3.61	990.39	16.95	0.00	-1.32	12.66	
	j	584.49	242.20	528.78	409.53	60.05	0.00	3.61	1768.61	16.95	0.00	-1.32	12.66	-
52	i	587.02	220.88	476.56	631.36	16.91	0.00	3.75	1919.57	19.87	0.00	-2.11	12.66	
	j	690.02	268.27	584.79	648.91	34.46	0.00	3.75	2195.74	19.87	0.00	-2.11	12.66	CB6
53	i	690.02	268.27	584.79	648.91	34.46	0.00	3.79	2195.78	36.05	0.00	-2.28	12.12	
	j	869.75	317.13	696.37	667.00	52.55	0.00	3.79	2554.04	36.05	0.00	-2.28	12.12	-
54	i	869.75	317.13	696.37	667.00	52.55	0.00	3.70	2553.95	62.13	0.00	-1.58	10.69	
	j	1038.61	349.70	770.75	679.06	64.62	0.00	3.70	2841.82	62.13	0.00	-1.58	10.69	CB7
55	i	-52.77	-10.59	-24.17	-3.92	-3.92	0.00	0.16	-91.29	-84.62	0.00	-0.64	1.29	
	j	0.00	-0.41	-0.93	-0.15	-0.15	0.00	0.16	-1.33	-84.62	0.00	-0.64	1.29	
56	i	0.00	-0.41	-0.93	-0.15	-0.15	0.00	0.05	-1.44	-46.53	0.00	-0.17	0.33	-
	j	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05	-46.53	0.00	-0.17	0.33	

: 단부(교량받침부 절점)

[Girder 2]

요소 번호	절점 번호	거더자중	고정하중		활하중		원심하중	레일종하중	주하중 합계	풍하중	차량횡하중	시동하중	제동하중	비 고
			합성전	합성후	MAX	MIN								
22	i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.75	-3.75	4.09	0.00	7.16	-33.92	
	j	0.00	0.26	0.41	-0.05	-0.05	0.00	-3.75	-3.13	4.09	0.00	7.16	-33.92	-
23	i	0.00	0.26	0.41	-0.05	-0.05	0.00	-5.09	-4.47	2.27	0.00	11.03	-52.54	
	j	52.77	6.83	10.78	-1.38	-1.38	0.00	-5.09	63.91	2.27	0.00	11.03	-52.54	CB1
24	i	-1038.78	-324.04	-662.96	-20.29	-708.92	0.00	4.34	-2041.73	0.98	0.00	-1.81	15.42	
	j	-869.92	-303.04	-629.79	-24.54	-713.17	0.00	4.34	-1822.95	0.98	0.00	-1.81	15.42	-
25	i	-869.92	-303.04	-629.79	-24.54	-713.17	0.00	4.04	-1823.25	0.54	0.00	-2.50	14.23	
	j	-690.19	-271.53	-580.02	-30.91	-719.54	0.00	4.04	-1568.61	0.54	0.00	-2.50	14.23	CB2
26	i	-690.19	-271.53	-580.02	-30.91	-719.54	0.00	3.95	-1568.70	0.39	0.00	-2.50	13.83	
	j	-587.19	-240.97	-531.74	-37.09	-725.72	0.00	3.95	-1393.04	0.39	0.00	-2.50	13.83	-
27	i	-584.34	-214.36	-431.82	79.96	-488.19	0.00	3.73	-1146.83	-0.45	0.00	-1.55	12.99	
	j	-294.10	-128.25	-295.79	62.54	-505.60	0.00	3.73	-651.87	-0.45	0.00	-1.55	12.99	CB3
28	i	-291.55	-99.89	-188.78	174.19	-298.57	0.00	3.72	-402.31	-0.29	0.00	-1.97	12.97	
	j	-1.30	-13.78	-52.75	156.78	-315.99	0.00	3.72	92.67	-0.29	0.00	-1.97	12.97	CB4
29	i	1.30	13.78	52.75	315.99	-156.78	0.00	3.72	387.54	0.14	0.00	-1.98	12.95	
	j	291.55	99.89	188.78	298.57	-174.19	0.00	3.72	882.51	0.14	0.00	-1.98	12.95	CB5
30	i	294.10	128.25	295.79	505.60	-62.54	0.00	3.70	1227.44	0.30	0.00	-1.58	12.91	
	j	584.34	214.36	431.82	488.19	-79.96	0.00	3.70	1722.41	0.30	0.00	-1.58	12.91	-
31	i	587.19	240.97	531.74	725.72	37.09	0.00	3.64	2089.26	0.12	0.00	-2.88	13.62	
	j	690.19	271.53	580.02	719.54	30.91	0.00	3.64	2264.92	0.12	0.00	-2.88	13.62	CB6
32	i	690.19	271.53	580.02	719.54	30.91	0.00	3.60	2264.88	-0.10	0.00	-3.10	14.44	
	j	869.92	303.04	629.79	713.17	24.54	0.00	3.60	2519.52	-0.10	0.00	-3.10	14.44	-
33	i	869.92	303.04	629.79	713.17	24.54	0.00	3.87	2519.79	0.00	0.00	-2.74	16.48	
	j	1038.78	324.04	662.96	708.92	20.29	0.00	3.87	2738.57	0.00	0.00	-2.74	16.48	CB7
34	i	-52.77	-6.83	-10.78	1.38	1.38	0.00	-5.76	-74.76	-1.74	0.00	9.94	-53.21	
	j	0.00	-0.26	-0.41	0.05	0.05	0.00	-5.76	-6.38	-1.74	0.00	9.94	-53.21	
35	i	0.00	-0.26	-0.41	0.05	0.05	0.00	-3.44	-4.06	-3.86	0.00	6.42	-31.74	-
	j	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-3.44	-3.44	-3.86	0.00	6.42	-31.74	

: 단부(교량받침부 절점)

[Girder 3]

요소 번호	절점 번호	거더자중	고정하중		활하중		원심하중	레일종하중	주하중 합계	풍하중	차량횡하중	시동하중	제동하중	비 고
			합성전	합성후	MAX	MIN								
1	i	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.01	45.76	0.00	-0.05	-1.17	
	j	0.00	0.37	0.92	0.01	0.01	0.00	-0.01	1.29	45.76	0.00	-0.05	-1.17	-
2	i	0.00	0.37	0.92	0.01	0.01	0.00	1.17	2.47	62.09	0.00	-0.03	2.03	
	j	52.77	9.56	23.89	0.22	0.22	0.00	1.17	87.61	62.09	0.00	-0.03	2.03	CB1
3	i	-1038.61	-334.91	-767.19	-17.93	-762.43	0.00	3.95	-2154.69	283.50	0.00	3.00	14.24	
	j	-869.75	-305.50	-693.68	-17.25	-761.74	0.00	3.95	-1882.23	283.50	0.00	3.00	14.24	-
4	i	-869.75	-305.50	-693.68	-17.25	-761.74	0.00	3.95	-1882.23	202.21	0.00	2.92	13.81	
	j	-690.02	-261.39	-583.42	-16.22	-760.71	0.00	3.95	-1547.10	202.21	0.00	2.92	13.81	CB2
5	i	-690.02	-261.39	-583.42	-16.22	-760.71	0.00	3.92	-1547.13	121.99	0.00	2.70	13.54	
	j	-587.02	-218.60	-476.47	-15.22	-759.72	0.00	3.92	-1293.39	121.99	0.00	2.70	13.54	-
6	i	-584.49	-223.89	-524.17	37.96	-543.57	0.00	3.76	-1290.83	47.04	0.00	0.88	13.06	
	j	-294.24	-103.32	-222.79	40.77	-540.76	0.00	3.76	-575.82	47.04	0.00	0.88	13.06	CB3
7	i	-291.57	-115.08	-275.48	156.87	-325.84	0.00	3.73	-521.53	19.29	0.00	1.37	13.00	
	j	-1.32	5.49	25.91	159.68	-323.03	0.00	3.73	193.49	19.29	0.00	1.37	13.00	CB4
8	i	1.32	-5.49	-25.91	323.03	-159.68	0.00	3.73	296.68	4.17	0.00	1.37	12.99	
	j	291.57	115.08	275.48	325.84	-156.87	0.00	3.73	1011.70	4.17	0.00	1.37	12.99	CB5
9	i	294.24	103.32	222.79	540.76	-40.77	0.00	3.74	1164.85	-17.29	0.00	0.87	13.00	
	j	584.49	223.89	524.17	543.57	-37.96	0.00	3.74	1879.86	-17.29	0.00	0.87	13.00	-
10	i	587.02	218.60	476.47	759.72	15.22	0.00	3.77	2045.58	-19.90	0.00	2.58	12.61	
	j	690.02	261.39	583.42	760.71	16.22	0.00	3.77	2299.31	-19.90	0.00	2.58	12.61	CB6
11	i	690.02	261.39	583.42	760.71	16.22	0.00	3.71	2299.25	-36.00	0.00	2.76	12.17	
	j	869.75	305.50	693.68	761.74	17.25	0.00	3.71	2634.38	-36.00	0.00	2.76	12.17	-
12	i	869.75	305.50	693.68	761.74	17.25	0.00	3.58	2634.25	-62.15	0.00	2.47	11.66	
	j	1038.61	334.91	767.19	762.43	17.93	0.00	3.58	2906.72	-62.15	0.00	2.47	11.66	CB7
13	i	-52.77	-9.56	-23.89	-0.22	-0.22	0.00	0.27	-86.17	85.75	0.00	-0.69	-1.81	
	j	0.00	-0.37	-0.92	-0.01	-0.01	0.00	0.27	-1.03	85.75	0.00	-0.69	-1.81	-
14	i	0.00	-0.37	-0.92	-0.01	-0.01	0.00	0.12	-1.18	47.30	0.00	-0.53	-1.28	
	j	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12	0.12	47.30	0.00	-0.53	-1.28	

: 단부(교량받침부 절점)

(2) 부재력 요약

※ 주하중(P) : 고정하중+활하중+원심하중+장대레일종하중

※ 주하중에 해당하는 특수하중(PP) : 지점침하(SD)

※ 부하중(S) : 풍하중(W), 시동하중(S), 제동하중(B), 차량횡하중(LF) 중 택1

※ 부하중에 해당하는 특수하중(PA) : 온도하중(T), 지진하중(E), 탈선하중(DR) 중 택1

※ 하중조합 선정

• 휨모멘트 : 외측거더

하중조합	휨모멘트(kN · m)	비고
COMB.1	35,204.33	P+PP+T
COMB.2	35,204.33	P+PP+LF
COMB.3	35,216.18	P+PP+S
COMB.4	35,216.18	P+PP+B
COMB.5	35,807.56	P+PP+W
COMB.6	35,807.56	P+PP+LF+W
COMB.7	35,819.41	P+PP+S+W
COMB.8	35,819.41	P+PP+B+W

• 휨모멘트 : 내측거더

하중조합	휨모멘트(kN · m)	비고
COMB.1	33,711.64	P+PP+T
COMB.2	33,711.64	P+PP+LF
COMB.3	33,897.37	P+PP+S
COMB.4	33,897.37	P+PP+B
COMB.5	33,717.15	P+PP+W
COMB.6	33,717.15	P+PP+LF+W
COMB.7	33,902.88	P+PP+S+W
COMB.8	33,902.88	P+PP+B+W

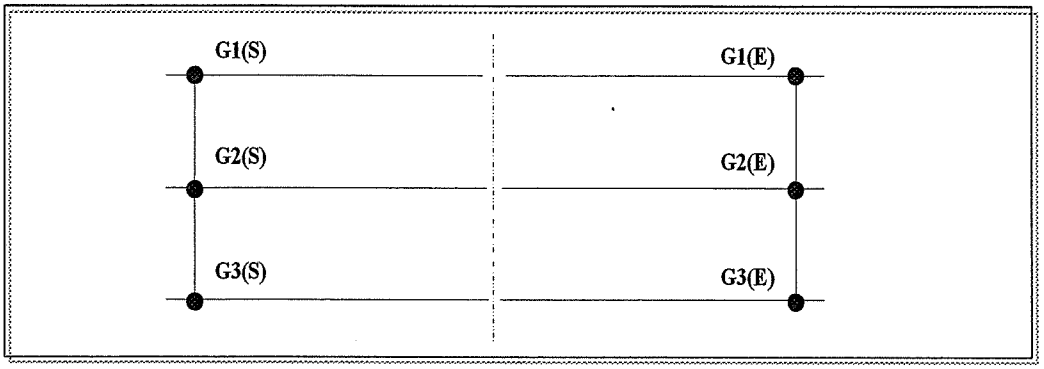
• 전단력 : 외측거더

하중조합	전단력(kN)	비고
COMB.1	2,903.14	P+PP+T
COMB.2	2,903.14	P+PP+LF
COMB.3	2,906.14	P+PP+S
COMB.4	2,917.38	P+PP+B
COMB.5	3,186.64	P+PP+W
COMB.6	3,186.64	P+PP+LF+W
COMB.7	3,189.64	P+PP+S+W
COMB.8	3,200.88	P+PP+B+W

• 전단력 : 내측거더

하중조합	전단력(kN)	비고
COMB.1	2,751.50	P+PP+T
COMB.2	2,751.50	P+PP+LF
COMB.3	2,762.53	P+PP+S
COMB.4	2,767.98	P+PP+B
COMB.5	2,755.59	P+PP+W
COMB.6	2,755.59	P+PP+LF+W
COMB.7	2,766.62	P+PP+S+W
COMB.8	2,772.07	P+PP+B+W

(3) 하중별 반력

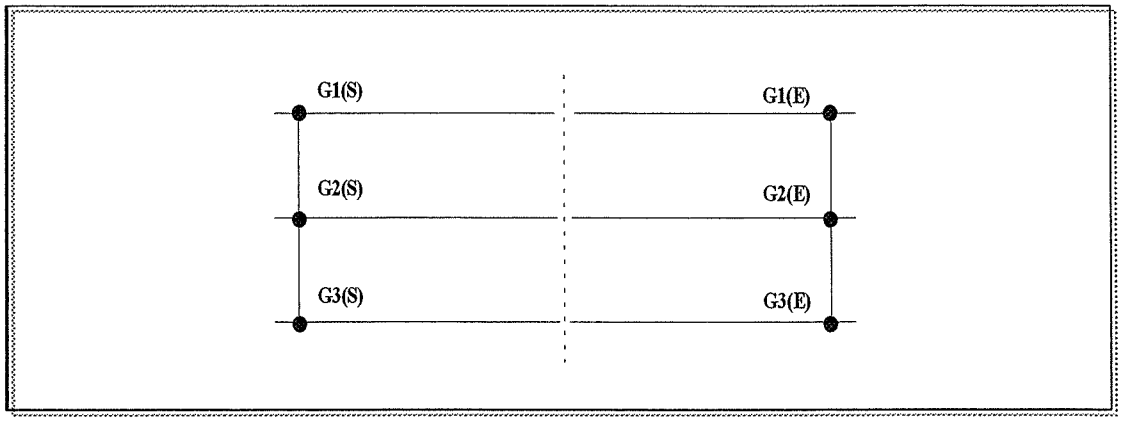


☞ G1(S)~G3(S) : 시점측 지점, G1(E)~G3(E) : 종점측 지점

하 중 구 분	받침 기호	반력(kN)	받침 기호	반력(kN)
거더자중	G1(S)	1,092.74	G1(E)	1,092.74
	G2(S)	1,096.71	G2(E)	1,096.71
	G3(S)	1,092.74	G3(E)	1,092.74
합성전 고정하중	G1(S)	373.56	G1(E)	373.56
	G2(S)	327.95	G2(E)	327.95
	G3(S)	334.10	G3(E)	334.10
합성후 고정하중	G1(S)	808.25	G1(E)	808.25
	G2(S)	654.18	G2(E)	654.18
	G3(S)	797.32	G3(E)	797.32
활하중 (Envelope)	G1(S)	528.82	G1(E)	528.82
	G2(S)	1,194.22	G2(E)	1,194.22
	G3(S)	953.77	G3(E)	953.77
원심하중	G1(S)	0.00	G1(E)	0.00
	G2(S)	0.00	G2(E)	0.00
	G3(S)	0.00	G3(E)	0.00
장대레일하중	G1(S)	-3.27	G1(E)	3.34
	G2(S)	-10.48	G2(E)	10.34
	G3(S)	-2.95	G3(E)	3.02

하 중 구 분	받침 기호	반력(kN)	받침 기호	반력(kN)
풍하중 (Envelope)	G1(S)	316.77	G1(E)	227.76
	G2(S)	1.06	G2(E)	1.85
	G3(S)	-317.69	G3(E)	-229.61
차량횡하중	G1(S)	0.00	G1(E)	0.00
	G2(S)	0.00	G2(E)	0.00
	G3(S)	0.00	G3(E)	0.00
시동하중	G1(S)	-7.19	G1(E)	6.83
	G2(S)	-72.14	G2(E)	72.85
	G3(S)	-14.45	G3(E)	14.10
제동하중	G1(S)	-7.19	G1(E)	6.83
	G2(S)	-72.14	G2(E)	72.85
	G3(S)	-14.45	G3(E)	14.10

4.4 하중조합별 반력 산정



☞ G1(S)~G3(S) : 시점측 지점, G1(E)~G3(E) : 종점측 지점

하중조합		위치	반력(kN)	위치	반력(kN)
COMB.1	P+PP+T	G1(S)	2,800.10	G1(E)	2,806.71
		G2(S)	3,262.58	G2(E)	3,283.41
		G3(S)	3,174.97	G3(E)	3,180.95
COMB.2	P+PP+LF	G1(S)	2,800.10	G1(E)	2,806.71
		G2(S)	3,262.58	G2(E)	3,283.41
		G3(S)	3,174.97	G3(E)	3,180.95
COMB.3	P+PP+S	G1(S)	2,792.91	G1(E)	2,813.55
		G2(S)	3,190.45	G2(E)	3,356.26
		G3(S)	3,160.52	G3(E)	3,195.04
COMB.4	P+PP+B	G1(S)	2,792.91	G1(E)	2,813.55
		G2(S)	3,190.45	G2(E)	3,356.26
		G3(S)	3,160.52	G3(E)	3,195.04
COMB.5	P+PP+W	G1(S)	3,116.87	G1(E)	3,034.47
		G2(S)	3,263.64	G2(E)	3,285.26
		G3(S)	2,857.29	G3(E)	2,951.33
COMB.6	P+PP+LF+W	G1(S)	3,116.87	G1(E)	3,034.47
		G2(S)	3,263.64	G2(E)	3,285.26
		G3(S)	2,857.29	G3(E)	2,951.33
COMB.7	P+PP+S+W	G1(S)	3,109.68	G1(E)	3,041.31
		G2(S)	3,191.50	G2(E)	3,358.11
		G3(S)	2,842.83	G3(E)	2,965.43
COMB.8	P+PP+B+W	G1(S)	3,109.68	G1(E)	3,041.31
		G2(S)	3,191.50	G2(E)	3,358.11
		G3(S)	2,842.83	G3(E)	2,965.43

4.5 휨응력 산정

4.5.1 정모멘트 최대단면

가. 정모멘트 최대부 외측 거더의 휨응력 집계표

구분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (mm^2)		단면의 휨응력(MPa)						PS강연선의 응력 (MPa)
				슬래브 상 연	SCP 거더					
					강재 상연	강재 하연	콘크리트 상연	콘크리트 하연	강연선 도심위치	
거더 자중	10,857	Z_{st4}	1,495,916,233		-46.19					
		Z_{sb4}	1,757,541,546			39.32				
		Z_{ct4}	1,511,981,296				-7.18			
		Z_{cb4}	1,779,759,065					6.10		
		Z_{p4}	2,080,303,436						5.22	
합성 전 고정 하중	3,977	Z_{st4}	1,495,916,233		-16.92					
		Z_{sb4}	1,757,541,546			14.40				
		Z_{ct4}	1,511,981,296				-2.63			
		Z_{cb4}	1,779,759,065					2.23		
		Z_{p4}	2,080,303,436						1.91	11.87
합성 후 고정 하중	8,997	Z_{st6}	2,967,738,229		-19.30					
		Z_{sb6}	2,123,830,238			26.96				
		Z_{ct6}	3,009,144,999				-2.99			
		Z_{cb6}	2,144,952,486					4.19		
		Z_{p6}	2,420,014,229						3.72	23.09
		Z_{dt6}	2,472,519,795	-3.64						
활하 중	11,374	Z_{st6}	2,967,738,229		-24.39					
		Z_{sb6}	2,123,830,238			34.09				
		Z_{ct6}	3,009,144,999				-3.78			
		Z_{cb6}	2,144,952,486					5.30		
		Z_{p6}	2,420,014,229						4.70	29.19
		Z_{dt6}	2,472,519,795	-4.60						
시제 동하 중	11.9	Z_{st6}	2,967,738,229		-0.03					
		Z_{sb6}	2,123,830,238			0.04				
		Z_{ct6}	3,009,144,999				0.00			
		Z_{cb6}	2,144,952,486					0.01		
		Z_{p6}	2,420,014,229						0.00	0.03
		Z_{dt6}	2,472,519,795	0.00						
풍하 중	603.2	Z_{st6}	2,967,738,229		-1.29					
		Z_{sb6}	2,123,830,238			1.81				
		Z_{ct6}	3,009,144,999				-0.20			
		Z_{cb6}	2,144,952,486					0.28		
		Z_{p6}	2,420,014,229						0.25	1.55
		Z_{dt6}	2,472,519,795	-0.02						
계	35,819			-8.27	-108.12	116.61	-16.78	18.12	15.80	65.72

여기서, $Z_{st4}, Z_{sb4}, Z_{ct4}, Z_{cb4}, Z_{p4}$는 콘크리트 단면으로 환산한 합성전단면임.

$Z_{st5}, Z_{sb5}, Z_{ct5}, Z_{cb5}, Z_{p5}, Z_{dt5}$는 콘크리트 단면으로 환산한 합성후단면임.

나. 정모멘트 최대부내측 거더의 휨응력 검토

구분	모멘트 (kN·m)	단면계수 (mm^2)		단면의 휨응력(MPa)						PS강연선의 응력 (MPa)
				슬래브 상 연	SCP 거더					
					강재 상연	강재 하연	콘크리트 상연	콘크리트 하연	강연선 도심위치	
거더 자중	10,856	Z_{st4}	1,495,916,233		-46.19					
		Z_{sb4}	1,757,541,546			39.32				
		Z_{ct4}	1,511,981,296				-7.18			
		Z_{cb4}	1,779,759,065					6.10		
		Z_{p4}	2,080,303,436						5.22	
합성 전 고정하중	4,103	Z_{st4}	1,495,916,233		-17.46					
		Z_{sb4}	1,757,541,546			14.86				
		Z_{ct4}	1,511,981,296				-2.71			
		Z_{cb4}	1,779,759,065					2.31		
		Z_{p4}	2,080,303,436						1.97	12.25
합성 후 고정하중	8,695	Z_{st6}	2,711,699,862		-20.41					
		Z_{sb6}	2,082,141,330			26.58				
		Z_{ct6}	2,748,015,110				-3.16			
		Z_{cb6}	2,103,485,437					4.13		
		Z_{p6}	2,382,620,651						3.65	22.66
		Z_{dt6}	2,274,242,740	-3.82						
활하중	10,057	Z_{st6}	2,711,699,862		-23.61					
		Z_{sb6}	2,082,141,330			30.74				
		Z_{ct6}	2,748,015,110				-3.66			
		Z_{cb6}	2,103,485,437					4.78		
		Z_{p6}	2,382,620,651						4.22	26.21
		Z_{dt6}	2,274,242,740	-4.42						
시제동하중	185.7	Z_{st6}	2,711,699,862		-0.44					
		Z_{sb6}	2,082,141,330			0.57				
		Z_{ct6}	2,748,015,110				-0.07			
		Z_{cb6}	2,103,485,437					0.09		
		Z_{p6}	2,382,620,651						0.08	0.48
		Z_{dt6}	2,274,242,740	-0.08						
풍하중	5.5	Z_{st6}	2,711,699,862		-0.01					
		Z_{sb6}	2,082,141,330			0.02				
		Z_{ct6}	2,748,015,110				0.00			
		Z_{cb6}	2,103,485,437					0.00		
		Z_{p6}	2,382,620,651						0.00	0.01
		Z_{dt6}	2,274,242,740	0.00						
계	33,712			-8.33	-108.12	112.09	-16.79	17.41	15.14	61.62

여기서, $Z_{st4}, Z_{sb4}, Z_{ct4}, Z_{cb4}, Z_{p4}$는 콘크리트 단면으로 환산한 합성전단면임.

$Z_{st5}, Z_{sb5}, Z_{ct5}, Z_{cb5}, Z_{p5}, Z_{dt5}$는 콘크리트 단면으로 환산한 합성후단면임.

4.6 프리스트레스

4.6.1 중앙부 단면

가. 단면내에서의 긴장재 위치결정

1) 소요 PS강연선 개수의 약산

· 유효계수 $\eta = Pe / Pt = 0.8$ 로 가정 $\therefore Pt = Pe / 0.8$

· PS강연선의 소요 인장력(Pe)

$$Pe = \frac{\sum ft - fct}{1 + \frac{y_{cb3}}{r_3^2} \cdot ep3} Ac$$

여기서, $\sum ft$: 거더 콘크리트하연의 휨인장응력

fct : 콘크리트의 허용휨인장응력

Ac : 거더의 순단면력

y_{cb3} : 거더 순단면의 도심에서 콘크리트하연까지의 거리

r_3^2 : 거더 순단면의 단면2차 반경

e_{p3} : 거더 순단면의 도심과 쉬스관 도심과의 거리

$$Pe = \frac{\sum ft - fct}{1 + \frac{y_{cb3}}{r_3^2} \cdot e_{p3}} Ac = \frac{18.12 - 0}{1 + \frac{1,515}{1,314,603} \times 1,310} \times 1,766,737$$

$= 12,754,863$ N

$$\therefore Pt = \frac{Pe}{0.8} = \frac{12,754,863}{0.8} = 15,943,579 \text{ N} = 15,943.58 \text{ kN}$$

· 강연선 1 SET의 인장력(Pt')

$Pt' = 0.80 \times fpy \times AP = 0.80 \times 1,600 \times 3,051$

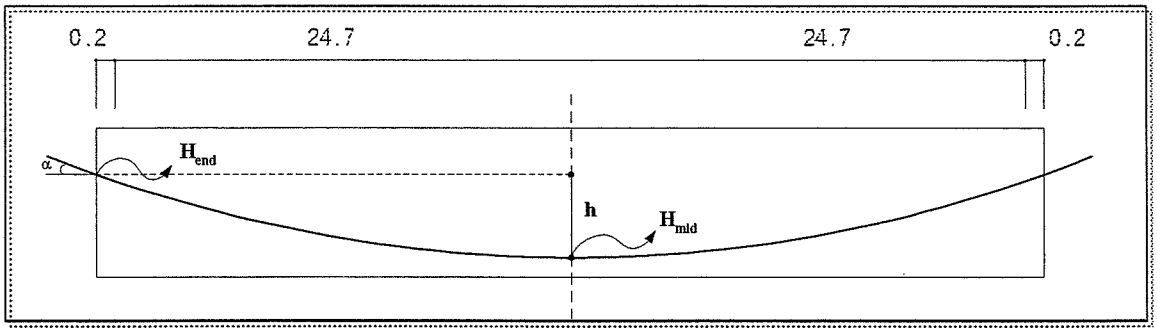
$= 3,905,792$ N $= 3,905.79$ kN

· 소요 PS강연선 SET 갯수(n)

$N = Pt / Pt' = 15,943.58 / 3,905.79 = 4.08$ EA

∴ PS강연선 7 SET 사용

2) PS강연선의 배치



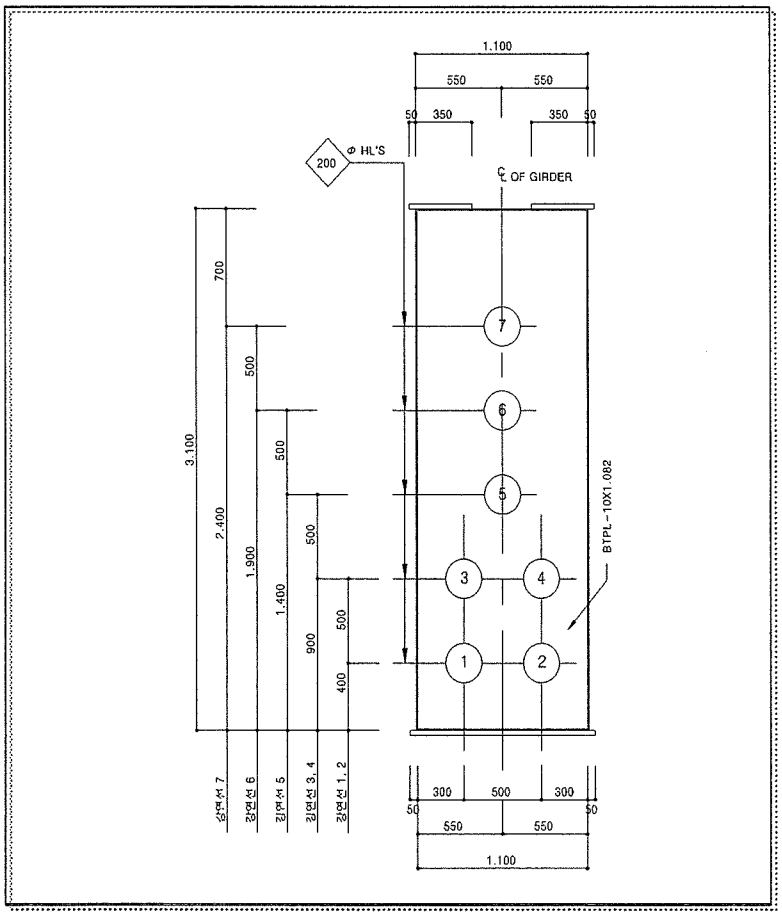
- l = 49.8 - 0.2 × 2 ea = 49.4 m

- $L_{strnad} = l + \frac{8}{3} \times \frac{H^2}{l} - \frac{32}{5} \times \frac{H^4}{l^3}$

- H = h (END) - h (MID)

- a = H ÷ (l / 2) ^{2} (기울기)

- α = Tan $^{-1}$ (2 · a · l/2) = Tan $^{-1}$ (a · l) (Radian)



< 강선 배치 단면도 - 단부 >

3) 강선배치 집계표

강선번호	H_{end}	H_{mid}	h	l(m)	a	α(Radian)	L_{strand}(m)	비 고
1	0.400	0.120	0.28	49.4	0.000459	0.022668	49.404	-
2	0.400	0.120	0.28	49.4	0.000459	0.022668	49.404	-
3	0.900	0.120	0.78	49.4	0.001278	0.063074	49.433	-
4	0.900	0.120	0.78	49.4	0.001278	0.063074	49.433	-
5	1.400	0.120	1.280	49.4	0.002098	0.103275	49.488	-
6	1.900	0.320	1.580	49.4	0.002590	0.127244	49.534	-
7	2.400	0.520	1.880	49.4	0.003082	0.151067	49.590	-
합 계				345.8		0.553071	346.287	-
평 균				49.4		0.079010	49.470	-

나. 긴장재의 긴장(jacking)응력 가정

fpt1 = min (0.94 × fpy, 0.80 × fpu) × 0.81

= min (0.94 × 1,600 , 0.80 × 1,900) × 0.81

fpt1 = 0.94 × 1,600 × 0.81 = 1,218 MPa

긴장력 = 1,218 × 3,051 = 3,717.34 kN

※ 긴장재의 신장량 계산 (도로설계편람 제5편 교량 2008 , P508-93)

$$\text{신장량} \quad \Delta \ell = \frac{P_t + P_{t1}}{A_p \times E_p} \times \text{강연선 길이}$$

여기서 , A_p : 강연선 면적 (mm^2)

E_p : 강연선 탄성계수 (MPa)

P_t : 긴장력 (kN)

P_{t1} : PS강연선의 초기응력(f_{pt}) x A_p

강연선 길이 : Lstrand / 2 (m)

강연선 번호	P_t (kN)	A_p (mm^2)	P_{t1} (kN)	E_p (MPa)	강연선길이 (L/2,m)	신장량 (mm)
1	3,717.3	3,051.4	3,072.3	200,000	24.7021	274.80
2	3,717.3	3,051.4	3,072.3	200,000	24.7021	274.80
3	3,717.3	3,051.4	3,044.2	200,000	24.7164	273.80
4	3,717.3	3,051.4	3,044.2	200,000	24.7164	273.80
5	3,717.3	3,051.4	3,013.2	200,000	24.7442	272.90
6	3,717.3	3,051.4	2,993.6	200,000	24.7672	272.40
7	3,717.3	3,051.4	2,976.7	200,000	24.7951	272.00

다. 프리스트레스의 즉시손실 결정

1) PS 강연선과 쉬스 사이의 마찰에 의한 손실량

$$\chi = \frac{L}{2} = \frac{49.470}{2} = 24.735 \quad m$$

곡률 마찰계수 $\mu = 0.25\ (1/rad)$

파상 마찰계수 $\chi = 0.005\ (1/m)$

$\chi \cdot \chi + \mu \cdot \alpha = 0.005 \times 24.734783 + 0.25 \times 0.0790101$

$= 0.143426435$

$\therefore fpf = fpt(1 - e^{-(\chi \cdot \chi + \mu \cdot \alpha)}) = 1,218 \times (1 - e^{-0.143426435}) = 163.00 \quad MPa$

2) 정착장치 활동량에 의한 손실량

· PS 강연선과 쉬스 사이에 마찰이 있는 경우

$\triangle l = \frac{AEP}{AP \cdot EP}$ 에서

$\therefore AEP = \triangle l \cdot AP \cdot EP = 0.6 \times 3,051 \times 7\ EA \times 200,000$

$= 25,631,760,000 \quad N \cdot mm$

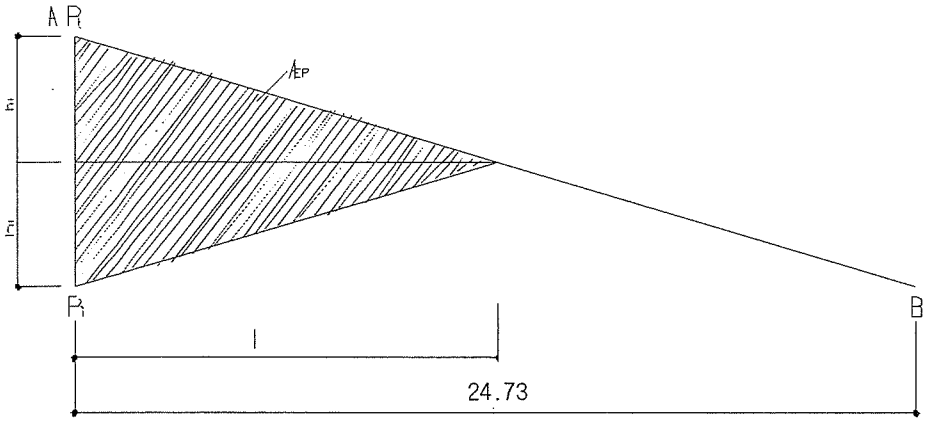
마찰에 의한 손실은 직선으로 변한다고 가정한다.

$Pt = 1,218 \times 3,051 \times 7\ EA = 26,021,363 \quad N$

$PB = (1,218 - 163) \times 3,051 \times 7 = 22,539,715 \quad N$

$\triangle Pt = Pt - PB = 26,021,363 - 22,539,715 = 3,481,647 \quad N$

$l_1 : h_1 = 24,735 : 3,481,647, \quad h_1 = l_1 \times 3,481,647 / 24,735$



$$AEP = \frac{1}{2} \times l_1 \times h_1 \times 2\ EA = \frac{3,481,647}{24,735} \times l_1^2 \quad 에서$$

$$\therefore l_1 = \sqrt{25,631,760,000 \times \frac{24,735}{3,481,647}} = 13,494 \quad mm$$

$= 13.494 \quad m \quad < \quad 24.735 \quad m$

$\therefore$ 정착장치의 활동량에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음.

3) 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

$$fpel = 0.5 \times \frac{Ep}{Eci} \times fcir = 0.5 \times \frac{Ep}{Eci} (fctg' + fdog)$$

여기서, Ep : PS 강연선의 탄성계수

Eci : 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 압축강도

$$Eci = 0.077 \times mc^{1.5} \times \sqrt[3]{(fci + 4.5)}$$

$$= 0.077 \times 2,350^{1.5} \times \sqrt[3]{(38.25 + 4.5)} = 30,672 \text{ MPa}$$

fcir : 정착직후 거더의 고정하중과 프리스트레스힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트 응력으로 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

fctg' : 순단면에서 프리스트레스에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 단면에서 계산

fdog : 거더 자중에 의한 PS 강연선 도심위치에서의 응력

$$fpt = fpt1 - fpf - fps = 1,218 - 163 - 0$$

$$= 1,055 \text{ MPa}$$

$$Pt' = N \times fpt \times Ap = 7 \times 1,055 \times 3,051$$

$$= 22,539,715 \text{ N}$$

$$fctg' = \frac{Pt'}{Ac3} + \frac{Pt' \times e_{p3}}{Zc3}$$

$$= \frac{22,539,715}{1,766,737} + \frac{22,539,715 \times 1,310}{1,773,411,127}$$

$$= 29.40 \text{ MPa (압축)}$$

$$fdog = \frac{Md}{Zp3} = \frac{10,857 \times 10^{6}}{1,773,411,127} = -6.12 \text{ MPa (인장)}$$

(Md : 거더 자중에 의한 절점5의 모멘트)

$$fcir = \frac{N - 1}{N} fctg' + fdog$$

$$= \frac{6}{7} \times 29.40 - 6.12 = 19.08 \text{ MPa}$$

$$\therefore fpel = 0.5 \times \frac{Ep}{Eci} \times fcir = 0.5 \times \frac{200,000}{30,672} \times 19.08$$

$$= 62.21 \text{ MPa}$$

4) PS 강연선의 초기응력 결정

$$fpt = fpt1 - fpf - fps - fpel$$

$$= 1,218.24 - 163.00 - 62.21 = 993.03 \quad MPa$$

라. 프리스트레스의 시간적 손실 결정

1) 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\triangle fpch = 0.8 \times (119 - 1.05 \times Hr)$$

(Hr : 주위의 연평균 상대습도, 국내 평균 상대습도 = 70%)

$$= 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \quad MPa$$

2) 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$$\triangle fpcr = 12 \times fcir1 - 7 \times fcds$$

여기서, fcir : 정착직후 거더의 고정하중과 프리스트레스힘에 의해 발생하는 긴장재 중심에서의 콘크리트응력으로 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

fcds : 프리스트레스를 가할 당시 존재하는 고정하중을 제외한 그 후 모든 고정하중에 의해 발생하는 PS 강연선 중심에서의 콘크리트 응력

$$fcir1 = \frac{Pt}{AC3} + \frac{Pt \cdot ep3}{Zp3} - \frac{Md}{Zp3}$$

$$= \frac{21,210,927}{1,766,737} + \frac{21,210,927 \times 1,310}{1,773,411,127} - \frac{10,857 \times 10^{6}}{1,773,411,127}$$

$$= 21.55 \quad MPa$$

$$fcds = 1.91 + 3.72 = 5.63 \quad MPa \quad (휨응력 참조)$$

$$\therefore \triangle fpcr = 12 \times 21.55 - 7 \times 5.63 = 219.17 \quad MPa$$

3) PS 강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

- 저릴랙세이션 강연선 사용

$$\triangle fpr = 35 - 0.07 \times \triangle fpf - 0.1 \times \triangle fpel - 0.05 \times (\triangle fpsh + \triangle fper)$$

여기서, △fpf : 고려되는 시점인 0.7fpu 이하에서 마찰손실에 의한 응력 감소량

△fpel : 콘크리트 탄성수축에 의한 손실량

△fpsh : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

△fper : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

$$\therefore \triangle fpr = 35 - 0.07 \times 163.00 - 0.1 \times 62.21 - 0.05 \times (36.40 + 219.17) = 4.59 \quad MPa$$

4) PS 강연선의 유효응력 결정

· PS 강연선의 유효인장응력

$$fpe = fpt - \triangle fpsh - \triangle fpcr - \triangle fpr$$

$$= 993.03 - 36.40 - 219.17 - 4.59 = 732.87 \quad MPa$$

· 유효계수 : $\eta = \frac{fpe}{fpt} = \frac{732.87}{993.03} = 0.7380124$

마. 프리스트레스 힘의 영향을 고려한 재하단계별 응력계산

1) 프리스트레스 도입 직후의 응력

$$Pt = N \times fpt \times Ap = 7 \times 993 \times 3,051 = 21,210,927 \quad N$$

$$\therefore fst = n \times \left(-\frac{Pt}{Ac4} + \frac{Pt \times ep4}{Zst4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{21,210,927}{1,899,381} + \frac{21,210,927 \times 1,218}{1,495,916,233} \right)$$

$$= 38.86 \quad MPa$$

$$\therefore fsb = n \times \left(-\frac{Pt}{Ac4} - \frac{Pt \times ep4}{Zsb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{21,210,927}{1,899,381} - \frac{21,210,927 \times 1,218}{1,757,541,546} \right)$$

$$= -164.66 \quad MPa$$

$$\therefore fct = -\frac{Pt}{Ac4} + \frac{Pt \times ep4}{Zst4})$$

$$= -\frac{21,210,927}{1,899,381} + \frac{21,210,927 \times 1,218}{1,511,981,296}$$

$$= 5.92 \quad MPa$$

$$\therefore fcb = -\frac{Pt}{Ac4} + \frac{Pt \times ep4}{Zst4})$$

$$= -\frac{21,210,927}{1,899,381} - \frac{21,210,927 \times 1,218}{1,779,759,065}$$

$$= -25.69 \quad MPa$$

$$\therefore \quad fcp = -\left(\frac{Pt}{Ac4} + \frac{Pt \times ep4}{Zst4}\right)$$

$$= -\left(\frac{21,210,927}{1,899,381} - \frac{21,210,927 \times 1,218}{2,080,303,436}\right)$$

$$= -23.59 \quad MPa$$

- 거더자중에 의한 응력

∴ fst = -46.19 MPa

∴ fsb = 39.32 MPa

∴ fct = -7.18 MPa

∴ fcb = 6.10 MPa

∴ fcp = 5.22 MPa

- 프리스트레스 도입 직후의 콘크리트 응력

∴ fst = -46.19 + 38.86 = -7.33 MPa

∴ fsb = 39.32 - -164.66 = -125.34 MPa

∴ fct = -7.18 + 5.92 = -1.26 MPa

∴ fcb = 6.10 - -25.69 = -19.59 MPa

∴ fcp = 5.22 - -23.59 = -18.37 MPa

2) 유효 프리스트레스에 의한 응력

fst = η × fst = 0.73801 × 38.86 = 28.68 MPa

fsb = η × fsb = 0.73801 × -164.66 = -121.52 MPa

fct = η × fct = 0.73801 × 5.92 = 4.37 MPa

fcb = η × fcb = 0.73801 × -25.69 = -18.96 MPa

fcp = η × fcp = 0.73801 × -23.59 = -17.41 MPa

3) 고정하중에 의한 응력

fst = -16.92 - -19.30 = -36.22 MPa

fsb = 14.40 + 26.96 = 41.37 MPa

fct = -2.63 - -2.99 = -5.62 MPa

fcb = 2.23 + 4.19 = 6.43 MPa

fcp = 1.91 + 3.72 = 5.63 MPa

4) 활하중에 의한 응력

fst = -24.39 MPa

fsb = 34.09 MPa

fct = -3.78 MPa

fcb = 5.30 MPa

fcp = 4.70 MPa

4.7 2차응력 계산

가. 외측 2차응력

1) 프리스트레싱전의 건조수축에 의한 단면력 계산

- 건조수축에 의한 축력

$$n_{sh1} = n \times (1 + \phi) = 6.365 \times (1 + 0.5) = 9.548$$

$$P\phi = - \frac{Es}{n_{sh1}} \varepsilon_s \, Ac = \frac{-2.05 \times 10^{5}}{9.548} \times 7.5 \times 10^{-5} \times (1,186,700 - 70,201)$$

$$= -1,797,881 \quad N$$

- 건조수축에 의한 모멘트

$$M_\phi = - P\phi \times d_{c3}^{3} = 1,797,881 \times -53 = -94,496,629 \quad N \cdot mm$$

2) 프리스트레싱전의 건조수축에 의한 응력 계산

$$fst = \frac{P\phi}{A_3^3} - \frac{M\phi}{Z_{st3}^3} = \frac{-1,797,881}{219,106} - \frac{-94,496,629}{181,401,373} = -7.69 \quad MPa$$

$$fsb = \frac{P\phi}{A_3^3} + \frac{M\phi}{Z_{sb3}^3} = \frac{-1,797,881}{219,106} + \frac{-94,496,629}{192,290,388} = -8.70 \quad MPa$$

$$f_{ct} = \frac{1}{n_{sh1}} \left(\frac{P\phi}{A_3^3} - \frac{M\phi}{Z_{ct3}^3} \right) - \frac{Es \times \varepsilon_s}{n_{sh1}}$$

$$= \frac{1}{9.548} \times \left(\frac{-1,797,881}{219,106} - \frac{-94,496,629}{183,447,650} \right) + \frac{2.05 \times 10^{5} \times 7.5 \times 10^{-5}}{9.548}$$

$$= 0.80 \quad MPa$$

$$f_{cb} = \frac{1}{n_{sh1}} \left(\frac{P\phi}{A_3^3} + \frac{M\phi}{Z_{cb3}^3} \right) + \frac{Es \times \varepsilon_s}{n_{sh1}}$$

$$= \frac{1}{9.548} \times \left(\frac{-1,797,881}{219,106} + \frac{-94,496,629}{194,591,262} \right) + \frac{2.05 \times 10^{5} \times 7.5 \times 10^{-5}}{9.548}$$

$$= 0.70 \quad MPa$$

$$f_{cp} = \frac{1}{n_{sh1}} \left(\frac{P\phi}{A_3^3} + \frac{M\phi}{Z_{cp3}^3} \right) + \frac{Es \times \varepsilon_s}{n_{sh1}}$$

$$= \frac{1}{9.548} \times \left(\frac{-1,797,881}{219,106} + \frac{-94,496,629}{225,417,024} \right) + \frac{2.05 \times 10^{5} \times 7.5 \times 10^{-5}}{9.548}$$

$$= 0.71 \quad MPa$$

3) 활하중 재하전의 크리프에 의한 단면력 계산

$$m = \frac{E_{c1} \times I_{c1}}{E_{c2} \times I_{c2}} = \frac{32,208 \times 2,534,216,730,379}{28,417 \times 2,050 \times 280^3 / 12} = 765.901$$

$$B = 1 + m = 1 + 765.901 = 766.901$$

$$C = y_1' - m \times y_2 = 1,694 - 765.901 \times 140 = -105532.05$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m \times r_{c2}^2 + m \times y_2^2$$

$$= 1694.1^2 + 1,334,233 + 765.901 \times \frac{2,050 \times 280^3}{12 \times 2,050 \times 280} + 765.901 \times 140^2$$

$$= 24,219,720 \quad mm^2$$

$$P = \frac{(993 + 733)}{2} \times 3,051 \times 7 = 18,432,427 \quad N$$

$$K = \frac{\phi_\infty}{1 + \phi_\infty} = \frac{1.5}{1 + 1.5} = 0.6$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1 + \phi_\infty} = \frac{1.5}{1 + 1.5} = 0.6$$

$$N_\phi = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \cdot y_1')]$$

$$-\frac{K}{C^2 - BF} M_{d1}(C - B \cdot y_1')$$

$$= -\frac{0.6}{105,532^2 - 766.901 \times 24,219,720}[18,432,427 \times \{766.901 \times$$

$$(1,694 \times 1,218.20 - 1,334,233) + 105,532 \times 1,218.20\} + 10,856.54 \times 10^6$$

$$\times (-105,532 - 766.901 \times 1,694)] - \frac{0.6}{105,532^2 - 766.901 \times 24,219,720}$$

$$\times 3,976.93 \times 10^6 \times (-105,532 - 766.901 \times 1,694)$$

$$= -657,940 \quad N$$

$$M_\phi = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \cdot y_1')]$$

$$-\frac{K'}{BF - C^2} M_{d1}(F - C \cdot y_1')$$

$$= -\frac{0.6}{766.901 \times 24,219,720 - 105,532^2}[18,432,427 \times \{-105,532 \times$$

$$(1,694 \times 1,218.20 - 1,334,233) - 24,219,720 \times 1,218.20\} + 10,856.54 \times 10^6$$

$$\times \left(24{,}219{,}720 + 105{,}532 \times 1{,}694 \right)] - \frac{0.6}{766.901 \times 24{,}219{,}720 - 105{,}532^{2}}$$

$$\times 3{,}976.93 \times 10^{6} \times \left(24{,}219{,}720 + 105{,}532 \times 1{,}694 \right)$$

$$= -84{,}575{,}767 \quad N$$

4) 활하중 재하전의 크리프에 의한 응력 계산

$$A_d = b \times h = 2{,}050 \times 280 = 574{,}000 \quad mm^2$$

$$I_d = \frac{b \times h^{3}}{12} = \frac{2{,}050 \times 280^{3}}{12} = 3{,}750{,}133{,}333 \quad mm^4$$

$$f_{st} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{st4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(\frac{657{,}940}{1{,}899{,}381} - \frac{-84{,}575{,}767 + -657{,}940 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \right.$$

$$\left. \times 1{,}694 \right) = 7.31 \quad MPa$$

$$f_{sb} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{sb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(\frac{657{,}940}{1{,}899{,}381} + \frac{-84{,}575{,}767 + -657{,}940 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \right.$$

$$\left. \times 1{,}442 \right) = -2.14 \quad MPa$$

$$f_{ct} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{ct4} \right)$$

$$= \frac{657{,}940}{1{,}899{,}381} - \frac{-84{,}575{,}767 + -657{,}940 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \times 1{,}676$$

$$= 1.14 \quad MPa$$

$$f_{cb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= \frac{657{,}940}{1{,}899{,}381} + \frac{-84{,}575{,}767 + -657{,}940 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \times 1{,}424$$

$$= -0.33 \quad MPa$$

$$f_{cp} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cp4} \right)$$

$$= \frac{657,940}{1,899,381} + \frac{-84,575,767 + -657,940 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,218$$

$$= -0.23 \quad \text{MPa}$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} + \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= -\frac{657,940}{574,000} + \frac{-84,575,767 - -657,940 \times 140}{3,750,133,333} \times 140$$

$$= -0.87 \quad \text{MPa}$$

$$f_{db} = \left(\frac{N\phi}{A_d} - \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= -\frac{657,940}{574,000} - \frac{-84,575,767 - -657,940 \times 140}{3,750,133,333} \times 140$$

$$= -1.43 \quad \text{MPa}$$

5) 활하중 재하전의 건조수축에 의한 단면력 계산

$$N_S = \varepsilon_s \cdot E_{cl} \cdot I_{cl} \frac{B}{BF - C^2} \times \frac{1}{1 + \phi_\infty}$$

$$= \frac{0.000105 \times 32,208 \times 2,534,216,730,379 \times 766.901}{766.901 \times 24,219,720 - 105,532^2} \times \frac{1}{1 + 1.5}$$

$$= 353,500 \quad \text{N}$$

$$M_S = \varepsilon_s \cdot E_{cl} \cdot I_{cl} \frac{C}{C^2 - BF} \times \frac{1}{1 + \phi_\infty}$$

$$= \frac{0.000105 \times 32,208 \times 2,534,216,730,379 \times -105,532}{105,532^2 - 766.901 \times 24,219,720} \times \frac{1}{1 + 1.5}$$

$$= 48,644,518 \quad \text{N}$$

6) 활하중 재하전의 건조수축에 의한 응력 계산

$$f_{st} = n \left(-\frac{Ns}{A_4} - \frac{Ms + Ns \times y_{st4}}{I_4} \times y_{st4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{353,500}{1,899,381} - \frac{48,644,518 + 353,500 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,694 \right) = -3.94 \quad \text{MPa}$$

$$f_{sb} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{sb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{353,500}{1,899,381} + \frac{48,644,518 + 353,500 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,442 \right) = 1.16 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{ct4} \right)$$

$$= -\frac{353,500}{1,899,381} - \frac{48,644,518 + 353,500 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,676$$

$$= -0.61 \text{ MPa}$$

$$f_{cb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= -\frac{353,500}{1,899,381} + \frac{48,644,518 + 353,500 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,424$$

$$= 0.18 \text{ MPa}$$

$$f_{cp} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cp4} \right)$$

$$= -\frac{353,500}{1,899,381} + \frac{48,644,518 + 353,500 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,218$$

$$= 0.13 \text{ MPa}$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} + \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= \frac{353,500}{574,000} + \frac{48,644,518 - 353,500 \times 140}{3,750,133,333} \times 140$$

$$= 0.58 \text{ MPa}$$

$$f_{db} = \left(\frac{N\phi}{A_d} - \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= \frac{353,500}{574,000} - \frac{48,644,518 - 353,500 \times 140}{3,750,133,333} \times 140$$

$$= 0.65 \text{ MPa}$$

7) 최종상태의 크리프에 의한 단면력 계산

$$m = \frac{E_{c1} \times I_{c1}}{E_{c2} \times I_{c2}} = \frac{32,208 \times 2,534,216,730,379}{28,417 \times 2,050 \times 280^3 / 12} = 765.901$$

$$B = 1 + m = 1 + 765.901 = 766.901$$

$$C = y_1' - m \times y_2 = 1,694 - 765.901 \times 140 = -105,532$$

$$F = y_1'^2 + r_{C1}^2 + m \times r_{C2}^2 + m \times y_2^2$$

$$= 1,694^2 + 1,334,233 + 765.901 \times \frac{2,050 \times 280^3}{12 \times 2,050 \times 280} + 765.901 \times 140^2$$

$$= 24,219,720 \ mm^2$$

$$P = 732.87 \times 3,051 \times 7 = 15,653,927 \ N$$

$$K = \frac{\phi_\infty}{1 + \phi_\infty} = \frac{2}{1 + 2} = 0.667$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1 + \phi_\infty} = \frac{1.5}{1 + 2} = 0.500$$

$$N_\phi = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \cdot y_1')]$$

$$-\frac{K}{C^2 - BF} M_{d1}(C - B \cdot y_1')$$

$$= -\frac{0.5}{105,532^2 - 766.901 \times 24,219,720}[15,653,927 \times \{766.901 \times$$

$$(1,694 \times 1,218.20 - 1,334,233) + 105,532 \times 1,218.20\} + 10,856.54 \times 10^6$$

$$\times (-105,532 - 766.901 \times 1,694)] - \frac{0.666666667}{105,532^2 - 766.901 \times 24,219,720}$$

$$\times 3,976.93 \times 10^6 \times (-105,532 - 766.901 \times 1,694)$$

$$= -801,998 \ N$$

$$M_\phi = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \cdot y_1')]$$

$$-\frac{K}{BF - C^2} M_{d1}(F - C \cdot y_1')$$

$$= -\frac{0.5}{766.901 \times 24,219,720 - 105,532^2}[15,653,927 \times \{-105,532 \times$$

$$(1,694 \times 1,218.20 - 1,334,233) - 24,219,720 \times 1,218.20\} + 10,856.54 \times 10^6$$

$$\times (24,219,720 + 105,532 \times 1,694)] - \frac{0.666666667}{766.901 \times 24,219,720 - 105,532^2}$$

$$\times 3,976.93 \times 10^6 \times (24,219,720 + 105,532 \times 1,694)$$

$$= -108,464,214 \ N$$

8) 최종상태의 크리프에 의한 응력 계산

$$A_d = b \times h = 2{,}050 \times 280 = 574{,}000 \quad mm^2$$

$$I_d = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{2{,}050 \times 280^3}{12} = 3{,}750{,}133{,}333 \quad mm^4$$

$$f_{st} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{st4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(\frac{801{,}998}{1{,}899{,}381} - \frac{-108{,}464{,}214 + -801{,}998 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \right.$$

$$\left. \times 1{,}694 \right) = 8.93 \quad MPa$$

$$f_{sb} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{sb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(\frac{801{,}998}{1{,}899{,}381} + \frac{-108{,}464{,}214 + -801{,}998 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \right.$$

$$\left. \times 1{,}442 \right) = -2.63 \quad MPa$$

$$f_{ct} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{ct4} \right)$$

$$= \frac{801{,}998}{1{,}899{,}381} - \frac{-108{,}464{,}214 + -801{,}998 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \times 1{,}676$$

$$= 1.39 \quad MPa$$

$$f_{cb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= \frac{801{,}998}{1{,}899{,}381} + \frac{-108{,}464{,}214 + -801{,}998 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \times 1{,}424$$

$$= -0.40 \quad MPa$$

$$f_{cp} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= \frac{801{,}998}{1{,}899{,}381} + \frac{-108{,}464{,}214 + -801{,}998 \times 1{,}694}{2{,}534{,}216{,}730{,}379} \times 1{,}218$$

$$= -0.28 \quad MPa$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} + \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= -\frac{801,998}{574,000} + \frac{-108,464,214 - -801,998 \times 140}{2,534,216,730,379} \times 140$$

$$= -1.40 \quad \text{MPa}$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} - \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= -\frac{801,998}{574,000} - \frac{-108,464,214 - -801,998 \times 140}{2,534,216,730,379} \times 140$$

$$= -1.40 \quad \text{MPa}$$

9) 최종상태의 건조수축에 의한 단면력 계산

$$N_S = \varepsilon_s \cdot E_{cl} \cdot I_{cl} \frac{B}{BF - C^2} \times \frac{1}{1 + \phi_\infty}$$

$$= \frac{0.00018 \times 32,208 \times 2,534,216,730,379 \times 766.901}{766.901 \times 24,219,720 - 105,532^2} \times \frac{1}{1 + 2}$$

$$= 504,999 \quad \text{N}$$

$$M_S = \varepsilon_s \cdot E_{cl} \cdot I_{cl} \frac{C}{C^2 - BF} \times \frac{1}{1 + \phi_\infty}$$

$$= \frac{0.00018 \times 32,208 \times 2,534,216,730,379 \times -105,532}{105,532^2 - 766.901 \times 24,219,720} \times \frac{1}{1 + 2}$$

$$= 69,492,168 \quad \text{N}$$

10) 최종상태의 건조수축에 의한 응력 계산

$$f_{st} = n \left(-\frac{Ns}{A_4} - \frac{Ms + Ns \times y_{st4}}{I_4} \times y_{st4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{504,999}{1,899,381} - \frac{69,492,168 + 504,999 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,694 \right) = -5.63 \quad \text{MPa}$$

$$f_{sb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{sb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{504,999}{1,899,381} + \frac{69,492,168 + 504,999 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,442 \right) = 1.66 \quad \text{MPa}$$

$$f_{ct} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{ct4} \right)$$

$$= -\frac{504,999}{1,899,381} - \frac{69,492,168 + 504,999 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,676$$

$$= -0.88 \quad \text{MPa}$$

$$f_{cb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= -\frac{504,999}{1,899,381} + \frac{69,492,168 + 504,999 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,424$$

$$= 0.25 \quad \text{MPa}$$

$$f_{cp} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= -\frac{504,999}{1,899,381} + \frac{69,492,168 + 504,999 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,218$$

$$= 0.18 \quad \text{MPa}$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} + \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= \frac{504,999}{574,000} + \frac{69,492,168 - 504,999 \times 140}{2,534,216,730,379} \times 140$$

$$= 0.88 \quad \text{MPa}$$

$$f_{db} = \left(\frac{N\phi}{A_d} - \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= \frac{504,999}{574,000} - \frac{69,492,168 - 504,999 \times 140}{2,534,216,730,379} \times 140$$

$$= 0.88 \quad \text{MPa}$$

나. 내측 2차응력

1) 프리스트레싱전의 건조수축에 의한 단면력 계산

- 건조수축에 의한 축력

$$n_{sh1} = n \times (1 + \phi) = 6.365 \times (1 + 0.5) = 9.548$$

$$P\phi = - \frac{Es}{n_{sh1}} \varepsilon_s Ac = \frac{-2.05 \times 10^5}{9.548} \times 7.5 \times 10^{-5} \times (1,186,700 - 70,201)$$

$$= -1,797,881 \quad N$$

- 건조수축에 의한 모멘트

$$M_\phi = -P_\phi \times d_{c3}^{3} = 1,797,881 \times -53 = -94,496,629 \quad N \cdot mm$$

2) 프리스트레싱전의 건조수축에 의한 응력 계산

$$fst = \frac{P\phi}{A_3^2} - \frac{M\phi}{Z_{st3}^2} = \frac{-1,797,881}{219,106} - \frac{-94,496,629}{181,401,373} = -7.69 \quad MPa$$

$$fsb = \frac{P\phi}{A_3^2} + \frac{M\phi}{Z_{sb3}^2} = \frac{-1,797,881}{219,106} + \frac{-94,496,629}{192,290,388} = -8.70 \quad MPa$$

$$f_{ct} = \frac{1}{n_{sh1}} \left(\frac{P\phi}{A_3^3} - \frac{M\phi}{Z_{ct3}^3} \right) - \frac{Es \times \varepsilon_s}{n_{sh1}}$$

$$= \frac{1}{9.548} \times \left(\frac{-1,797,881}{219,106} - \frac{-94,496,629}{183,447,650} \right) + \frac{2.05 \times 10^5 \times 7.5 \times 10^{-5}}{9.548}$$

$$= 0.80 \quad MPa$$

$$f_{cb} = \frac{1}{n_{sh1}} \left(\frac{P\phi}{A_3^3} + \frac{M\phi}{Z_{cb3}^3} \right) + \frac{Es \times \varepsilon_s}{n_{sh1}}$$

$$= \frac{1}{9.548} \times \left(\frac{-1,797,881}{219,106} + \frac{-94,496,629}{194,591,262} \right) + \frac{2.05 \times 10^5 \times 7.5 \times 10^{-5}}{9.548}$$

$$= 0.70 \quad MPa$$

$$f_{cp} = \frac{1}{n_{sh1}} \left(\frac{P\phi}{A_3^3} + \frac{M\phi}{Z_{cp3}^3} \right) + \frac{Es \times \varepsilon_s}{n_{sh1}}$$

$$= \frac{1}{9.548} \times \left(\frac{-1,797,881}{219,106} + \frac{-94,496,629}{225,417,024} \right) + \frac{2.05 \times 10^5 \times 7.5 \times 10^{-5}}{9.548}$$

$$= 0.71 \quad MPa$$

3) 활하중 재하전의 크리프에 의한 단면력 계산

$$m = \frac{E_{c1} \times I_{c1}}{E_{c2} \times I_{c2}} = \frac{32,208 \times 2,534,216,730,379}{28,417 \times 1,700 \times 280^3 / 12} = 923.586$$

$$B = 1 + m = 1 + 923.586 = 924.586$$

$$C = y_1' - m \times y_2 = 1,694 - 923.586 \times 140 = -127,608 \quad mm$$

$$F = y_1'^2 + r_{C1}^2 + m \times r_{C2}^2 + m \times y_2^2$$

$$= 1,694^2 + 1,334,233 + 923.586 \times \frac{1,700 \times 280^3}{12 \times 1,700 \times 280} + 923.586 \times 140^2$$

$$= 28,340,555 \quad mm^2$$

$$P = \frac{(993.03 + 732.87)}{2} \times 3,051 \times 7 = 18,432,427 \quad N$$

$$K = \frac{\phi_\infty}{1 + \phi_\infty} = \frac{1.5}{1 + 1.5} = 0.6$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1 + \phi_\infty} = \frac{1.5}{1 + 1.5} = 0.6$$

$$N_\phi = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \cdot y_1')]$$

$$-\frac{K}{C^2 - BF} M_{d1}(C - B \cdot y_1')$$

$$= -\frac{0.6}{127,608^2 - 924.586 \times 28,340,555}[18,432,427 \times \{924.586 \times$$

$$(1,694 \times 1,218.20 - 1,334,233) + 127,608 \times 1,218.20\} + 10,856 \times 10^6$$

$$\times (-127,608 - 924.586 \times 1,694)] - \frac{0.6}{127,608^2 - 924.586 \times 28,340,555}$$

$$\times 4,103.16 \times 10^6 \times (-127,608 - 924.586 \times 1,694)$$

$$= -607,465 \quad N$$

$$M_\phi = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \cdot y_1')]$$

$$-\frac{K}{BF - C^2} M_{d1}(F - C \cdot y_1')$$

$$= -\frac{0.6}{924.586 \times 28,340,555 - 127,608^2}[18,432,427 \times \{-127,608 \times$$

$$(1,694 \times 1,218.20 - 1,334,233) - 28,340,555 \times 1,218.20\} + 10,856 \times 10^6$$

$$\times \left(28,340,555 + 127,608 \times 1,694 \right)] - \frac{0.6}{924.586 \times 28,340,555 - 127,608^{2}}$$

$$\times 4,103.16 \times 10^{6} \times \left(28,340,555 + 127,608 \times 1,694 \right)$$

$$= -78,976,483 \quad N$$

4) 활하중 재하전의 크리프에 의한 응력 계산

$$A_d = b \times h = 1,700 \times 280 = 476,000 \quad mm^2$$

$$I_d = \frac{b \times h^{3}}{12} = \frac{1,700 \times 280^{3}}{12} = 3,109,866,667 \quad mm^4$$

$$f_{st} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{st4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(\frac{607,465}{1,899,381} - \frac{-78,976,483 + -607,465 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,694 \right) = 6.75 \quad MPa$$

$$f_{sb} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{sb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(\frac{607,465}{1,899,381} + \frac{-78,976,483 + -607,465 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,442 \right) = -1.98 \quad MPa$$

$$f_{ct} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{ct4} \right)$$

$$= \frac{607,465}{1,899,381} - \frac{-78,976,483 + -607,465 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,676$$

$$= 1.05 \quad MPa$$

$$f_{cb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= \frac{607,465}{1,899,381} + \frac{-78,976,483 + -607,465 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,424$$

$$= -0.30 \quad MPa$$

$$f_{cp} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cp4} \right)$$

$$= \frac{607,465}{1,899,381} + \frac{-78,976,483 + -607,465 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,218$$

$$= -0.21 \quad \text{MPa}$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} + \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= -\frac{607,465}{476,000} + \frac{-78,976,483 - -607,465 \times 140}{3,109,866,667} \times 140$$

$$= -1.00 \quad \text{MPa}$$

$$f_{db} = \left(\frac{N\phi}{A_d} - \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= -\frac{607,465}{476,000} - \frac{-78,976,483 - -607,465 \times 140}{3,109,866,667} \times 140$$

$$= -1.55 \quad \text{MPa}$$

5) 활하중 재하전의 건조수축에 의한 단면력 계산

$$N_S = \varepsilon_s \cdot E_{cl} \cdot I_{cl} \frac{B}{BF - C^2} \times \frac{1}{1 + \phi_\infty}$$

$$= \frac{0.000105 \times 32,208 \times 2,534,216,730,379 \times 924.586}{924.586 \times 28,340,555 - 127,608^2} \times \frac{1}{1 + 1.5}$$

$$= 319,530 \quad \text{N}$$

$$M_S = \varepsilon_s \cdot E_{cl} \cdot I_{cl} \frac{C}{C^2 - BF} \times \frac{1}{1 + \phi_\infty}$$

$$= \frac{0.000105 \times 32,208 \times 2,534,216,730,379 \times -127,608}{127,608^2 - 924.586 \times 28,340,555} \times \frac{1}{1 + 1.5}$$

$$= 44,100,376 \quad \text{N}$$

6) 활하중 재하전의 건조수축에 의한 응력 계산

$$f_{st} = n \left(-\frac{Ns}{A_4} - \frac{Ms + Ns \times y_{st4}}{I_4} \times y_{st4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{319,530}{1,899,381} - \frac{44,100,376 + 319,530 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,694 \right) = -3.56 \quad \text{MPa}$$

$$f_{sb} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{sb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{319,530}{1,899,381} + \frac{44,100,376 + 319,530 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,442 \right) = 1.05 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{ct4} \right)$$

$$= -\frac{319,530}{1,899,381} - \frac{44,100,376 + 319,530 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,676$$

$$= -0.56 \text{ MPa}$$

$$f_{cb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= -\frac{319,530}{1,899,381} + \frac{44,100,376 + 319,530 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,424$$

$$= 0.16 \text{ MPa}$$

$$f_{cp} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cp4} \right)$$

$$= -\frac{319,530}{1,899,381} + \frac{44,100,376 + 319,530 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,218$$

$$= 0.11 \text{ MPa}$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} + \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= \frac{319,530}{476,000} + \frac{44,100,376 - 319,530 \times 140}{3,109,866,667} \times 140$$

$$= 0.64 \text{ MPa}$$

$$f_{db} = \left(\frac{N\phi}{A_d} - \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= \frac{319,530}{476,000} - \frac{44,100,376 - 319,530 \times 140}{3,109,866,667} \times 140$$

$$= -0.70 \text{ MPa}$$

7) 최종상태의 크리프에 의한 단면력 계산

$$m = \frac{E_{c1} \times I_{c1}}{E_{c2} \times I_{c2}} = \frac{32,208 \times 2,534,216,730,379}{28,417 \times 1,700 \times 280^3 / 12} = 923.586$$

$$B = 1 + m = 1 + 923.586 = 924.586$$

$$C = y_1' - m \times y_2 = 1,694 - 923.586 \times 140 = -127,608 \quad mm$$

$$F = y_1'^2 + r_{c1}^2 + m \times r_{c2}^2 + m \times y_2^2$$

$$= 1,694^2 + 1,334,233 + 923.586 \times \frac{1,700 \times 280^3}{12 \times 1,700 \times 280} + 923.586 \times 140^2$$

$$= 28,340,555 \quad mm^2$$

$$P = 732.87 \times 3,051 \times 7 = 15,653,927 \quad N$$

$$K = \frac{\phi_\infty}{1 + \phi_\infty} = \frac{2}{1 + 2} = 0.66666667$$

$$K' = \frac{\phi_t}{1 + \phi_\infty} = \frac{1.5}{1 + 2} = 0.5$$

$$N_\phi = -\frac{K'}{C^2 - BF}[P\{B(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - C \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \cdot y_1')]$$

$$-\frac{K}{C^2 - BF} M_{d1}(C - B \cdot y_1')$$

$$= -\frac{0.5}{127,608^2 - 924.586 \times 28,340,555}[15,653,927 \times \{924.586 \times$$

$$(1,694 \times 1,218.20 - 1,334,233) + 127,608 \times 1,218.20\} + 10,856 \times 10^6$$

$$\times (-127,608 - 924.586 \times 1,694)] - \frac{0.666666667}{127,608^2 - 924.586 \times 28,340,555}$$

$$\times 4,103.16 \times 10^6 \times (-127,608 - 924.586 \times 1,694)$$

$$= -739,238 \quad N$$

$$M_\phi = -\frac{K'}{BF - C^2}[P\{C(y_1' \cdot e_{p1} - r_{c1}^2) - F \cdot e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \cdot y_1')]$$

$$-\frac{K}{BF - C^2} M_{d1}(F - C \cdot y_1')$$

$$= -\frac{0.5}{924.586 \times 28,340,555 - 127,608^2}[15,653,927 \times \{-127,608 \times$$

$$(1,694 \times 1,218.20 - 1,334,233) - 28,340,555 \times 1,218.20\} + 10,856 \times 10^6$$

$$\times (28,340,555 + 127,608 \times 1,694)] - \frac{0.666666667}{924.586 \times 28,340,555 - 127,608^2}$$

$$\times 4,103.16 \times 10^6 \times (28,340,555 + 127,608 \times 1,694)$$

= -100,543,908 N

8) 최종상태의 크리프에 의한 응력 계산

$$Ad = b \times h = 1,700 \times 280 = 476,000 \quad mm^2$$

$$Id = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1,700 \times 280^3}{12} = 3,109,866,667 \quad mm^4$$

$$f_{st} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{st4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(\frac{739,238}{1,899,381} - \frac{-100,543,908 + -739,238 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,694 \right) = 8.23 \quad MPa$$

$$f_{sb} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{sb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(\frac{739,238}{1,899,381} + \frac{-100,543,908 + -739,238 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,442 \right) = -2.42 \quad MPa$$

$$f_{ct} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{ct4} \right)$$

$$= \frac{739,238}{1,899,381} - \frac{-100,543,908 + -739,238 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,676$$

$$= 1.28 \quad MPa$$

$$f_{cb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= \frac{739,238}{1,899,381} + \frac{-100,543,908 + -739,238 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,424$$

$$= -0.37 \quad MPa$$

$$f_{cp} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= \frac{739,238}{1,899,381} + \frac{-100,543,908 + -739,238 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,218$$

$$= -0.26 \quad MPa$$

$$f = - \left(\frac{N\phi}{} + \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{} \times \right)$$

$$\left(\frac{}{A_d} \quad \frac{}{I_d} \quad \wedge \quad y_2 \right)$$

$$= -\frac{739,238}{476,000} + \frac{-100,543,908 - -739,238 \times 140}{3,109,866,667} \times 140$$

$$= -1.42 \quad MPa$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} - \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= -\frac{739,238}{476,000} - \frac{-100,543,908 - -739,238 \times 140}{3,109,866,667} \times 140$$

$$= -1.69 \quad MPa$$

9) 최종상태의 건조수축에 의한 단면력 계산

$$N_S = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \times \frac{1}{1 + \phi_\infty}$$

$$= \frac{0.00018 \times 32,208 \times 2,534,216,730,379 \times 924.586}{924.586 \times 28,340,555 - 127,608^2} \times \frac{1}{1 + 2}$$

$$= 456,472 \quad N$$

$$M_S = \varepsilon_s \cdot E_{c1} \cdot I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \times \frac{1}{1 + \phi_\infty}$$

$$= \frac{0.00018 \times 32,208 \times 2,534,216,730,379 \times -127,608}{127,608^2 - 924.586 \times 28,340,555} \times \frac{1}{1 + 2}$$

$$= 63,000,538 \quad N$$

10) 최종상태의 건조수축에 의한 응력 계산

$$f_{st} = n \left(-\frac{Ns}{A_4} - \frac{Ms + Ns \times y_{st4}}{I_4} \times y_{st4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{456,472}{1,899,381} - \frac{63,000,538 + 456,472 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,694 \right) = -5.09 \quad MPa$$

$$f_{sb} = n \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{sb4} \right)$$

$$= 6.365 \times \left(-\frac{456,472}{1,899,381} + \frac{63,000,538 + 456,472 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \right.$$

$$\left. \times 1,442 \right) = 1.50 \quad MPa$$

^ 1,442 / = 1.00 mi a

$$f_{ct} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} - \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{ct4} \right)$$

$$= -\frac{456,472}{1,899,381} - \frac{63,000,538 + 456,472 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,676$$

$$= -0.79 \quad \text{MPa}$$

$$f_{cb} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= -\frac{456,472}{1,899,381} + \frac{63,000,538 + 456,472 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,424$$

$$= 0.23 \quad \text{MPa}$$

$$f_{cp} = \left(-\frac{N\phi}{A_4} + \frac{M\phi + N\phi \times y_{st4}}{I_4} \times y_{cb4} \right)$$

$$= -\frac{456,472}{1,899,381} + \frac{63,000,538 + 456,472 \times 1,694}{2,534,216,730,379} \times 1,218$$

$$= 0.16 \quad \text{MPa}$$

$$f_{dt} = \left(\frac{N\phi}{A_d} + \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= \frac{456,472}{476,000} + \frac{63,000,538 - 456,472 \times 140}{3,109,866,667} \times 140$$

$$= 0.92 \quad \text{MPa}$$

$$f_{db} = \left(\frac{N\phi}{A_d} - \frac{M\phi - N\phi \times y_2}{I_d} \times y_2' \right)$$

$$= \frac{456,472}{476,000} - \frac{63,000,538 - 456,472 \times 140}{3,109,866,667} \times 140$$

$$= 1.00 \quad \text{MPa}$$

4.8 하중조합에 의한 응력 검토

4.8.1 하중조합에 의한 응력 검토(중앙부 단면)

- 1단계 : 프리스트레스 도입직후 응력
- 2단계 : 바닥판 합성시 응력
- 3단계 : 합성후 고정하중 작용시 응력
- 4단계 : 활하중 작용시 응력

가. 외측빔 하중조합에 의한 응력 검토

구 분	강재상연 fst	강재하연 fsb	콘크리트 상 연 fct	콘크리트 하 연 fcb	PS 강선 도심위치 fcp	PS강연선 fp	슬래브 상 연 fdt	슬래브 하 연 fdb	비고
거더자중	-46.19	39.32	-7.18	6.10	5.22				
합성전고정하중	-16.92	14.40	-2.63	2.23	1.91	11.87			
합성후고정하중	-19.30	26.96	-2.99	4.19	3.72	23.09	-3.64	-0.30	
활하중	-24.39	34.09	-3.78	5.30	4.70	29.19	-4.60	-0.38	
차량횡하중	-0.03	0.04	0.00	0.01	0.00	0.03			
풍하중	-1.29	1.81	-0.20	0.28	0.25	1.55			
프리스트레스	38.86	-164.66	5.92	-25.69	-23.59	993.03			
유 효 프리스트레스	28.68	-121.52	4.37	-18.96	-17.41	732.87			
프리스트레싱 전의 크리프	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
프리스트레싱 전의 건조수축	-7.69	-8.70	0.80	0.70	0.71	4.39			
활하중재하전의 크리프	7.31	-2.14	1.14	-0.33	-0.23	-1.43	-0.87	-1.43	
활하중재하전의 건조수축	-3.94	1.16	-0.61	0.18	0.13	0.78	0.58	0.65	
최종상태의 크리프	8.93	-2.63	1.39	-0.40	-0.28	-1.76	-1.40	-1.40	
최종상태의 건조수축	-5.63	1.66	-0.88	0.25	0.18	1.11	0.88	0.88	
단계 1	-15.02	-134.04	-0.45	-18.89	-17.66	997.42	0.00	0.00	
긴장직후 허용응력	190.00	190.00	-21.04	-21.04		1,520.00	-12.00	-12.00	
단계 2	-31.94	-119.63	-3.08	-16.65	-15.75	1,009.29	0.00	0.00	
단계 3	-47.87	-93.65	-5.55	-12.61	-12.14	1,031.73	-3.92	-1.08	
단계 4	-83.83	-14.57	-11.09	-0.29	-1.00	802.34	-8.76	-1.19	
허용응력	190.00	190.00	-18.00	0.00		1,280.00	-12.00	-12.00	

나. 내측빔 하중조합에 의한 응력 검토

구 분	강재상연 fst	강재하연 fsb	콘크리트 상 연 fct	콘크리트 하 연 fcb	PS 강선 도심위치 fcp	PS강연선 fp	슬래브 상 연 fdt	슬래브 하 연 fdb	비고
거더자중	-46.19	39.32	-7.18	6.10	5.22				
합성전고정하중	-17.46	14.86	-2.71	2.31	1.97	12.25			
합성후고정하중	-20.41	26.58	-3.16	4.13	3.65	22.66	-3.82	-0.41	
활하중	-23.61	30.74	-3.66	4.78	4.22	26.21	-4.42	-0.48	
차량횡하중	-0.44	0.57	-0.07	0.09	0.08	0.48			
풍하중	-0.01	0.02	0.00	0.00	0.00	0.01			
프리스트레스	38.86	-164.66	5.92	-25.69	-23.59	993.03			
유 효 프리스트레스	28.68	-121.52	4.37	-18.96	-17.41	732.87			
프리스트레싱 전의 크리프	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
프리스트레싱 전의 건조수축	-7.69	-8.70	0.80	0.70	0.71	4.39			
활하중재하전의 크리프	6.75	-1.98	1.05	-0.30	-0.21	-1.32	-1.00	-1.55	
활하중재하전의 건조수축	-3.56	1.05	-0.56	0.16	0.11	0.70	0.64	0.70	
최종상태의 크리프	8.23	-2.42	1.28	-0.37	-0.26	-1.62	-1.42	-1.69	
최종상태의 건조수축	-5.09	1.50	-0.79	0.23	0.16	1.01	0.92	1.00	
단계 1	-15.01	-134.04	-0.45	-18.89	-17.66	997.42	0.00	0.00	
긴장직후 허용응력	190.00	190.00	-21.04	-21.04		1,520.00	-12.00	-12.00	
단계 2	-32.47	-119.18	-3.17	-16.58	-15.69	1,009.67	0.00	0.00	
단계 3	-49.69	-93.52	-5.83	-12.59	-12.14	1,031.71	-4.18	-1.26	
단계 4	-83.97	-19.05	-11.12	-0.99	-1.66	798.27	-8.75	-1.58	
허용응력	190.00	190.00	-18.00	0.00		1,280.00	-12.00	-12.00	

○ 강도설계법에 의한 하중조합

하중조합	하 중 증 가 계 수	휨모멘트 (kN·m)	전단력 (kN)
U_1	$1.35D+1.85(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.4Q$	53,383.34	4,300.68
U_2	$1.6(D+L+I+CF(LF)+H+Q)$	56,528.90	4,645.30
U_3	$1.35D+1.4(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.35Q+1.35G$	48,264.96	3,957.59
U_4	$1.35D+1.6H+1.35Q+1.35W+1.35G$	33,155.50	3,272.91
U_5	$1.35D+1.4(L+I)+1.35CF(LF)+1.6H+1.35Q+1.35(0.5W+WL)+1.4(SB+LR)+1.35$	49,192.19	4,187.47
U_6	$1.0D+1.0(L/2)+1.0H+1.0Q+1.0E$	29,643.48	2,522.10
U_7	$1.35D+1.4(L+I)+1.6H+1.35Q+1.35CO$	48,264.96	3,957.59
U_8	$1.2D+1.5H+1.2Q+1.2W+1.2CO$	29,471.56	2,909.26

☞ D : 고정하중 또는 이에 따른 단면력

L : 활하중 또는 이에 따른 단면력

I : 충격 또는 이에 따른 단면력

CF : 원심하중 또는 이에 따른 단면력

H : 토압 또는 이에 따른 단면력

W : 풍하중 또는 이에 따른 단면력

WL : 차량하중에 작용하는 풍하중 또는 이에 따른 단면력

SB : 시동 및 제동하중 또는 이에 따른 단면력

LR : 장대레일 종하중 또는 이에 따른 단면력

E : 지진의 영향 또는 이에 따른 단면력

CO : 충돌하중 또는 이에 따른 단면력

G : 부등침하, 크리프, 건조수축, 제작 또는 시공시 치수의 착오, 습도변화 또는 온도변화 등으로 인한 팽창 또는 수축변형으로 유발된 변형력 또는이에 따른 단면력

Q : 부력 또는 양압력, 수압, 파압 등의 하중 또는 이에 따른 단면력

4.9 휨 극한 안전성 검토

- 중앙부 단면

1) 외력에 대한 극한 모멘트 계산

$M_u = 1.6 (D + L + I + CF(LF) + H + Q)$

$= 1.6 \times (10,856.54 + 4,103.16 + 8,996.70) + 1.6 \times 11,374.16$

$= 56,528.90 \quad kN \cdot m$

2) 균열모멘트 계산

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = -0.63 \sqrt{45}$

여기서, f_{pe} : 유효프리스트레스에 의한 콘크리트 하연 응력

f_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 콘크리트 하연 응력

M_{cr}' : 균열이 발생되기 위한 추가적인 콘크리트 하연 모멘트

$f_{외력} + f_{pe} + f_{cr}' = - 6.10 - 2.31 - 4.19 - 5.30 - 0.09 - 0.28$

$+ 18.96 - \frac{M_{cr}'}{2,144,952,486} = -0.63 \sqrt{45} = -4.23$

$M_{cr}' = (-0.68 + 4.23) \times 2,144,952,486 = 7,605.65 \quad kN \cdot m$

$M_{cr} = 10,856.54 + 4,103.16 + 8,996.70 + 11,374.16 + 7,605.65$

$= 42,936.21 \quad kN \cdot m$

$1.2 \times M_{cr} = 51,523.45 \quad kN \cdot m$

3) 휨저항강도의 계산

$B = 2,100 \quad mm$

$b_1 = 250 \quad mm$: 복부 두께

$d_p = 3,416 - 206 - 36 = 3,174 \quad mm$: 바닥판 상단에서 강연선 도심간 거리

$A_p = 7 \times 3,051 = 21,360 \quad mm^2$: 강연선의 총단면적

$A_s = 18 \times 1,200 = 21,600 \quad mm^2$: 강재의 총단면적

$\rho_p = A_p / (b \times d_p) = 0.0032$

γp - 긴장재의 항복비에 따른 계수 $= 0.28$

(응력제거강재 - 0.4, 저릴렉세이션강재 - 0.28, 강봉 - 0.55)

$\beta 1 = 0.85 - 0.007 \times (fck - 28) = 0.731$

$f_{ps} = f_{pu} \times \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta 1} \times \frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right)$

$= 1,900 \times \left(1 - \frac{0.28}{0.731} \times \frac{0.0032 \times 1,900}{45} \right)$

$= 1,801.5 \quad MPa$

$$A_p \times f_{ps} = 0.85 \times f_{ck} \times 0.731 \times \chi \times B$$

$$\chi = \frac{21,360 \times 1,802}{0.85 \times 0.731 \times 30 \times 2,100} = 983.00 \quad mm$$

$$a = 0.85 \times \chi = 0.85 \times 983 = 836 \quad mm > 280 \quad mm \quad ; \quad T형부재로 \ 취급$$

- 연성한계 검토

$qp = Ap \cdot fps / (bw\ dp\ fck) \leq 0.36\ \beta_1$

여기서, $\rho p = Ap / B \cdot dp = 0.0032$

$qp = 0.003 \times 1,802 \div 45$

$= 0.1283 < 0.36\ \beta_1 = 0.3060$ 이므로 O.K

- 극한저항모멘트

$$A_{pf} = \frac{0.85 f_{ck} bt}{f_{ps}} = \frac{0.85 \times 30 \times 2,100 \times 280}{1,801.50} = 8,323 \quad mm^2$$

$$A_{pw} = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y - A_{pf} f_{ps}}{f_{ps}}$$

$$= \frac{21,360 \times 1,801.50 + 21,600 \times 190 - 8,323 \times 1,801.50}{1,801.50}$$

$= 15,315 \quad mm^2$

$$0.85 f_{ck} A_c = A_{pw} f_{ps} + A_s f_y$$

$$A_c = \frac{15,315 \times 1,801.50}{0.85 \times 45} = 721,299 \quad mm^2$$

$A_c = 150 \times 425 \times 2 + 170 \times 425 + 250 \times a = 721,299 \quad mm^2$

$a = 2,086 \quad mm$

- 압축력에 대한 도심은

$$c = \frac{150 \times 425 \times 2 \times 75 + 170 \times 425 \times 207 + 250 \times 2,086 \times 1,043}{150 \times 425 \times 2 + 170 \times 425 + 250 \times 2,086}$$

$= 788 \quad mm$

$z = 3,174 - 280 - 788 = 2,106 \quad mm$

- 강도감소계수

$$\varepsilon_t = 0.003 \times \frac{dt - c}{c} = 0.003 \times \frac{3,174 - 788}{788} = 0.009 > 0.0050$$

$\Phi = 0.85$ ($\varepsilon_t > 0.005$ 인장지배구간)

$$M_d = \Phi M_n = \Phi \{ A_{pw} f_{ps} z + A_{pf} f_{ps} (dp - 0.5t) + A_s f_y (d - dp) \}$$

$$= 0.85 \times \{ 15,315 \times 1,801.50 \times 2,106 + 8,323 \times 1,801.50 \times (3,174 - 140) + 21,600 \times 190.00 \times (3,416 - 3,174) \}$$

$$= 88,905.36 \quad kN \cdot m$$

$\phi Mn > Mu$, $\phi Mn > 1.2 \times Mcr$ 이므로 O.K

4.10 전단설계

(1) 극한전단력

지점에 대해서 검토한다.

$$Vu = 1.6 (D + L + I + CF(LF) + H + Q)$$

$$= 1.6 \times (1,038.78 + 334.91 + 767.19) + 1.60 \times 762.43$$

$$= 4,645.30 \quad kN$$

(2) 휨전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

지점에서의 긴장재의 평균높이

$$y = \frac{1}{N} \{ \frac{4 (x - L \div 2)^2}{(L - 2 l_0)^2} \sum (H_{end} - H_{mid}) + \sum H_{mid} \}$$

$$= \frac{1}{7} \{ \frac{4 (0.20 - 50 \div 2)^2}{(50 - 0.4)^2} \times (0.28 \times 2 + 0.78 \times 2 + 1.28$$

$$+ 1.58 + 1.88 + 0) + (5 \times 0.12 + 0.32 + 0.52 + 0 \}$$

$$= 1.186 \quad m = 1,186 \quad mm$$

$$\therefore e_p = 1,413 - 1,186 = 228 \quad mm$$

지점에서의 유효프리스트레스 힘에 의한 콘크리트 하연의 응력

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \times e_p}{I_c} y = \frac{21,360 \times 733}{1,249,143} + \frac{21,360 \times 733 \times 228}{1,592,305,533,780}$$

$$\times 1,413 = 15.69 \quad MPa$$

$$M_{cr} = \frac{I_{c2}}{y_t} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} - f_d) = \frac{1,592,305,533,780}{1,413} \times (0.5 \sqrt{45} + 15.69$$

$$- \frac{22.21 \times 10^6}{1,126,610,017}) \times 10^{-6} = 21,438.48 \quad kN \cdot m$$

$V_d = 1,038.61$ kN : 거더자중에 의한 전단력

$b_0 = 250$ mm : 복부의 두께

$d = 3,136 - 1,186 = 1,950$ mm $< 0.8 \times 3,136 = 2,509$ mm

$\therefore d = 2,509$ mm 적용함.

$V_i = 1.6 \times$ (∑거더 자중을 제외한 고정하중) $+ 1.6 \times$ (∑활하중)

$= 1.6 \times (334.91 + 767.19) + 1.6 \times 762.43 = 2,983.25$ kN

$M_{max} = 1.6 \times$ (∑거더 자중을 제외한 고정하중) $+ 1.6 \times$ (∑활하중)

$= 1.6 \times (663.38 + 1,459.26) + 1.6 \times 1,892.21 = 6,423.76$ kN

$$\therefore \quad V_{ci} = 0.05\sqrt{f_{ck}} \cdot b_0 \cdot d + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

$$= 0.05 \times \sqrt{45} \times 250 \times 2{,}509 + 1038.6 \times 10^{3} + \frac{2{,}983.25 \times 10^{3}}{6{,}423.76}$$

$$\times \frac{21{,}438.48 \times 10^{6}}{10^{6}} = 11{,}205{,}189 \text{ N} = 11{,}205.00 \text{ kN}$$

(3) 복부전단균열이 발생할 때의 콘크리트의 공칭전단강도

절점1에서의 긴장재의 평균수평각도

$$\alpha = \frac{8 (\times - L \div 2)}{(L - 2 l_0)^2} \sum \frac{H_{end} - H_{mid}}{N}$$

$$= \frac{8 \times (0.2 - 50 \div 2)}{(50 - 0.4)^2} \times (1.280 \times 2 + 0.780 \times 2 + 0.280)$$

$$\times \frac{1}{5} = 0.070967742 \text{ rad}$$

$$P_e = f_{pe} \times A_p = 732.87 \times 21{,}360 = 15{,}653{,}927 \text{ N}$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_c} = \frac{15{,}653{,}927}{1{,}249{,}143} = 12.53 \text{ MPa}$$

$$V_p = P_e \times \sin\alpha = 15{,}653{,}927 \times \sin (0.07096774) = 1{,}109{,}992 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \cdot b_0 \cdot d + V_p$$

$$= (0.29 \times \sqrt{45} + 0.3 \times 12.53) \times 250 \times 2{,}509 + 1{,}109{,}992$$

$$= 4{,}688{,}104 \text{ N} = 4{,}688.10 \text{ kN}$$

(4) 콘크리트의 공칭전단강도

$$\therefore \quad V_c = \min [V_{ci} , V_{cw}] = \min [11{,}205 , 4{,}688] = 4{,}688.10 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.8 \times 4{,}688.10 = 3{,}750.48 \text{ kN}$$

(5) 복부강재가 부담해야 할 전단강도

$$\phi V_s = 0.8 \times (3{,}100 \times 9 \times 2 \times 105) = 4687.2 \text{ kN}$$

$$\therefore \quad \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 3{,}750.48 + 4{,}687.20 = 8{,}437.68 \text{ kN}$$

$$V_u = 4{,}645.30 \text{ kN} < \phi V_n = 8{,}437.68 \text{ kN}$$

$\therefore \quad V_u < \phi V_n$ 이므로, 전단보강철근이 필요없음.

4.11 전단연결재 설계

(1) 전단력에 의한 수평력

$$Ho = \frac{S \cdot A_c \cdot d_{vc}}{I_v \cdot b}$$

여기서 dvc : 합성단면 중립축에서 바닥판 중립축까지의 거리

절점3: $Ho = \frac{(770.75 + 762.43) \times 10^3}{4,866,531,187,483} \times 1,700 \times 280 \times (1,372 + 140)$

$= 226.67$

절점5: $Ho = \frac{(531.74 + 759.72) \times 10^3}{4,291,741,459,222} \times 1,700 \times 280 \times (1,247 + 140)$

$= 198.73$

절점8: $Ho = \frac{(52.75 + 323.0) \times 10^3}{3,716,951,730,960} \times 1,700 \times 280 \times (1,247 + 140)$

$= 66.77$

(2) 건조수축에 의한 수평전단력 산정

$a = 1,700 \text{ mm} \le L / 10 = 50,000 / 10 = 5,000 \text{ mm}$

$n_2 = n \times (1 + \frac{\phi_2}{2}) = 8.00 \times (1 + \frac{4}{2}) = 24.00$

$Ps = \frac{Es}{n_2} \varepsilon_s Ac = \frac{2.05 \times 10^5}{24.00} \times 2.7 \times 10^{-4} \times (1,700 \times 280)$

$= 1,097,775 \text{ N}$

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n_2 A_s} + \frac{A_c d^2}{I_c + n_2 I_s}}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{280 \times 1,700}{24.00 \times 298,409} + \frac{1,700 \times 280 \times (1,308 + 140)^2}{1,700 \times \frac{280^3}{12} + 24.00 \times 398,144,148,542}}$$

$= 0.8541$

$$Hs = \frac{2 \times Ps \times Fs}{a} = \frac{2 \times 1,097,775 \times 0.8541}{1,700} = 1,103 \text{ N/mm}$$

(3) 온도차에 의한 수평전단력 산정

$$Pt = \frac{Es}{n} \varepsilon_t A_c \Delta t = \frac{2.05 \times 10^5}{8.00} \times 1.2 \times 10^{-5} \times (1,700 \times 280) \times 10$$

$$= 1,463,700 \quad N$$

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{nA_s} + \frac{A_c d^2}{I_c + nI_s}}$$

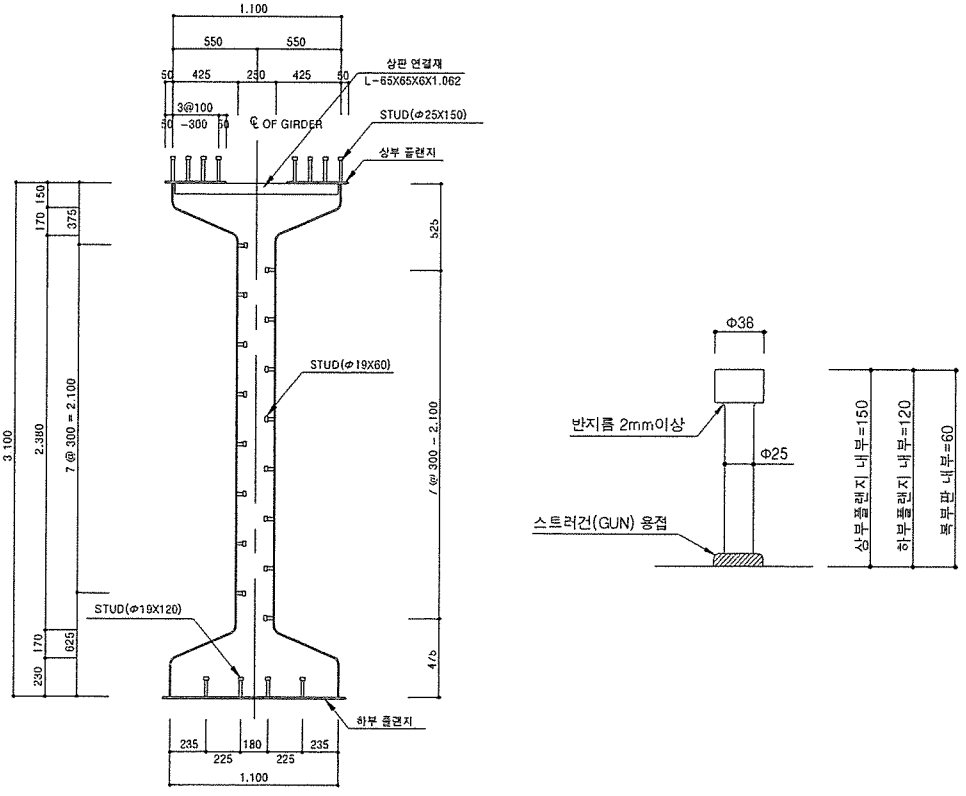
$$= \frac{1}{1 + \frac{280 \times 1,700}{8.00 \times 298,409} + \frac{1,700 \times 280 \times (1,308 + 140)^2}{1,700 \times \frac{280^3}{12} + 8.00 \times 398,144,148,542}}$$

$$= 0.66$$

$$Ht = \frac{2 \times Pt \times Ft}{a} = \frac{2 \times 1,463,700 \times 0.66}{1,700} = 1,137 \quad N/mm$$

(4) 전단연결재의 간격

- 사용스터드 : Φ 25 mm , h = 150 mm



- STUD의 허용전단력

$$\frac{H}{\phi} = \frac{150}{25} = 6.0 > 5.50$$

$$Qa = 9.5 \cdot d^{2} \cdot \sqrt{fck} = 9.5 \times 25^{2} \times \sqrt{30} = 32,521 \text{ N/ea}$$

STUD 8 본 사용 : Qa = 8 × 32,521 = 260,168 N

- STUD 배치 간격 검토 (철도설계기준(2013) 9.11.9)

· STUD의 최대간격

바닥판 콘크리트 두께의 3배(3 × 280 = 840 mm) 이고 600mm 이하

⇒ 600 mm 이하 사용 O.K

· STUD의 최소간격

교축방향 : 5 · d = 125 mm 또는 100 mm ⇒ 100 mm 사용 O.K

교축직각방향 : d + 30 = 55 mm ⇒ 75 mm 사용 O.K

최소연단순간격 : 25 mm < 120 - 25 / 2 = 108 mm O.K

- 전단연결재 간격

$$d_{req} = \frac{N \cdot Qa}{H}$$ 여기서 N : 스터드 횡갯수

절점	H_0	Ht	Hs	H1=H_0+Ht	H2=Ht+Hs	max(H1,H2)	d_{req}	간격
3	226.67	1,136.52	1,103.07	1,363.19	2,239.59	2,239.59	117	100
5	198.73			198.73	0.00	198.73	1,310	300
8	66.77			66.77	0.00	66.77	3,897	600

◆ 전단연결재의 극한강도검토 (도로교설계기준 3.9.5.10)

* 전단연결재의 극한강도

$Vu = 0.4\ d^2\ \sqrt{fck \cdot Ec}$

$= 0.4 \times 25^2 \times \sqrt{30 \times 28,417}$

$= 230,830.6\ N > Asc\ fu$

(Asc fu = $\pi/4 \times 25^2 \times 410 = 201,258.3$ N)

⇒ Vu = Asc fu = 201.3 kN

Vu : 전단연결재의 극한강도 (N) 단, Vu ≤Asc fu

d : 전단연결재의 지름 (mm)

fck: 콘크리트의 28일 압축강도 (MPa)

Asc: 전단연결재의 단면적 (mm^2)

fu : 전단연결재의 인장강도 (MPa)

* 최대 정모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘 (P) - P_1, P_2 중 작은 값을 취한다.

$P_1 = As \cdot fy$

As : 덮개판을 포함하는 강재 단면의 총면적 (mm^2)

fy : 사용된 강재의 최소 공칭항복응력 320 (MPa)

fck: 콘크리트의 28일 압축강도 30 (MPa)

$P_2 = 0.85\ fck\ b\ ts$

b : 슬래브의 유효폭 (mm)

ts : 콘크리트 슬래브의 두께 280 (mm)

* 최대 부모멘트부의 슬래브에 작용하는 힘

$P_3 = As^r \cdot fy^r$

As^r: 내부 지점부 유효슬래브 폭 내에 설치된 종방향 철근의 총면적 (mm^2)

fy^r: 철근의 최소 항복응력 400 (MPa)

* 전단연결재 필요개수

$$N_1 = \frac{P}{\Phi\ Vu}$$

$$N_2 = \frac{P + P_3}{\Phi\ Vu}$$

N_1 : 최대 정모멘트부와 인접한 교대 지점부 사이의 전단연결재 필요개수

P : P1,P2 중 작은 값

Φ : 감소계수 (0.85)

N_2 : 최대 정모멘트부와 인접한 최대부모멘트부 사이의 전단연결재 필요개수

* 구간별 전단연결재 필요개수 및 설치개수 검토

절점	b (mm)	As (mm^2)	As^r (mm^2)	P_1 (N)	P_2 (N)	P_3 (N)	필요개수 N_1	필요개수 N_2	설치개수	비 고
1	3,005	91,800	0	29,376,000	21,455,700	0	125	-	830	O.K.
2	3,005	102,158	0	32,690,560	21,455,700	0	125	-	830	O.K.
3	3,005	102,158	0	32,690,560	21,455,700	0	125	-	830	O.K.
4	3,005	102,158	0	32,690,560	21,455,700	0	125	-	830	O.K.
5	3,005	102,158	0	32,690,560	21,455,700	0	125	-	830	O.K.
6	3,005	102,158	0	32,690,560	21,455,700	0	125	-	830	O.K.
7	3,005	91,800	0	29,376,000	21,455,700	0	125	-	830	O.K.

◆ 전단연결재의 피로설계

* 수평전단력 범위

$$Sr = \frac{Vr \cdot Q}{I}$$

Sr : 설계대상 단면의 슬래브와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)

Q : 정모멘트부 ⇒ 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트(mm^3)

부모멘트부 ⇒ 합성단면의 중립축에 대한 철근의 단면1차모멘트(mm^3)

I : 합성단면의 단면2차모멘트(mm^4) - 부모멘트부의 경우 철근 고려

* 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \cdot d^2 = 39 \times 25^2 = 24,375$ N

Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (N)

d : 25 mm (stud 의 지름)

β : 39 (하중 반복회수 : 2,000,000 이상)

* 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$$do = \frac{\Sigma Zr}{Sr}$$

do : 전단연결재의 간격 (mm)

$\Sigma Zr = n \cdot Zr$ (N)

n : 한 단면에 설치된 전단연결재 개수

* 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

절점	I (mm^4)	Ac/n or As^r	dvc or dr	Q (mm^3)	Vr (N)	Sr (N/mm)	n	ΣZr (N)	소요간격 do(mm)	배치간격 (mm)	비 고
1	608,316,398,435	71,750	1,511.5	108,450,125	762,430	136	8	195,000	1,434	100	O.K.
2	464,618,966,370	71,750	1,387.4	99,545,950	631,360	135	8	195,000	1,444	300	O.K.
3	464,618,966,370	71,750	1,387.4	99,545,950	409,530	88	8	195,000	2,216	600	O.K.
4	464,618,966,370	71,750	1,387.4	99,545,950	226,830	49	8	195,000	3,980	600	O.K.
2	464,618,966,370	71,750	1,387.4	99,545,950	409,530	88	8	195,000	2,216	600	O.K.
3	464,618,966,370	71,750	1,387.4	99,545,950	631,360	135	8	195,000	1,444	300	O.K.
5	608,316,398,435	71,750	1,511.5	108,450,125	762,430	136	8	195,000	1,434	100	O.K.

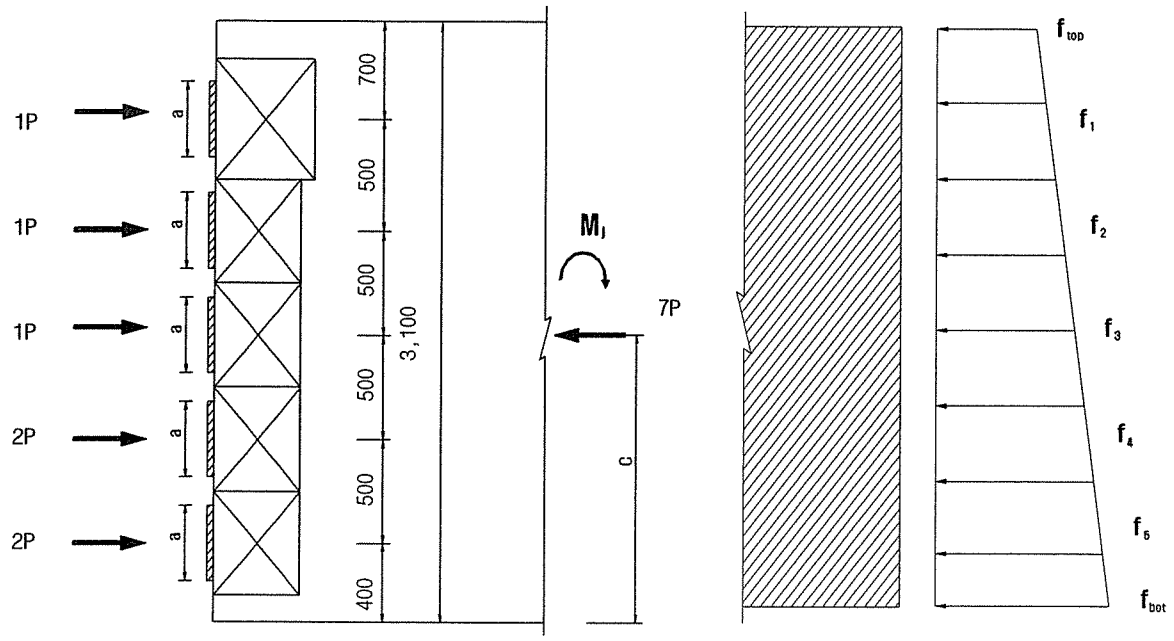
4.12 정착부 설계

가. 설계 제원

(1) 프리스트레스 도입 하중 (P_j) = 3,717.34 kN

(2) 지압판 크기 = 315 mm × 315 mm

(3) 단면 형상 및 프리스트레스 재하 형상



나. 내부 응력 분포 산정

(1) 작용력에 대한 합력의 위치(C) :

$$7P \cdot P_j \times C = 1 \cdot P_j (400 + 500 + 500 + 500 + 500) + 1 \cdot P_j (400 + 500 + 500 + 500) + 1 \cdot P_j (400 + 500 + 500) + 2 \cdot P_j (400 + 500) + 2 \cdot P_j (400)$$

$$\therefore C = 1,186 \text{ mm}$$

(2) 모멘트

$$M_j = 7 \cdot P_j (d/2 - C) = 7 \times 3,717.34 \times (1,550 - 1,186) = 9,479.21 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 내부 응력 분포 산정

$$f_{top} = \frac{7\ P_j}{B\ d} - \frac{12\ M_j}{B\ d^3} \times \frac{d}{2} = \frac{7 \times 3,717.34}{1,100 \times 3,100} - \frac{12 \times 9,479.21}{1,100 \times 3,100^3} \times \frac{3,100}{2}$$

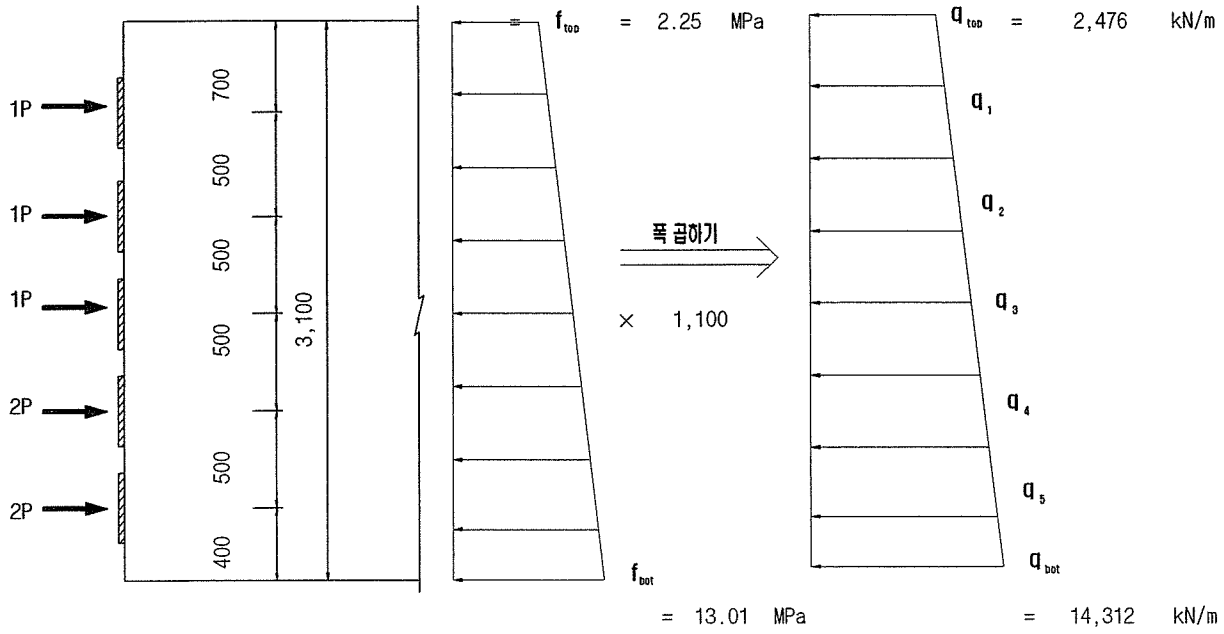
$$= 7.63 - 5.38 = 2.25 \text{ MPa}$$

$$f_{bot} = \frac{7\ P_j}{B\ d} + \frac{12\ M_j}{B\ d^3} \times \frac{d}{2}$$

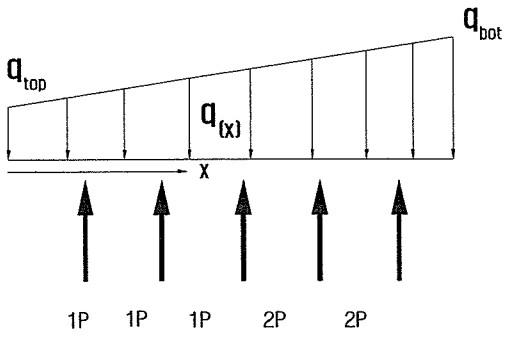
$$= \quad 7.63 \quad + \quad 5.38 \quad = \quad 13.01 \quad MPa$$

다. 역하중 산정

(1) 내부 응력에서 단위길이당 하중 산정



(2) 역으로 하중 산정



q_{top} = 2,476 kN/m

q_{bot} = 14,312 kN/m

$q_{(x)} = [(\ q_{bot} - q_{top}\ )/\ 3.100 \cdot x + q_{bot}$

$= 3{,}818.29 \cdot x + 2{,}475.65$

1) 전단력

$$V(x) = \frac{-3,818.3}{2} x^2 - 2,475.65\ x$$

$$V1(x) = \frac{-3,818.3}{2} x^2 - 2,475.65\ x \qquad (\ 0.000 \le x \le 0.700\ )$$

$$V2(x) = 1 \times 3,717.34 - \frac{3,818.29}{2} x^2 - 2,475.65\ x \qquad (\ 0.700 \le x \le 1.200\ )$$

$$V3(x) = 2 \times 3,717.34 - \frac{3,818.29}{2} x^2 - 2,475.65\ x \qquad (\ 1.200 \le x \le 1.700\ )$$

$$V4(x) = 3 \times 3,717.34 - \frac{3,818.29}{2} x^2 - 2,475.65\ x \qquad (\ 1.700 \le x \le 2.200\ )$$

$$V5(x) = 5 \times 3,717.34 - \frac{3,818.29}{2} x^2 - 2,475.65\ x \qquad (\ 2.200 \le x \le 2.700\ )$$

$$V6(x) = 7 \times 3,717.34 - \frac{3,818.29}{2} x^2 - 2,475.65\ x \qquad (\ 2.700 \le x \le 3.100\ )$$

2) 모멘트

$$M1(x) = \frac{-3,818.3}{6} x^3 - \frac{2,475.65}{2} x^2 \qquad (\ 0.000 \le x \le 0.700\ )$$

$$M2(x) = 1 \times 3,717.34\ x - \frac{3,818.29}{6} x^3 - \frac{2,475.65}{2} x^2 - 2,602.14$$

$$(\ 0.700 \le x \le 1.200\ )$$

$$M3(x) = 2 \times 3,717.34\ x - \frac{3,818.29}{6} x^3 - \frac{2,475.65}{2} x^2 - 7,062.94$$

$$(\ 1.200 \le x \le 1.700\ )$$

$$M4(x) = 3 \times 3,717.34\ x - \frac{3,818.29}{6} x^3 - \frac{2,475.65}{2} x^2 - 13,382.42$$

$$(\ 1.700 \le x \le 2.200\ )$$

$$M5(x) = 5 \times 3,717.34\ x - \frac{3,818.29}{6} x^3 - \frac{2,475.65}{2} x^2 - 29,738.70$$

$$(\ 2.200 \le x \le 2.700\ )$$

$$M6(x) = 7 \times 3{,}717.34\ x - \frac{3{,}818.29}{6} x^3 - \frac{2{,}475.65}{2} x^2 - 49{,}812.32$$

(2.700 ≤ x ≤ 3.100)

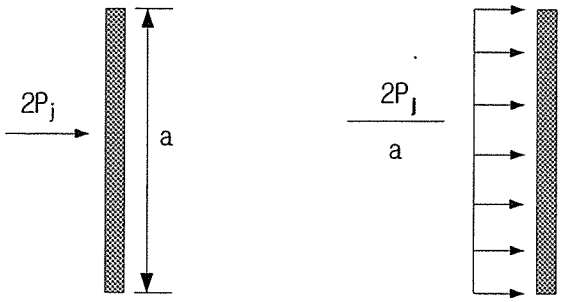
모 멘 트 집 계			
M	(0.700)	= -824.81	kN · m
M	(1.200)	= -1,023.46	kN · m
M	(1.700)	= -1,127.84	kN · m
M	(2.200)	= -1,615.23	kN · m
M	(2.700)	= -1,104.26	kN · m

3) 최대모멘트

M_{max} = -1,615.23 kN · m

(3) 지점부를 고려한 모멘트 및 인장력 산정

1) 재하판에 의한 모멘트 (최대모멘트가 작용하는 곳에서의 재하판)



$$Ma = \frac{1}{8}(2\times P_j)\ a = \frac{2 \times 3{,}717.34 \times 0.315}{8} = 292.74 \quad kN\cdot m$$

2) 깊은보를 고려한 국부인장력(bursting tensile force)

$$T_1 = \frac{M_{max} - M_a}{(h/2)} = \frac{1{,}615.23 - 292.74}{3{,}100 / 2} = 853.22 \quad kN$$

3) 폭방향 인장력 산정

$$T_2 = 0.25 \times (7\ P_j) \times \left(1 - \frac{500.00 + 315.00}{1{,}100}\right)$$

$$= 1{,}685.47 \quad kN$$

(4) 정착부 보강철근 산정

1) 높이방향 철근 적용

① 총 필요 철근량 : 사용철근 H 19 A_{use} = 286.50 mm^2

- T_1 = 853.22 kN
- f_y = 180.00 MPa
- A_{s1} = 853.22 / 180.00 = 4,740.1 mm^2 (높이방향 총 필요 철근량)

② 보강철근 필요 철근량 : H 19 - 36 ea 적용

- A_{req} = 4,740.12 / 36.00 = 131.7 mm^2/ea (높이방향 보강철근 필요 철근량)

③ 정착부 높이방향 보강철근 검토

- A_{req} < A_{use} (= 286.5 mm^2) 이므로 O.K~

2) 폭방향 철근 적용

① 총 필요 철근량 : 사용철근 H 19 A_{use} = 286.50 mm^2

- T_2 = 1685.47 kN
- f_y = 180.00 MPa
- A_{s1} = 1,685.47 / 180.00 = 9,363.7 mm^2/ea (폭방향 총 필요 철근량)

② 보강철근 필요 철근량 : H 19 - 80 ea 적용

- A_{req} = 9,363.75 / 80.00 = 117.0 mm^2/ea (폭방향 보강철근 필요 철근량)

③ 정착부 높이방향 보강철근 검토

A_{req} < A_{use} (= 286.5 mm^2) 이므로 O.K~

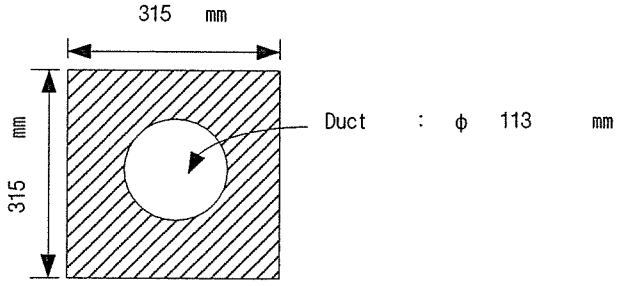
마. 지압강도 검토(나선철근량 산출)

(1) 콘크리트에 발생하는 지압응력

1) 작용력 : P_j = 3,717.34 kN

2) 재하면적

- 덕트 지름 : ϕ 113 mm
- 재하판 크기 : 315 mm × 315 mm
- 순면적(A_g) : 315 × 315 - (π × 113 ^{2} / 4) = 89,196 mm^2



3) 압축응력

$$f_{bear} = \frac{P_j}{A_g} = \frac{3,717.34 \times 1,000}{89,196} = 41.68 \text{ MPa}$$

(2) 콘크리트의 지압강도

1) 나선철근의 구속효과에 의한 지압강도

$$f_{str} = 0.85 f_{ci} + \frac{4 A_{spiral} f_s}{r_i \times p}$$

여기서, A_{spiral} : 나선철근의 단면적 (H19 mm)

f_s : 나선철근의 항복강도

r_i : 나선철근으로 둘러싸인 콘크리트 반경

p : 나선철근의 피치(pitch)

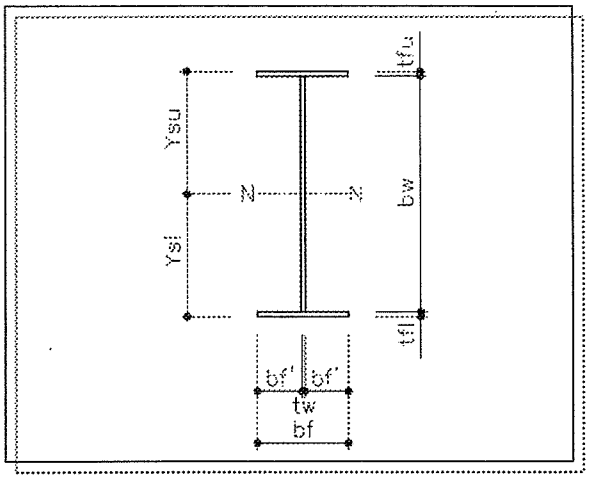
$$f_{str} = 0.85 \times 0.80 \times 45 + \frac{4 \times 286.5 \times 400}{230 \times 100} = 50.53 \text{ MPa}$$

2) 지압강도 검토

f_{bear} < f_{str} 으므로 O.K!!

4.13. 가로보 설계

4.13.1 단부가로보 검토



사용강재 : SM 490 B

플랜지의 폭 : bf = 300 mm

복부의 폭 : bw = 1,600 mm

수평보강재 : 설치안함

(1) 최소두께 검토 [철도설계기준(2013) 9.5.3, 9.6.2, 9.6.4]

• 주요부재 최소두께 = 9 mm

• 복부판 검토

tw(min) = MAX (bw /250, 9.0) = 9 mm

복부판 사용두께 tw = 10 mm > tw(min) ∴O.K!

• 플랜지 검토

bf' = 145 mm

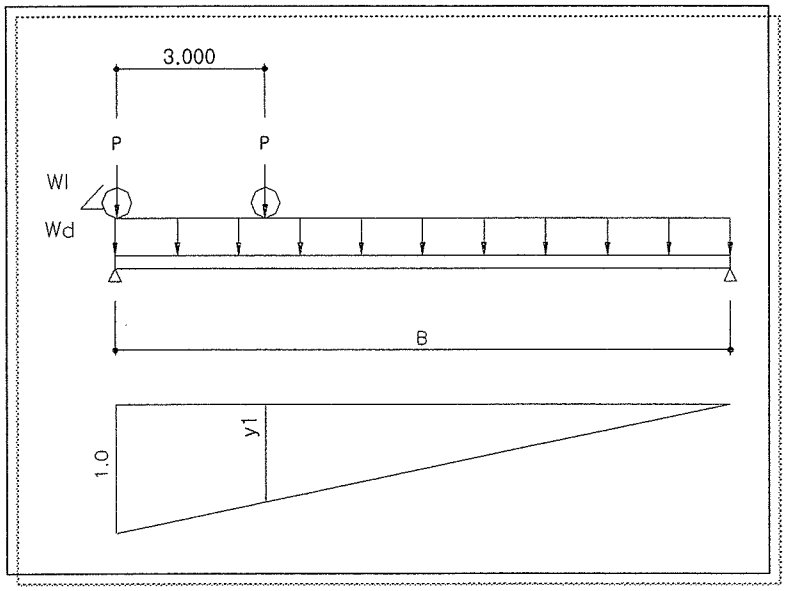
tf(min) = MAX (bf'/12.5, 9.0) = 12 mm

상부플랜지 사용두께 tfu = 12 mm > tf(min) ∴O.K!

하부플랜지 사용두께 tfl = 12 mm > tf(min) ∴O.K!

(2) 하중 산정

가. KRL-2012 하중 재하시



※ 종거계산

y1 = 0.625

CROSS BEAM설치간격 B = 8.000 m , CROSS BEAM설치간격 B = 8.200 m

CROSS BEAM의 지간 L = 0.600 m

바닥슬래브의 두께 ts = 280 mm

① 고정하중

슬 래 브 :	0.280	×	24.50		=	6.86	kN/m²
도 상 :	0.570	×	24.70		=	14.08	kN/m²
궤 도 :	3.000	/	3.132		=	0.96	kN/m²
배수기울기 콘크리트 :	1 / 2	×	0.042	x 24.50	=	0.52	kN/m²
						22.41	kN/m²

강재자중 : (0.300 × 0.012 + 1.600 × 0.010 + 0.300 × 0.012) × 77.00 = 1.79 kN/m

부가 부재에 대한 강재자중의 할증 : 1.79 × 50 % = 2.68 kN/m

영향선의 단면적 A = (1.00 × B) / 2 + (1.00 × B) / 2 = 8.10

∴ Wd = 22.41 × 8.10 + 2.68 × 1.00 = 184.22 kN/m

② 활하중 (KRL-2012)

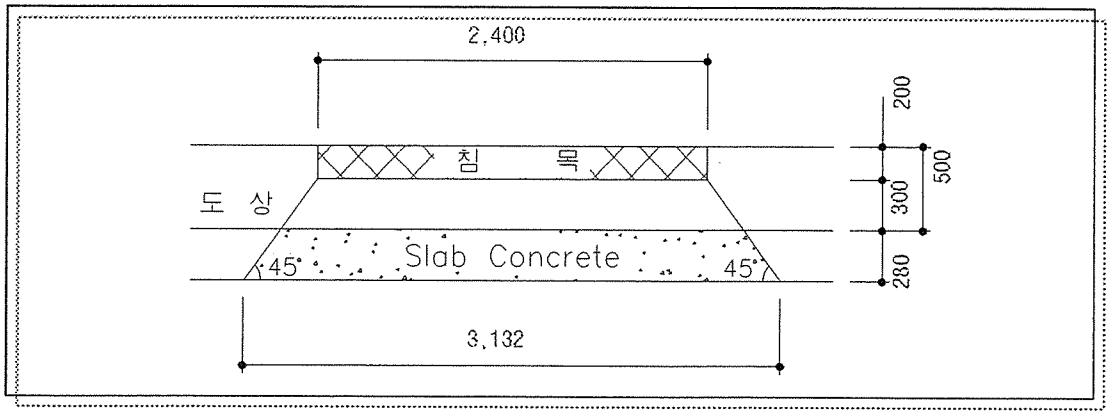
P = 220 kN , W = 80 kN/m

PI = ∑(P · y) = 220 × (1.000 + 0.625) + 80 × (1.000 × 8.000 / 2)

= 677.50 kN

WI = PI / BI = 677.50 / 3.132 = 216.32 kN/m

※ 하중분포폭 (캔틸레버부와 중앙부 하중분포폭 가운데 최대 분포폭 적용)



BI= 2.4 + { 0.300 / TAN (53) + 0.140 / TAN (45) } × 2 = 3.132 m

③ 충격계수

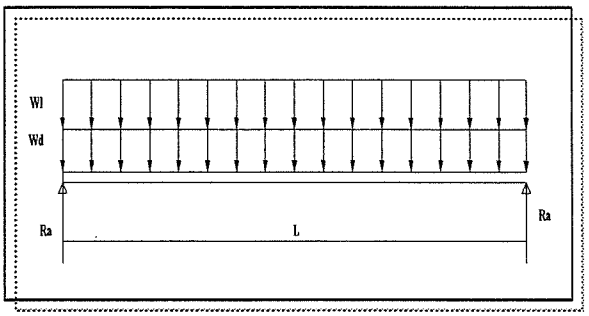
- i = 1.44 / (√ Lc - 0.2) - 0.18 (0 < i ≤ 0.67)

= 1.44 / (√ 0.60 - 0.2) - 0.18 = 2.33

PI+i = PI × (1 + i) = 677.50 × (1 + 0.67) = 1,131.43 kN

WI+i = WI × (1 + i) = 216.32 × (1 + 0.67) = 361.25 kN/m

(3) 단면력 산정



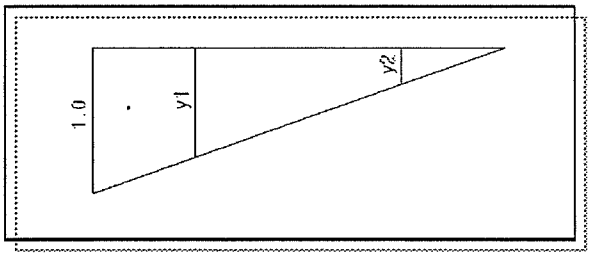
Bl' = 0.6 m

L = 0.6 m

Ra = 184.22 × 0.6 ^{2} / 2 + 361.25 × 0.6 ^{2} / 2 = 98.18 kN

Bl' : 활하중작용시 가로보에 영향을 미치는 분포폭

① 전단력



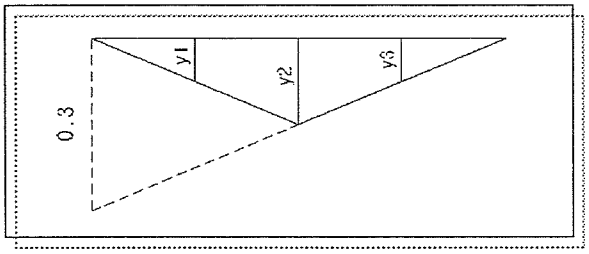
A = 0.6 × 1 / 2 = 0.3

Smax = Wd • A + (Wl + l) • A

= (184.22 × 0.3) + (361.25 × 0.3)

= 163.64 kN

② 모멘트



A = 0.6 × 0.300 / 2 = 0.090

Mmax = Wd • A + (Wl + l) • A

= (184.22 × 0.090) + (361.25 × 0.090)

= 49.09 kN

(4) 응력 검토

구 분						A (mm^2)	Y (mm)	A · Y (mm^3)	A · Y^2 (mm^4)	Io (mm^4)
1	-	UFLG	300	×	12	3,600	806	2,901,600	2,338,689,600	43,200
1	-	WEB	1,600	×	10	16,000	0	0	0	3,413,333,333
1	-	LFLG	300	×	12	3,600	-806	-2,901,600	2,338,689,600	43,200
합 계						23,200		0	4,677,379,200	3,413,419,733

δ = $\Sigma A \cdot Y / \Sigma A$ = 0.00 / 23,200 = 0 mm

I_N = $\Sigma Io + \Sigma A \cdot Y2 - \Sigma A \cdot \delta 2$

= 3,413,419,733 + 4,677,379,200 - 0 = 8,090,798,933 mm^4

Ysu = bw/2 + tfu - δ = 1,600 / 2 + 12 - 0 = 812 mm

Ysl = bw/2 + tfl + δ = 1,600 / 2 + 12 + 0 = 812 mm

· 휨응력의 검토 [철도설계편람 5-404]

- 국부효과에 따른 휨응력 검토

fu = Mu · Ysu / IN = 49.09 × 10^6 × 812 / 8,090,798,933

= 4.93 MPa < fca = 190 MPa ∴O.K!

fl = Mu · Ysl / IN = 49.09 × 10^6 × 812 / 8,090,798,933

= 4.93 MPa < fta = 190 MPa ∴O.K!

- 전체효과에 따른 휨응력 검토

fu = Mu · Ysu / IN = 207.97 × 10^6 × 812 / 8,090,798,933

= 20.87 MPa < fca = 190 MPa ∴O.K!

fl = Mu · Ysl / IN = 207.97 × 10^6 × 812 / 8,090,798,933

= 20.87 MPa < fta = 190 MPa ∴O.K!

· 전단응력의 검토

- 국부효과에 따른 휨응력 검토

υ = Su / Aw = 163.64 × 1,000 / 16,000

= 10.23 MPa < υa = 105 MPa ∴O.K!

- 전체효과에 따른 휨응력 검토

υ = Su / Aw = 528.19 × 1,000 / 16,000

= 33.01 MPa < υa = 105 MPa ∴O.K!

· 합성응력의 검토

$$\sqrt{\left(\frac{20.87}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{33.01}{105.00}\right)^2} = 0.333 < 1.1 \quad \therefore O.K!$$

- 단부 연결 검토

(1) 상부 플랜지 이음

① 연결판 검토

• 작용응력 : fu = 20.87 MPa

• 모재의 허용응력 : fa = 190.0 MPa (SM 490 사용)

0.75fa = 142.5 MPa > fu 이므로

fu' = 142.5 MPa 를 사용하여 설계 [철도설계기준(2013) 9.8.1]

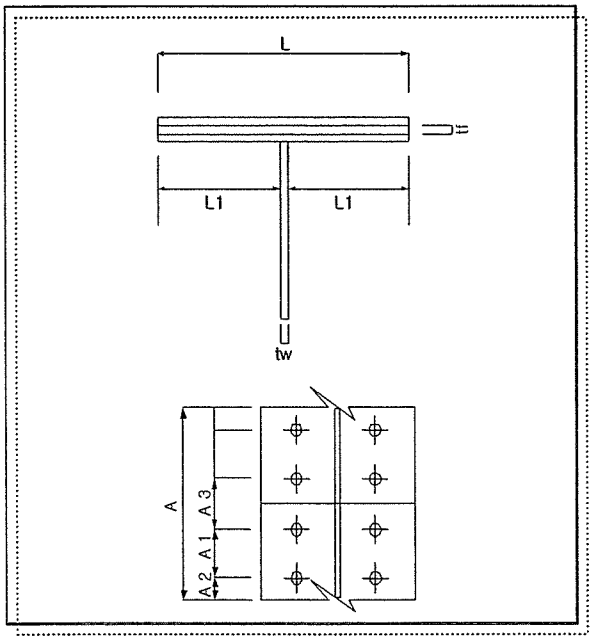
Af = tf · L = 12 × 300 = 3,600 mm^2

• 볼트의 필요갯수 산정 (2면 마찰)

T.S.B S 13 T (M 22) 사용 ⇒ ρa = 63 kN [철도설계기준(2013) 9.4.4]

N = Af · f / (2 · ρa) = 3,600 × 142.5 / (2 × 63)

= 4.1 개 ⇒ 6 개 사용 (3 열 배치) ∴O.K!



tf = 12 mm

tw = 10 mm

L = 300 mm

L1 = 120 mm

A = 530 mm

A1 = 2 @ 90 = 180 mm

A2 = 40 mm

A3 = 90 mm

• SPLICE 두께 산정

Asn = ts × {(300 - 25 × 2) + (120 - 25 × 1) × 2 EA }

= 440 × ts ≥ Af

∴ ts ≥ An / 440 = 3,600 / 440 = 8 mm ⇒ ts = 10 사용

• 연 결 판

1 - PL. 300 × 10 × 530

2 - PL. 120 × 10 × 530

Σ As = 5,400 mm^2 > Af = 3,600 mm^2 ∴O.K!

② BOLT의 응력검토

• 직응력

$$\rho_p = \frac{P}{n} = \frac{12 \times 300 \times 142.5}{6\ EA} = 85.50\ kN/EA < 2 \cdot \rho a \quad \therefore O.K!$$

• 휨전단 응력

$$\rho_h = \frac{SQ}{I} \times \frac{p}{n} = \frac{528.19 \times 2{,}901{,}600 \times 150}{8{,}090{,}798{,}933 \times 3} = 9.47\ kN/EA$$

S : 작용전단력 = 528.19 kN

Q : 중립축에 대한 접합선외측의 단면1차모멘트

Q = 300 × 12 × (812 − 6) = 2,901,600 mm^3

I : 중립축에 대한 총단면의 단면2차모멘트 I = 8,090,798,933 mm^4

p : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm) = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트수

= 300 / 2 = 150 mm

n : 접합선 직각의 BOLT의 갯수

• 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho p^2 + \rho h^2)} = \sqrt{(85.50^2 + 9.47^2)}$$

$$= 86.02\ kN/EA < 2 \cdot \rho a \quad \therefore O.K!$$

③ 모재의 응력검토

플랜지의 총단면적 As = 12 × 300 = 3,600 mm^2

볼트 구멍을 공제한 플랜지의 순단면적 Asn = 12 × (300 − 25 × 2) = 3,000 mm^2

$$\text{모재의 응력 } fu = \frac{3{,}600 \times 143}{3{,}000} = 171.00\ MPa \leq fa \quad \therefore O.K!$$

(2) 하부 플랜지 이음

① 연결판 검토

• 작용응력 : fl = 10.23 MPa

• 모재의 허용응력 : fa = 190.0 MPa (SM 490 사용)

0.75 fa = 142.5 MPa > fu 이므로

fl' = 142.5 MPa 를 사용하여 설계 [철도설계기준(2013) 9.8.1]

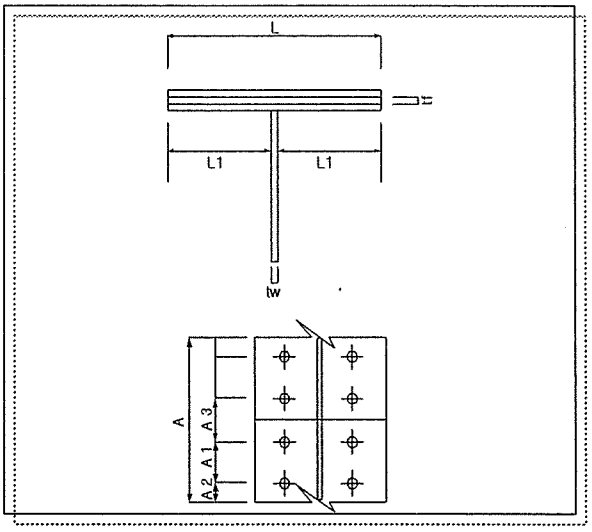
Af = tf · l = 12 × 300 = 3,600 mm^2

• 볼트의 필요갯수 산정 (2면마찰)

T.S.B S 13 T (M 22) 사용 ⇒ ρa = 63 kN [철도설계기준(2013) 9.4.4]

N = Af · f / (2 · ρa) = 3,600 × 142.5 / (2 × 63)

= 4 개 ⇒ 6 개 사용 (3 열배치) ∴O.K!



tf = 12 mm

tw = 10 mm

L = 300 mm

L1 = 120 mm

A = 530 mm

A1 = 2 @ 90 = 180 mm

A2 = 40 mm

A3 = 90 mm

• SPLICE 두께산정

Asn = ts × { (120 - 25 × 1) × 4 EA }

= 380 × ts ≥ Af

∴ ts ≥ An / 380 = 3,600 / 380 = 9 mm ⇒ ts = 10 mm 사용

• 연 결 판

1 - PL. 300 × 10 × 530

2 - PL. 120 × 10 × 530

Σ As = 5,400 mm^2 > Af = 3,600 mm^2 ∴O.K!

② BOLT의 응력검토

• 직응력

$$\rho_p = \frac{P}{n} = \frac{12 \times 300 \times 143}{6\ EA} = 85.50\ kN/EA < 2 \cdot \rho a$$ ∴O.K!

• 휨전단 응력

$$\rho_h = \frac{SQ}{I} \times \frac{p}{n} = \frac{528.191 \times 2{,}901{,}600 \times 150}{8{,}090{,}798{,}933 \times 3} = 9.47\ kN/EA$$

S : 작용전단력 = 528.19 kN

Q : 중립축에 대한 접합선외측의 단면1차모멘트

Q = 300 × 12 × (812 - 6) = 2,901,600 mm^3

I : 중립축에 대한 총단면의 단면2차모멘트 I = 8,090,798,933 mm^4

p : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm) = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트수

= 300 / 2 = 150 mm

n : 접합선직각의 BOLT의 갯수

• 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho_p^2 + \rho_h^2)} = \sqrt{(85.50^2 + 9.47^2)}$$

= 86.02 kN/EA < 2 · ρa ∴O.K!

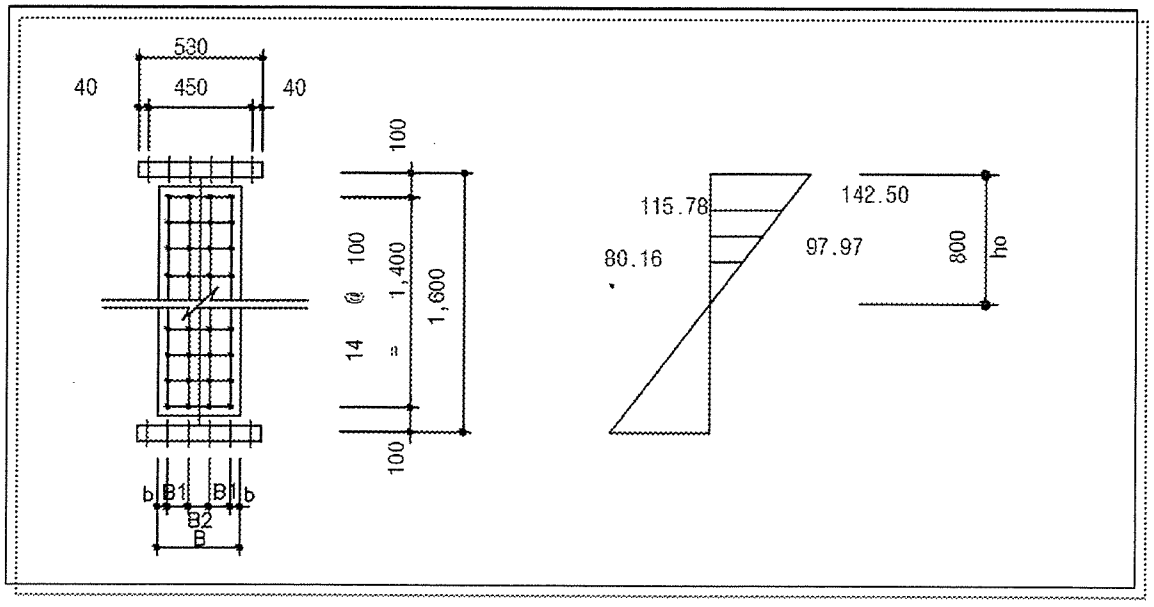
③ 모재의 응력검토

플랜지의 총단면적 $As = 12 \times 300 = 3,600\ mm^2$

볼트 구멍을 공제한 플랜지의 순단면적 $Asn = 12 \times (300 - 25 \times 2) = 3,000\ mm^2$

모재의 응력 $fl = \dfrac{3,600 \times 142.5}{3,000} = 171.00\ MPa \leq fa$ ∴O.K!

(3) 복부판의 연결



tw = 10 mm

B1 = 1 @ 100 = 100 mm , B2 = 100 mm , b = 50 mm , B = 400 mm

① 볼트의 응력검토

$f_1 =$ fl' = 142.50 MPa

$f_2 =$ $f_1 \cdot (ho - 150) / ho$ = 115.78 MPa

$f_3 =$ $f_1 \cdot (ho - 250) / ho$ = 97.97 MPa

$f_4 =$ $f_1 \cdot (ho - 350) / ho$ = 80.16 MPa

• 휨모멘트에 의한 볼트의 작용력 (2면마찰)

제1열 $\rho m_1 = (142.50 + 115.78) / 2 \times 10 \times 150 / 2$

= 96.86 kN/EA < $2\rho a$ = 126 kN/EA ∴O.K!

• 전단력에 의한 볼트의 작용력 (2면전단)

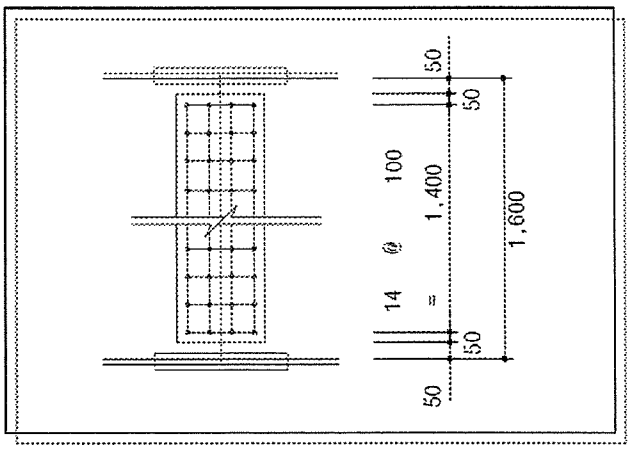
ρs = 528.00 / 30 EA = 17.60 kN/EA < $2\rho a$ = 126.00 kN/EA ∴O.K!

• 합성응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho m^2 + \rho s^2)} = \sqrt{(96.86^{\ 2} + 17.60^{\ 2})}$

= 98.44 kN/EA < $2\rho a$ = 126 kN/EA ∴O.K!

② SPLICE의 응력검토



H = 1,600 mm

h = 1,500 mm

Ysu = 750 mm

Asn = ts × { 1,500 - 25 × 15 } × 2

= 2,250 ts ≥ Aw

∴ ts ≥ Aw / 2,250 = 7 mm ⇒ ts = 10 mm 사용

• 휨모멘트에 의한 검토

작용 모멘트 : M = 207.97 kN · m

가로보 전체의 단면2차 모멘트 : I = 8,090,798,933 mm^4

복부만의 단면2차 모멘트

Iw = 10 × $1,600^3$ / 12 = 3,413,333,333 mm^4

따라서, 복부가 담당하는 휨모멘트는

Mw = M · Iw / I = 207.967 × 3,413,333,333 / 8,090,798,933 = 87.74 kN · m

SPLICE의 단면2차 모멘트

Is = 2 × 10 × $1,500^3$ / 12 = 5,625,000,000 mm^4

SPLICE의 최대응력

fmax = Mw · Ysu / Is = 87.737 × 750 / 5,625,000,000

= 11.70 MPa < ρa = 190.00 MPa ∴O.K!

2 - PL. 1,500 × 10 × 200

Σ As = 30,000 mm^2 > Aw = 16,000 mm^2 ∴O.K!

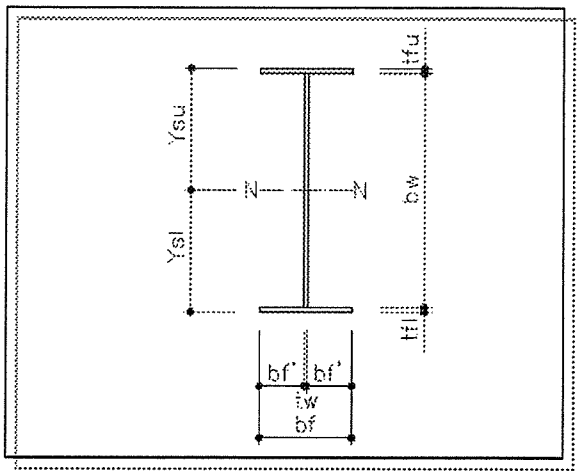
• 전단력에 대한 검토

υ = S / Asn = 528.19 / 22,500 = 23.48 MPa < υa= 105.00 MPa

• 합성응력의 검토

$$\sqrt{\left(\frac{11.70}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{23.48}{105.00}\right)^2} = 0.23 < 1.1 \quad \therefore O.K!$$

4.13.2 중앙부 가로보설계



사용강재 : SM 490 B

플랜지의 폭 : bf = 300 mm

복부의 폭 : bw = 1,600 mm

수평보강재 : 설치안함

(1) 최소두께 검토 [철도설계기준(2013) 9.5.3, 9.6.2, 9.6.4]

• 주요부재 최소두께 = 9 mm

• 복부판 검토

tw(min) = MAX (bw /250, 9.0) = 9 mm

복부판 사용두께 tw = 10 mm > tw(min) ∴O.K!

• 플랜지 검토

bf' = 145 mm

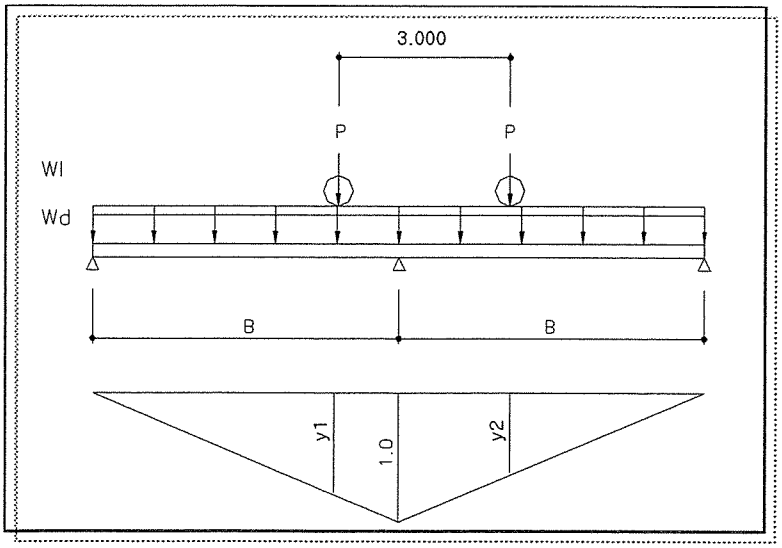
tf(min) = MAX (bf'/12.5, 9.0) = 12 mm

상부플랜지 사용두께 tfu = 12 mm > tf(min) ∴O.K!

하부플랜지 사용두께 tfl = 12 mm > tf(min) ∴O.K!

(2) 하중 산정

가. KRL-2012 하중 재하시



※ 종거계산

y1 = 0.909

y2 = 0.726

CROSS BEAM설치간격 B = 8.200 m , CROSS BEAM설치간격 B = 8.200 m

CROSS BEAM의 지간 L = 1.200 m

바닥슬래브의 두께 ts = 280 mm

① 고정하중

슬 래 브 :	0.280 × 24.50	=	6.86	kN/m²
도 상 :	0.570 × 24.70	=	14.08	kN/m²
궤 도 :	3.000 / 3.132	=	0.96	kN/m²
배수기울기 콘크리트 :	1 / 2 × 0.042 x 24.50	=	0.52	kN/m²
			22.41	kN/m²

강재자중: (0.3 × 0.012 + 1.6 × 0.01 + 0.3 × 0.012) × 77.00 = 1.79 kN/m

부가 부재에 대한 강재자중의 할증 : 1.79 × 50 = 2.68 kN/m

영향선의 단면적 A = (1.00 × 2·B) / 2 = 8.20

∴ Wd = 22.41 × 8.2 + 2.68 × 1 = 186.46 kN/m

② 활하중 (KRL-2012)

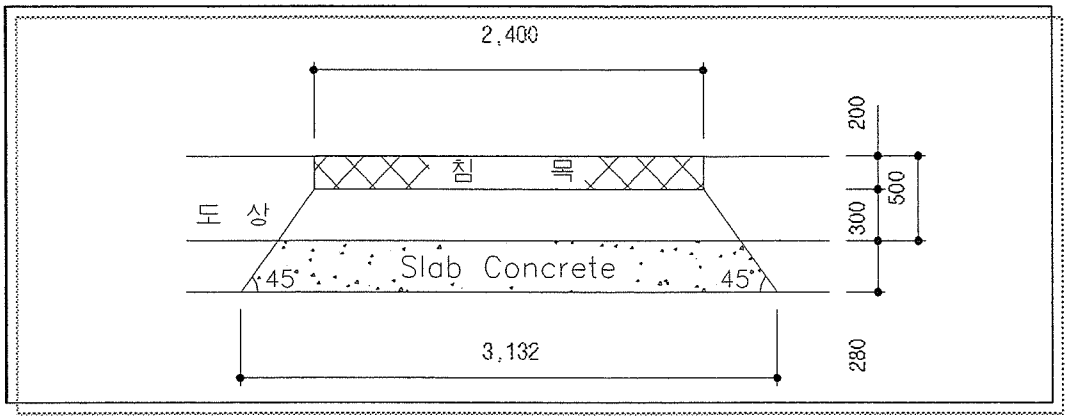
P = 220 kN , W = 80 kN/m

PI = ∑(P·y) = 220 × (0.91 + 0.73) + 80 × (1.000 × 8.200 / 2)

= 687.51 kN

WI = PI / BI = 687.51 / 3.132 = 219.51 kN/m

※ 하중분포폭 (캔틸레버부와 중앙부 하중분포폭 가운데 최대 분포폭 적용)



BI = 2.4 + { 0.300 / TAN(53) + 0.140 / TAN(45)} × 2 = 3.132 m

③ 충격계수

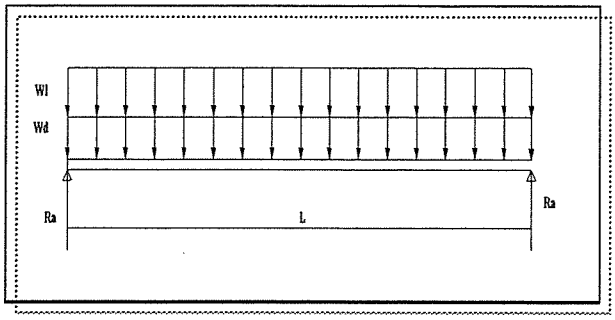
- i = 1.44 / (√ Lc - 0.2) - 0.18 (0 < i ≤ 0.67)

= 1.44 / (√ 1.20 - 0.2) - 0.18 = 1.43

PI+i = PI × (1 + i) = 687.51 × (1 + 0.67) = 1,148.15 kN

WI+i = WI × (1 + i) = 219.51 × (1 + 0.67) = 366.59 kN/m

(3) 단면력 산정



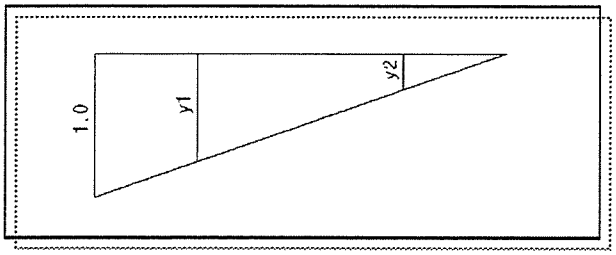
Bl' = 1.566 m

L = 1.200 m

Ra = 186.5 × 1.2 ² / 2 + 366.6 × 1.2 ² / 2 = 398.2 kN

Bl' :활하중작용시 가로보에 영향을 미치는 분포폭

① 전단력



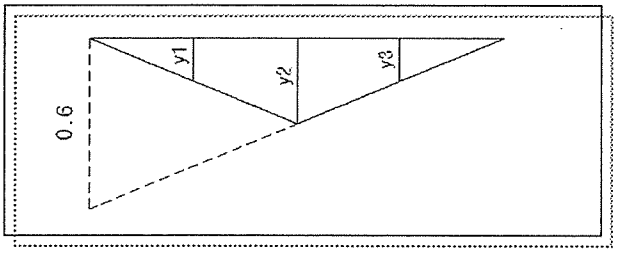
A = 1.2 × 1 / 2 = 0.6

Smax = Wd · A + (Wl + l) · A

= (186.46 × 0.6) + (366.59 × 0.6)

= 331.83 kN

② 모멘트



A = 1.2 × 0.6 / 2 = 0.36

Mmax = Wd · A + (Wl + l) · A

= (186.46 × 0.36) + (366.59 × 0.36)

= 199.10 kN · m

(4) 응력 검토

구 분	A (mm^2)	Y (mm)	A · Y (mm^3)	A · Y^2 (mm^4)	Io (mm^4)
1 - UFLG 300 × 12	3,600	806	2,901,600	2,338,689,600	43,200
1 - WEB 1,600 × 10	16,000	0	0	0	3,413,333,333
1 - LFLG 300 × 12	3,600	-806	-2,901,600	2,338,689,600	43,200
합 계	23,200		0	4,677,379,200	3,413,419,733

δ = $\Sigma A \cdot Y / \Sigma A$ = 0 / 23,200 = 0 mm

I_N = $\Sigma Io + \Sigma A \cdot Y2 - \Sigma A \cdot \delta 2$

= 3,413,419,733 + 4,677,379,200 - 0 = 8,090,798,933 mm^4

Ysu = bw/2 + tfu - δ = 1,600 / 2 + 12 - 0 = 812 mm

Ysl = bw/2 + tfl + δ = 1,600 / 2 + 12 + 0 = 812 mm

· 휨응력의 검토 [철도설계편람 5-404]

- 국부효과에 따른 휨응력 검토

fu = Mu · Ysu / IN = 199.10 × 10^6 × 812 / 8,090,798,933

= 19.98 MPa < fca = 190 MPa ∴O.K!

fl = Mu · Ysl / IN = 199.10 × 10^6 × 812 / 8,090,798,933

= 19.98 MPa < fta = 190 MPa ∴O.K!

- 전체효과에 따른 휨응력 검토

fu = Mu · Ysu / IN = 353.96 × 10^6 × 812 / 8,090,798,933

= 35.52 MPa < fca = 190 MPa ∴O.K!

fl = Mu · Ysl / IN = 353.96 × 10^6 × 812 / 8,090,798,933

= 35.52 MPa < fta = 190 MPa ∴O.K!

· 전단응력의 검토

- 국부효과에 따른 휨응력 검토

υ = Su / Aw = 331.83 × 1,000 / 16,000

= 20.74 MPa < υa = 105 MPa ∴O.K!

- 전체효과에 따른 휨응력 검토

υ = Su / Aw = 482.96 × 1,000 / 16,000

= 30.18 MPa < υa = 105 MPa ∴O.K!

· 합성응력의 검토

$$\sqrt{\left(\frac{35.52}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{30.18}{105.00}\right)^2} = 0.343 < 1.1 \quad \therefore O.K!$$

- 중앙부 연결 검토

(1) 상부 플랜지 이음

① 연결판 검토

• 작용응력 : fu = 35.52 MPa

• 모재의 허용응력 : fa = 190.0 MPa (SM 490 사용)

0.75fa = 142.5 MPa > fu 이므로

fu' = 142.5 MPa 를 사용하여 설계 [철도설계기준(2013) 9.8.1]

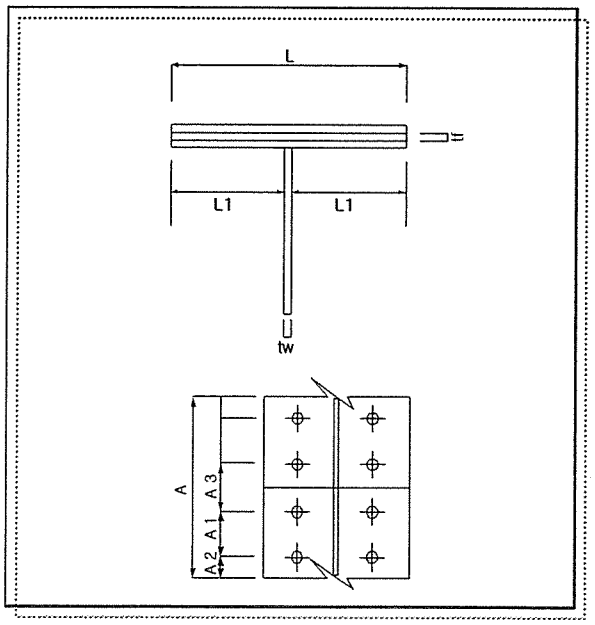
Af = tf · L = 12 × 300 = 3600 mm^2

• 볼트의 필요갯수 산정 (2면 마찰)

T.S.B S 13 T (M 22) 사용 ⇒ ρa = 63 kN [철도설계기준(2013) 9.4.4]

N = Af · f / (2 · ρa) = 3,600 × 143 / (2 × 63)

= 4.1 개 ⇒ 6 개 사용 (3 열 배치) ∴O.K!



tf = 12 mm

tw = 10 mm

L = 300 mm

L1 = 120 mm

A = 530 mm

A1 = 2 @ 90 = 180 mm

A2 = 40 mm

A3 = 90 mm

• SPLICE 두께 산정

Asn = ts × {(300 - 25 × 2) + (120 - 25 × 1) × 2 EA }

= 440 × ts ≥ Af

∴ ts ≥ An / 440 = 3,600 / 440 = 8.18 mm ⇒ ts = 10 mm 사용

• 연 결 판

1 - PL. 300 × 10 × 530

2 - PL. 120 × 10 × 530

= 5,400 mm^2 > Af = 3,600 mm^2 ∴O.K!

② BOLT의 응력검토

• 직응력

$$\rho_p = \frac{P}{n} = \frac{12 \times 300 \times 142.5}{6\ EA} = 85.50\ kN/EA < 2 \cdot \rho a \quad \therefore O.K!$$

• 휨전단 응력

$$\rho_h = \frac{SQ}{I} \times \frac{p}{n} = \frac{528.191 \times 2,901,600 \times 150}{8,090,798,933 \times 3\ EA} = 9.47\ kN/EA$$

S : 작용전단력 = 528.19 kN

Q : 중립축에 대한 접합선외측의 단면1차모멘트

Q = 300 × 12 × (812 − 6) = 2,901,600 mm^3

I : 중립축에 대한 총단면의 단면2차모멘트 I = 8,090,798,933 mm^4

p : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm) = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트수

= 300 / 2 = 150 mm

n : 접합선 직각의 BOLT의 갯수

• 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho p^2 + \rho h^2)} = \sqrt{(85.50^2 + 9.47^2)}$$

= 86.02 kN/EA < 2 · ρa ∴O.K!

③ 모재의 응력검토

플랜지의 총단면적 As = 12 × 300 = 3,600 mm^2

볼트 구멍을 공제한 플랜지의 순단면적 Asn = 12 × (300 − 25 × 2) = 3,000 mm^2

$$\text{모재의 응력 } fu = \frac{3,600 \times 143}{3,000} = 171.00\ MPa \leq fa \quad \therefore O.K!$$

(2) 하부 플랜지 이음

① 연결판 검토

• 작용응력 : fl = 20.87 MPa

• 모재의 허용응력 : fa = 190.0 MPa (SM 400 사용)

0.75fa = 142.5 MPa > fu 이므로

fl' = 142.5 MPa 를 사용하여 설계 [철도설계기준(2013) 9.8.1]

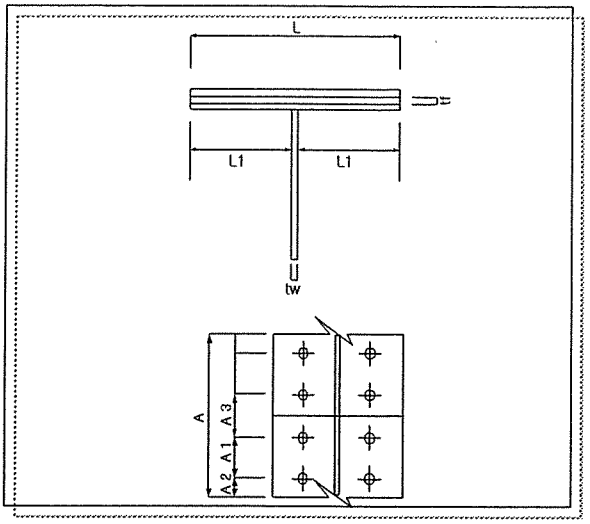
Af = tf · l = 12 × 300 = 3,600 mm^2

• 볼트의 필요갯수 산정 (2면마찰)

T.S.B S 13 T (M 22) 사용 ⇒ ρa = 63 kN [철도설계기준(2013) 9.4.4]

N = Af · f / (2 · ρa) = 3,600 × 143 / (2 × 63)

= 4.1 개 ⇒ 6 개 사용 (3 열배치) ∴O.K!



tf = 12 mm

tw = 10 mm

L = 300 mm

L1 = 120 mm

A = 530 mm

A1 = 2 @ 90 = 180 mm

A2 = 40 mm

A3 = 90 mm

• SPLICE 두께산정

Asn = ts × {(120 - 25 × 1) × 4 EA }

= 380 × ts ≥ Af

∴ ts ≥ An / 380 = 3,600 / 380 = 9 mm ⇒ ts = 10 mm 사용

• 연 결 판

1 - PL. 300 × 10 × 530

2 - PL. 120 × 10 × 530

Σ As = 5,400 mm^2 > Af = 3,600 mm^2 ∴O.K!

② BOLT의 응력검토

• 직응력

$$\rho_p = \frac{P}{n} = \frac{12 \times 300 \times 143}{6\ EA} = 85.50\ kN/EA < 2 \cdot \rho a$$ ∴O.K!

• 휨전단 응력

$$\rho_h = \frac{SQ}{I} \times \frac{p}{n} = \frac{482.959 \times 2{,}901{,}600 \times 150}{8{,}090{,}798{,}933 \times 3\ EA} = 8.66\ kN/EA$$

S : 작용전단력 = 482.96 kN

Q : 중립축에 대한 접합선외측의 단면1차모멘트

Q = 300 × 12 × (812 - 6) = 2,901,600 mm^3

I : 중립축에 대한 총단면의 단면2차모멘트 I = 8,090,798,933 mm^4

p : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm) = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트수

= 300 / 2 = 150 mm

n : 접합선직각의 BOLT의 갯수

• 합성응력의 검토

$$\rho = \sqrt{(\rho p^2 + \rho h^2)} = \sqrt{(85.5^2 + 8.6602^2)}$$

= 85.94 kN/EA < 2 · ρa ∴O.K!

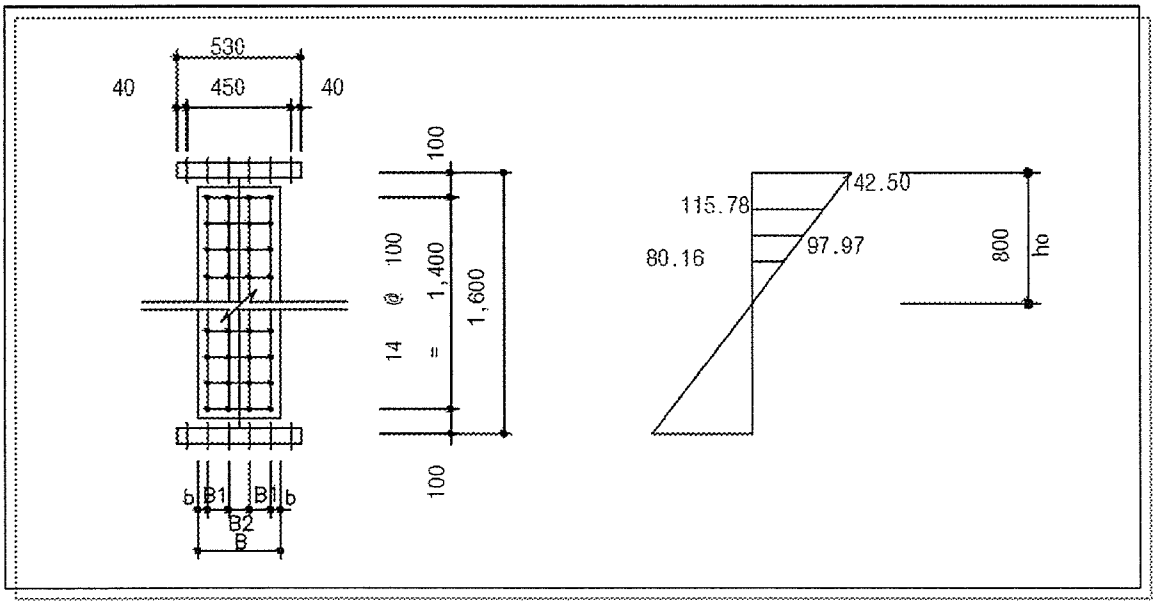
③ 모재의 응력검토

플랜지의 총단면적 $A_s = 12 \times 300 = 3{,}600\ mm^2$

볼트 구멍을 공제한 플랜지의 순단면적 $A_{sn} = 12 \times (300 - 25 \times 2) = 3{,}000\ mm^2$

모재의 응력 $f_l = \dfrac{3{,}600 \times 143}{3{,}000} = 171.00\ MPa \le f_a$ ∴O.K!

(3) 복부판의 연결



tw = 10 mm

B1 = 1 @ 100 = 100 mm , B2 = 100 mm , b = 50 mm , B = 400 mm

① 볼트의 응력검토

$f_1 = f_l' = 142.5\ MPa$

$f_2 = f_1 \cdot (ho - 150) / ho = 115.78\ MPa$

$f_3 = f_1 \cdot (ho - 250) / ho = 97.97\ MPa$

$f_4 = f_1 \cdot (ho - 350) / ho = 80.16\ MPa$

• 휨모멘트에 의한 볼트의 작용력 (2면마찰)

제1열 $\rho m_1 = (142.5 + 115.78125) / 2 \times 10 \times 150 / 2$

$= 96.86\ kN/EA < 2\rho a = 126.0\ kN/EA$ ∴O.K!

• 전단력에 의한 보울트의 작용력 (2면전단)

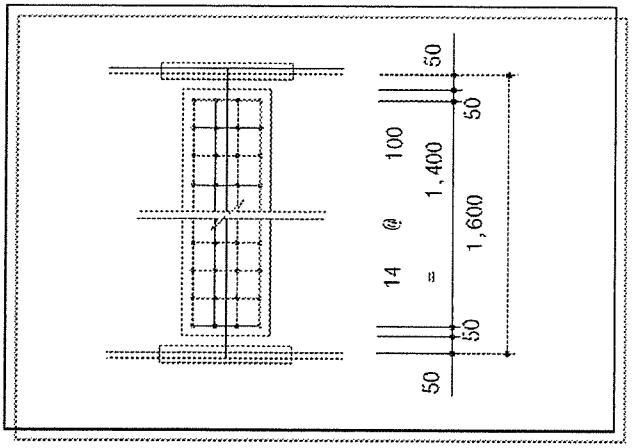
$\rho s = 483 / 30\ EA = 16.10\ kN/EA < 2\rho a = 126.00\ kN/EA$ ∴O.K!

• 합성응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho m^2 + \rho s^2)} = \sqrt{(96.86^{\ 2} + 16.10^{\ 2})}$

$= 98.18\ kN/EA < 2\rho a = 126.0\ kN/EA$ ∴O.K!

② SPLICE의 응력검토



H = 1,600 mm

h = 1,500 mm

Ysu = 750 mm

Asn = ts × { 1,500 - 25 × 15 } × 2

= 2,250 ts ≥ Aw

∴ ts ≥ Aw / 2,250 = 7.11 mm ⇒ ts = 10 mm 사용

· 휨모멘트에 의한 검토

작용 모멘트 : M = 207.967 kN · m

가로보 전체의 단면2차 모멘트 : I = 8,090,798,933 mm^4

복부만의 단면2차 모멘트

Iw = 10 × 1,600 ^{3} / 12 = 3,413,333,333 mm^4

따라서, 복부가 담당하는 휨모멘트는

Mw = M · Iw / I = 207.967 × 3,413,333,333 / 8,090,798,933 = 87.737 kN · m

SPLICE의 단면2차 모멘트

Is = 2 × 10 × 1,500 ^{3} / 12 = 5,625,000,000 mm^4

SPLICE의 최대응력

fmax = Mw · Ysu / Is = 87.737 × 750 / 5,625,000,000

= 11.70 MPa < σa = 190.00 MPa ∴O.K!

2 - PL. 1,500 × 10 × 200

Σ As = 300 mm^2 > Aw = 160 mm^2 ∴O.K!

· 전단력에 대한 검토

υ = S / Asn = 483 / 22,500 = 21.47 MPa < υa= 105.00 MPa

· 합성응력의 검토

$$\sqrt{\left(\frac{11.70}{190.00}\right)^2 + \left(\frac{21.47}{105.00}\right)^2} = 0.21 < 1.1 \quad \therefore O.K!$$

4.14 현장이음부의 설계

4.14.1 외측거더

가) 작용력및 단면력

합성전 휨모멘트 : Ms = 15,027.8 kN.m (거더자중 + 합성전에 의한 휨모멘트)

합성후 휨모멘트 : Mv = 20,370.9 kN.m (합성후 + 활하중에 의한 휨모멘트)

합성전 전단력 : Ss = 1,373.5 kN (거더자중 + 합성전에 의한 전단력)

합성후 전단력 : Sv = 785.1 kN (합성후 + 활하중에 의한 전단력)

상부 FLANGE의응력 : fu = 83.8 MPa (검토단계 중 최대값)

하부 FLANGE의응력 : fl = 134.0 MPa (검토단계 중 최대값)

나) 이음의 특성

강 종 : SM490B fa= 190 MPa τa = 105 MPa

BOLT : T.S.B (M 22 S13T) ρa = 63 × 2 면마찰 = 126.0 kN

다) 상부 FLANGE의 계산

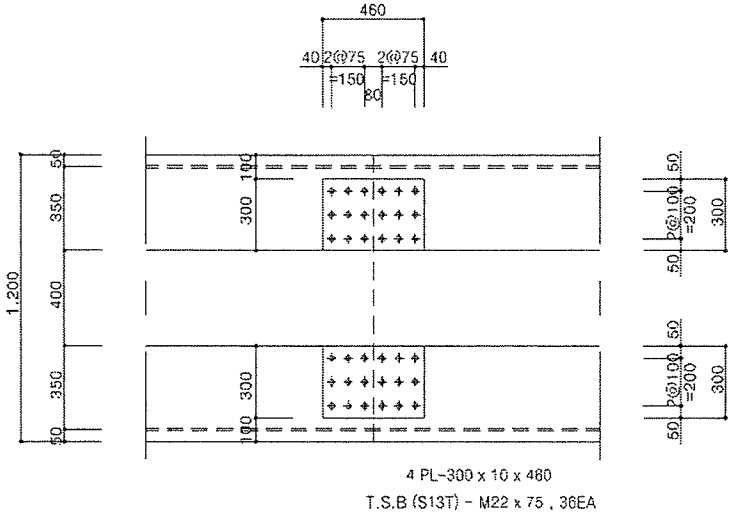
fs = 83.8 MPa

fs'= 0.75 × 190 = 142.5 MPa

∴ 이음판의 설계응력(fu)은 142.5 Mpa 를 적용한다.

모재두께:Tu= 18 M/M

모재길이:Tl= 800 M/M



1) 필요BOLT수의 결정

$$n = \frac{Asfs}{\rho a} = \frac{18 \times 800 \times 142.5}{126.0} \fallingdotseq 17\ EA \qquad USE\ n = 18\ EA$$

2) 이음판의 결정

$$\text{필요단면적 : } As = \frac{18 \times 800 \times 142.5}{190.0} = 10,800.0\ mm^2$$

사용이음판 : 4 - PL 300 × 10 × 460 = 12,000.0 mm^2

$\therefore$ 12,000.0 mm^2 > Asreq'd = 10,800.0 mm^2 O.K

$$\text{이음판의 응력 } fs = \frac{18 \times 800 \times 142.5}{12,000.00} = 171.0\ MPa < fsa\ ,\ O.K$$

3) BOLT의 응력검토

A) 직응력

$$\rho p = \frac{P}{n} = \frac{18 \times 800 \times 142.5}{18EA} = 114.0\ kN/ea < \rho a \qquad \therefore O.K$$

B) 휨전단 응력

$$\rho h = \left(\frac{Ss\ Qs}{Is} + \frac{Sv\ Qv}{Iv} \right) \times \frac{p}{n}$$

$$= \left(\frac{1,373.5 \times 181,989,720.0}{2,534,216,730,379.0} + \frac{785.1 \times 140,303,880.0}{3,882,128,054,595.0} \right) \times \frac{133.3}{3\ ea}$$

$$= 5.6\ kN/ea$$

Ss : 합성전 전단력 (1,373.5 kN) , Sv : 합성후 전단력 (785.1 kN)

Qs,Qv : 합성전 및 합성후의 중립축에 대한 접합선외측의 단면1차모멘트

Qs = 800 × 18 × (1694.1 - 9) = 24,265,296.0 mm^3

$\therefore$ 24,265,296.0 × 7.5 = 181,989,720.0 mm^3 (콘크리트로 환산)

Qv = 800 × 18 × (1308.1 - 9) = 18,707,184.0 mm^3

$\therefore$ 18,707,184.0 × 7.5 = 140,303,880.0 mm^3 (콘크리트로 환산)

Is,Iv : 합성전 및 합성후의 중립축에 대한 총단면의 단면2차모멘트

(Is = 2,534,216,730,379.0 mm^4 , Iv = 3,882,128,054,595.0 mm^4)

p : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm) = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트수 = 800 / 8 = 100mm

n : 접합선직각의 BOLT의 갯수

C) 합성응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho p^2 + \rho h^2)} = \sqrt{(}$ 114.0 ^{2} + 5.6 ^{2}) = 114.1 kN/ea < ρa , O.K

4.14.2 내측거더

가) 작용력및 단면력

합성전 휨모멘트	:	Ms	=	14,959.6 kN.m	(거더자중 + 합성전에 의한 휨모멘트)
합성후 휨모멘트	:	Mv	=	18,752.0 kN.m	(합성후 + 활하중에 의한 휨모멘트)
합성전 전단력	:	Ss	=	1,362.8 kN	(거더자중 + 합성전에 의한 전단력)
합성후 전단력	:	Sv	=	683.3 kN	(합성후 + 활하중에 의한 전단력)
상부 FLANGE의응력	:	fu	=	84.0 MPa	(검토단계 중 최대값)
하부 FLANGE의응력	:	fl	=	134.0 MPa	(검토단계 중 최대값)

나) 이음의 특성

강 종 : SM490B fa= 190 MPa τa = 105 MPa

BOLT : T.S.B (M 22 S13T) ρa = 63 × 2 면마찰 = 126.0 kN

다) 상부 FLANGE의 계산

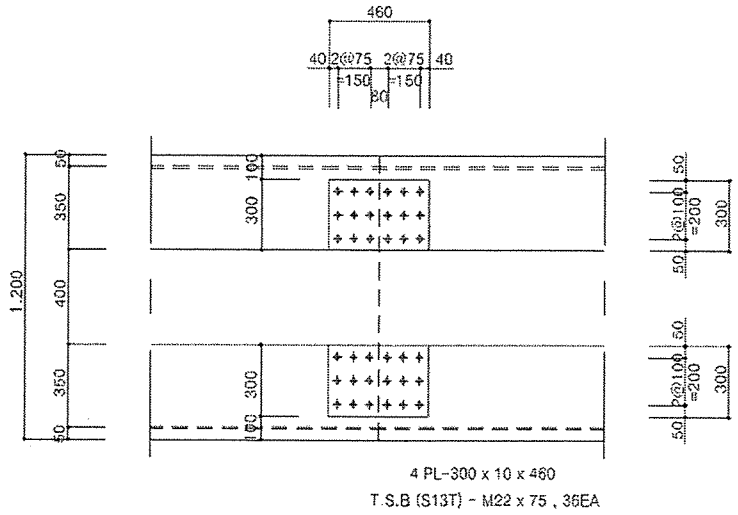
fs = 84.0 MPa

fs'= 0.75 × 190 = 142.5 MPa

∴ 이음판의 설계응력(fu)은 142.5 Mpa 를 적용한다.

모재두께:Tu= 18 M/M

모재길이:Tl= 800 M/M



1) 필요BOLT수의 결정

$$n = \frac{Asfs}{\rho a} = \frac{18 \times 800 \times 142.5}{126.0} \fallingdotseq 17 \text{ EA} \quad \text{USE } n = 18 \text{ EA}$$

2) 이음판의 결정

$$\text{필요단면적 : } As = \frac{18 \times 800 \times 142.5}{190.0} = 10{,}800.0 \ mm^2$$

사용이음판 : 4 - PL 300 × 10 × 460 = 12,000.0 mm^2

$\therefore$ 12,000.0 mm^2 > Asreq'd = 10,800.0 mm^2 O.K

$$\text{이음판의 응력 } fs = \frac{18 \times 800 \times 142.5}{12{,}000.0} = 171.0 \text{ MPa} < fsa \text{ , O.K}$$

3) BOLT의 응력검토

A) 직응력

$$\rho p = \frac{P}{n} = \frac{18 \times 800 \times 142.5}{18} = 114.0 \text{ kN/ea} < \rho a \quad \therefore \text{O.K}$$

B) 휨전단 응력

$$\rho h = \left(\frac{Ss\ Qs}{Is} + \frac{Sv\ Qv}{Iv} \right) \times \frac{p}{n}$$

$$= \left(\frac{1{,}362.8 \times 181{,}989{,}720.0}{2{,}534{,}216{,}730{,}379.0} + \frac{683.3 \times 146{,}132{,}640.0}{3{,}693{,}552{,}148{,}511.0} \right) \times \frac{133.3}{3 \text{ ea}}$$

$$= 5.6 \text{ kN/ea}$$

Ss : 합성전 전단력 (1,362.8 kN) , Sv : 합성후 전단력 (683.3 kN)

Qs,Qv : 합성전 및 합성후의 중립축에 대한 접합선외측의 단면1차모멘트

Qs = 800 × 18 × (1694.1 - 9) = 24,265,296.0 mm^3

$\therefore$ 24,265,296.0 × 7.5 = 181,989,720.0 mm^3 (콘크리트로 환산)

Qv = 800 × 18 × (1362.1 - 9) = 19,484,352.0 mm^3

$\therefore$ 19,484,352.0 × 7.5 = 146,132,640.0 mm^3 (콘크리트로 환산)

Is,Iv : 합성전 및 합성후의 중립축에 대한 총단면의 단면2차모멘트

(Is = 2,534,216,730,379.0 mm^4 , Iv = 3,693,552,148,511.0 mm^4)

p : 접합선 방향의 BOLT의 평균 핏치(mm) = 플랜지 전폭 / 횡방향 볼트수 = 800 / 8 = 100mm

n : 접합선직각의 BOLT의 갯수

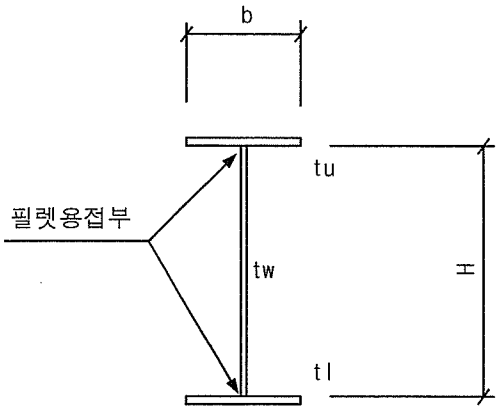
C) 합성응력의 검토

$\rho = \sqrt{(\rho p^2 + \rho h^2)} = \sqrt{(}$ 114.0 ^{2} + 5.6 ^{2}) = 114.1 kN/ea < ρa , O.K

4.15 가로보 용접부 검토

4.15.1 가로보

* 용접부 검토 (지점부)



M = 207.967 kN.m

S = 528.191 kN

b = 300 mm

H = 1,600 mm

tu = 12 mm

tw = 10 mm

tl = 12 mm

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	AsY(mm^3)	AsY^2(mm^4)	Io(mm^4)
UPPER FL.	300 X 12	3,600	806.0	2,901,600	2,338,689,600	43,200
W E B	1,600 X 10	16,000				3,413,333,333
LOWER FL.	300 X 12	3,600	-806.0	-2,901,600	2,338,689,600	43,200
TOTAL		23,200		0	4,677,379,200	3,413,419,733

$I_{33} = \sum AsY^2 + \sum Io$

$= 4,677,379,200 + 3,413,419,733 = 8,090,798,933\ mm^4$

Qu = bu x tu x Ysu = 2,901,600 mm^3 UPPER FLANGE의 단면1차 모멘트

Ql = bl x tl x Ysl = 2,901,600 mm^3 LOWER FLANGE의 단면1차 모멘트

$\therefore\ t_1 > s \geq \sqrt{(2\ t_2)}$ 의 규정 검토 (철도교설계기준 7.2.6)

10 mm > USED S = 6.0 mm ≥ 6.0 mm O.K

* 최소 모재의 두께가 8mm 이상인 경우는 필렛용접 치수를 6mm 이상으로 한다.

축방향력과 휨에 의한 전단응력

Vb = 528.191 x 10^3 / 16,000 = 33.012 MPa

전단력에 의한 전단응력

$a = 0.707 \times 6 = 4.243$ mm

$\Sigma a = a \times 2EA = 8.486$ mm

$Vsu = 528.191 \times 10^3 \times 2{,}901{,}600 / (8.486 \times 8{,}090{,}798{,}933)$

$= 22.322$ MPa $< Va = 105$ MPa O.K

$Vsl = 528.191 \times 10^3 \times 2{,}901{,}600 / (8.486 \times 8{,}090{,}798{,}933)$

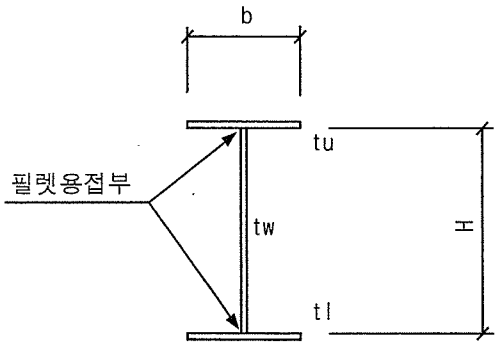
$= 22.322$ MPa $< Va = 105$ MPa O.K

∴ 합성응력검토

$$\left(\frac{Vb}{Va}\right)^2 + \left(\frac{Vs}{Va}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{33.012}{105}\right)^2 + \left(\frac{22.322}{105}\right)^2 = 0.144 \leq 1.0 \quad \text{O.K}$$

* 용접부 검토 (중앙부)



M = 353.957 kN.m
S = 482.959 kN

b = 300 mm
H = 1,600 mm
tu = 12 mm
tw = 10 mm
tl = 12 mm

구 분	규 격	As(mm^2)	Y(mm)	AsY(mm^3)	AsY^2(mm^4)	Io(mm^4)
UPPER FL.	300 X 12	3,600	806.0	2,901,600	2,338,689,600	43,200
W E B	1,600 X 10	16,000				3,413,333,333
LOWER FL.	300 X 12	3,600	-806.0	-2,901,600	2,338,689,600	43,200
TOTAL		23,200		0	4,677,379,200	3,413,419,733

$I_{33} = \sum AsY^2 + \sum Io$

= 4,677,379,200 + 3,413,419,733 = 8,090,798,933 mm^4

Qu = bu x tu x Ysu = 2,901,600 mm^3 UPPER FLANGE의 단면1차 모멘트

Ql = bl x tl x Ysl = 2,901,600 mm^3 LOWER FLANGE의 단면1차 모멘트

∴ $t_1 > s \geq \sqrt{(2\ t_2)}$ 의 규정 검토 (도.설 3.5.2.4)

10 mm > USED S = 6.0 mm ≥ 6.0 mm O.K

* 최소 모재의 두께가 8mm 이상인 경우는 필렛용접 치수를 6mm 이상으로 한다.

축방향력과 휨에 의한 전단응력

Vb = 482.959 x 10^3 / 16,000 = 30.185 MPa

전단력에 의한 전단응력

a = 0.707 x 6 = 4.243 mm

Σa = a x 2EA = 8.486 mm

Vsu = 482.959 x 10^3 x 2,901,600 /(8.486 x 8,090,798,933)

= 20.41 MPa < Va = 105 MPa O.K

Vsl = 482.959 x 10^3 x 2,901,600 /(8.486 x 8,090,798,933)

= 20.41 MPa < Va = 105 MPa O.K

∴ 합성응력검토

$$\left(\frac{Vb}{Va}\right)^2 + \left(\frac{Vs}{Va}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{30.185}{105}\right)^2 + \left(\frac{20.41}{105}\right)^2 = 0.120 \leq 1.0 \quad \text{O.K}$$

4.16 용접부의 피로응력 검토

(1) 설 계 조 건

1) 압축응력만을 받는 부재는 피로검토를 하지 않는다.

2) 복선인 경우에도 단선재하의 상태에서 검토한다.

3) 동시재하 가능성이 높은 경우에는 동시재하 확률을 고려하여 검토한다.

(2) 검 토 범 위

1) 복부와 플랜지의 홈 용접(종방향)도 범주 B 에 포함

2) 맞대기 이음부(폭이나 두께가 서로 다른 경우) 범주 B 에 포함

3) 플랜지의 홈용접과 WEB의 홈 용접 또한 범주 B 에 포함

- 허용 응력 (2백만회미만, 붕괴유발)

응력 범주	허용응력범위 f_{Rfat}
B	112 MPa
C	70 MPa
E	42 MPa

(3) 응 력 검 토

- 활하중에 의한 피로응력 검토

상부 : σmax - σmin = 24.39 MPa

하부 : σmax - σmin = 34.09 MPa

구 분	상 부	하 부
범 주	B	B
허용응력범위(MPa)	112.00	112.00
fmax - fmin (MPa)	24.39	34.09
판 정	O . K !!!	O . K !!!

4.17 내부전단연결재 검토

(1) 전단력에 의한 수평력

$$Ho = \frac{S \cdot A_c \cdot d_{vc}}{I_v \cdot n}$$

여기서 dvc : 합성단면 중립축에서 내부콘크리트 중립축까지의 거리

절점1: $Ho = \frac{(770.8 + 762.4) \times 10^3}{4,866,531,187,483} \times 3,354,200 \times (1,586.1 - 1,371.5)$

$= 226.8$ N/mm

절점2: $Ho = \frac{(531.7 + 759.7) \times 10^3}{4,291,741,459,222} \times 1,186,700 \times (1,641.1 - 1,247.4)$

$= 140.6$ N/mm

절점3: $Ho = \frac{(52.8 + 323.0) \times 10^3}{4,291,741,459,222} \times 1,186,700 \times (1,641.1 - 1,247.4)$

$= 40.9$ N/mm

(2) 건조수축에 의한 수평력

$a = L / 2 = 50,000 / 2 = 25,000$ mm

$$n_s = n \times \left(1 + \frac{\phi_s}{2} \right) = 8.0 \times \left(1 + \frac{4}{2} \right) = 24.0$$

$$Ps = \frac{Es}{n_s} \varepsilon_s Ac = \frac{2.05 \times 10^5}{24.0} \times 2.7 \times 10^{-4} \times 1,186,700$$

$= 2,736,827$ N

$$F_s = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{n_s A_s} + \frac{A_c d^2}{I_c + n_s I_s}}$$

$$= \frac{1}{1 + \frac{1,186,700}{24.0 \times 298,409} + \frac{1,186,700 \times (1,308.1 - 1,247.4)^2}{1,496,449,417,676 + 24.0 \times 398,144,148,542}}$$

$= 0.8576$

$$Hs = \frac{2 \times Ps \times Fs}{a} = \frac{2 \times 2,736,827 \times 0.8576}{25,000.0} = 187.8 \text{ N/mm}$$

(3) 온도차에 의한 수평력

$$P_t = \frac{Es}{n} \varepsilon_t Ac \Delta t = \frac{2.05 \times 10^5}{8.0} \times 1.2 \times 10^{-5} \times 1,186,700 \times 10$$

$$= 3,649,103 \quad N$$

$$F_t = \frac{1}{1 + \frac{A_c}{nA_s} + \frac{A_c d^2}{I_c + nI_s}}$$

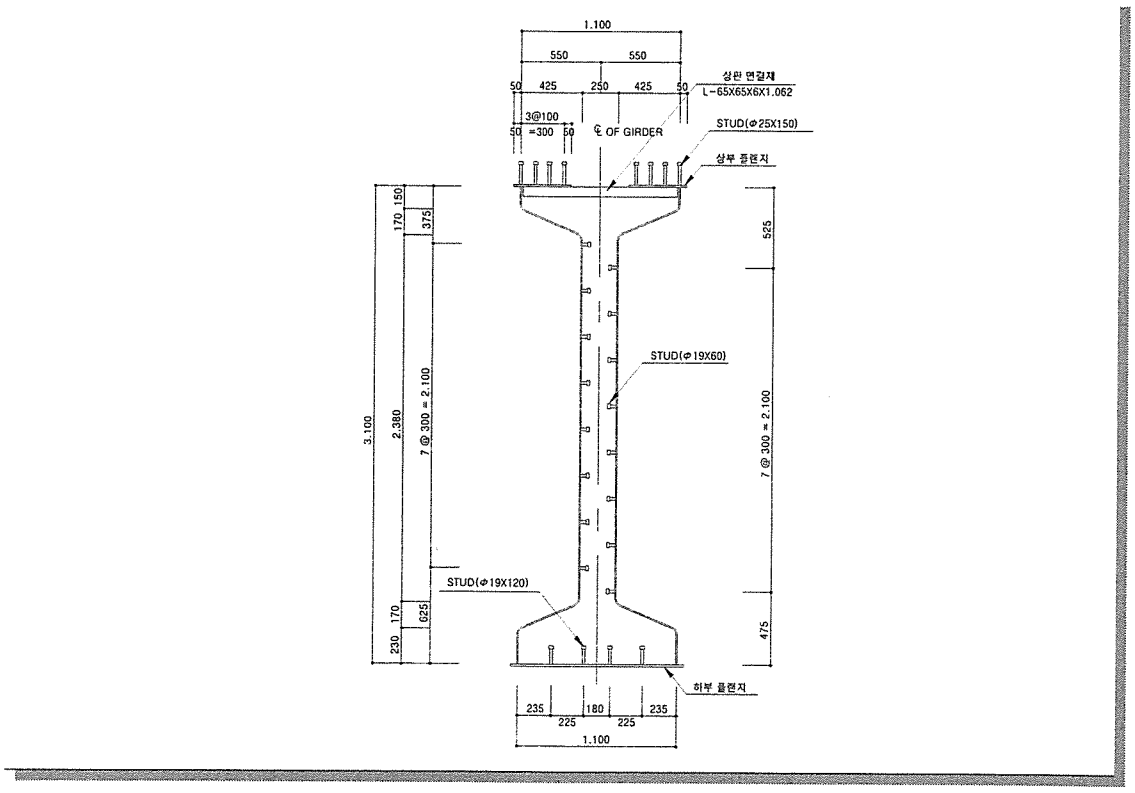
$$= \frac{1}{1 + \frac{1,186,700}{8.0 \times 298,409} + \frac{1,186,700 \times (1,308.1 - 1247.4)^2}{1,496,449,417,676 + 8.0 \times 398,144,148,542}}$$

$$= 0.6675$$

$$Ht = \frac{2 \times Pt \times Ft}{a} = \frac{2 \times 3,649,103 \times 0.6675}{25,000.0} = 194.9 \quad N/mm$$

(4) 전단연결재의 설계

- 사용 STUD : ϕ19 mm , H = 60 mm , 120mm



- STUD의 허용전단력(H=60mm)

$$\frac{H}{\phi} = \frac{60}{19} = 3.16 < 5.50$$

$$Qa = 1.74 \cdot dH\sqrt{fck} = 1.74 \times 19 \times 60 \times \sqrt{45} = 13,306 \text{ N/ea}$$

STUD 16 EA 사용 : Qa = 16 x 13,306 = 212,896 N

- STUD의 허용전단력(H=120mm)

$$\frac{H}{\phi} = \frac{120}{19} = 6.32 > 5.50$$

$$Qa = 9.5 \cdot d^2\sqrt{fck} = 9.5 \times 19^2 \times \sqrt{45} = 23,006 \text{ N/ea}$$

STUD 4 EA 사용 : Qa = 4 x 23,006 = 92,024 N

∴ Qa = 212,896 + 92,024 = 304,920 N

- 전단연결재 간격

$$d_{reg} = \frac{N \cdot Qa}{H}$$ 여기서 N : STUD 횡갯수

절점	H_0	Ht	Hs	$H_1=H_0+Ht$	$H_2=Ht+Hs$	Qa	d_{reg}	간격(mm)
1	226.8	194.9	187.8	421.7	382.7	304,920	724	300
2	140.6	194.9	187.8	335.5	382.7	304,920	797	300
3	40.9	194.9	187.8	235.8	382.7	304,920	797	300

◆ 전단연결재의 피로설계

* 수평전단력 범위

$$Sr = \frac{Vr \cdot Q}{I}$$

Sr : 설계대상 단면의 내부 콘크리트와 주거더 사이의 수평전단력 범위 (N/mm)

Vr : 충격을 포함하는 활하중에 대한 전단력의 범위 (N)

Q : 합성단면의 중립축에 대한 콘크리트의 환산 단면1차모멘트(mm^3)

I : 합성단면의 단면2차모멘트(mm^4)

* 허용수평전단력 범위

$Zr = \beta \cdot d^2 = 39 \times 19^2 = 14,079$ N

Zr : 전단연결재의 허용수평전단력 범위 (N)

d : 19 mm (stud 의 지름)

β : 39 (하중 반복회수 : 2,000,000 이상)

* 피로를 고려한 전단연결재의 필요간격

$$do = \frac{\Sigma Zr}{Sr}$$

do : 전단연결재의 간격 (mm)

$\Sigma Zr = n \cdot Zr$ (N)

n : 한 단면에 설치된 전단연결재 개수

* 피로설계에 의한 위치별 전단연결재 간격 검토

절점	I (mm^4)	Ac/n or As^r	dvc or dr	Q (mm^3)	Vr (N)	Sr (N/mm)	n	ΣZr (N)	소요간격 do(mm)	배치간격 (mm)	비 고
1	608,316,398,435	419,275	196.6	82,429,465	761,740	103	4	56,316	547	100	O.K.
2	464,618,966,370	148,338	387.3	57,451,114	631,360	78	4	56,316	722	300	O.K.
3	464,618,966,370	148,338	387.3	57,451,114	226,830	28	4	56,316	2,011	600	O.K.
4	464,618,966,370	148,338	387.3	57,451,114	85,360	11	4	56,316	5,120	600	O.K.
5	464,618,966,370	148,338	387.3	57,451,114	226,830	28	4	56,316	2,011	600	O.K.
6	464,618,966,370	148,338	387.3	57,451,114	631,360	78	4	56,316	722	300	O.K.
7	608,316,398,435	419,275	196.6	82,429,465	761,740	103	4	56,316	547	100	O.K.

4.18 PS에 의한 내부전단연결재 검토

(1) Prestress에 의한 수평력

· PS 강연선의 유효인장응력

fpe = fpt - △fpsh - △fpcr - △fpr

= 993.0 - 36.4 - 219.2 - 4.6 = 732.9 MPa

여기서, fpt : PS 강연선의 초기응력

△fpsh : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

△fpcr : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

△fpr : PS 강연선의 릴랙세이션에 의한 손실량

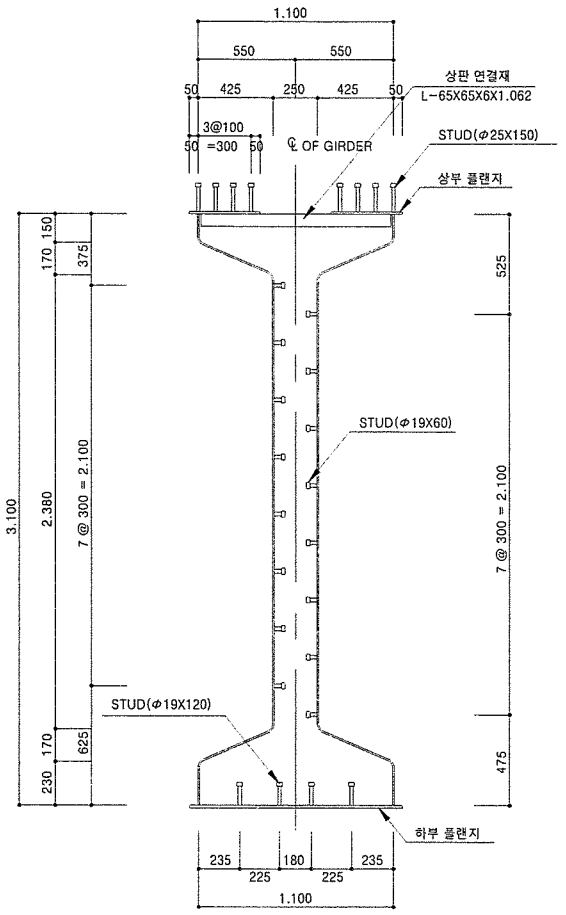
∴ 유효긴장력 = 732.9 x 3,051.4 = 2,236.3 kN

· Prestress에 의한 수평력

2,236.3 x 14 EA = 31,308.2 kN

(2) 전단연결재의 설계

- 사용 STUD : ϕ19 mm , H = 60 mm , 120mm



- STUD의 허용전단력(H=60mm)

$$\frac{H}{\phi} = \frac{60}{19} = 3.16 < 5.5$$

$$Qa = 1.74 \cdot dH\sqrt{fck} = 1.74 \times 19 \times 60 \times \sqrt{45} = 13,306 \text{ N/ea}$$

· STUD 2,544 EA 사용

Qa = 2,544 x 13,306 = 33,850,464 N = 33,850.5 kN

- STUD의 허용전단력(H=120mm)

$$\frac{H}{\phi} = \frac{120}{19} = 6.32 > 5.5$$

$$Qa = 9.5 \cdot d^2\sqrt{fck} = 9.5 \times 19^2 \times \sqrt{45} = 23,006 \text{ N/ea}$$

· STUD 648 EA 사용

Qa = 648 x 23,006 = 14,907,888 N = 14,907.9 kN

∴ Qa = 33,850.5 + 14,907.9 = 48,758.4 kN

(3) 내부전단연결재 검토 결과

사용 STUD	개수(EA)	Qa(kN)	검토	Prestress에 의한 수평력(kN)	결과
φ19,60mm φ19,120mm	2,544 648	48,758.4	>	31,308.2	O.K

5. 처짐 검토 [철도설계기준(2013) 8.6.3]

• 연직처짐 검토를 위한 하중조합

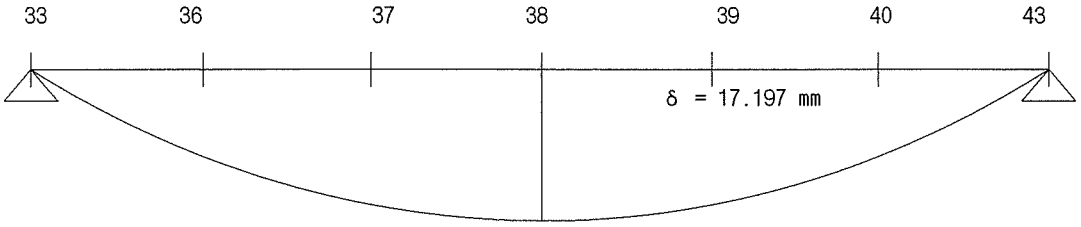
주행안전성	표준열차하중 + 충격계수 (복선 이상 재하)
승차감 (교량-열차 상호 작용해석)	1. 표준열차하중 + 충격계수 (단선재하)
	2. 실 열차하중 속도별 동적해석 (단선재하)
	승차감에 대한 연직변위는 1과 2중 불리한 값 적용

가. 주행안전성 검토

• 주행안전성에 대한 연직처짐 검토 : f / L ≤ 1 / 600

< Girder 1 > (단위:mm)

절점 No.	33	36	37	38	39	40	43
처짐량(KRL)	0.000	8.494	14.893	17.197	1.489	0.849	0.000



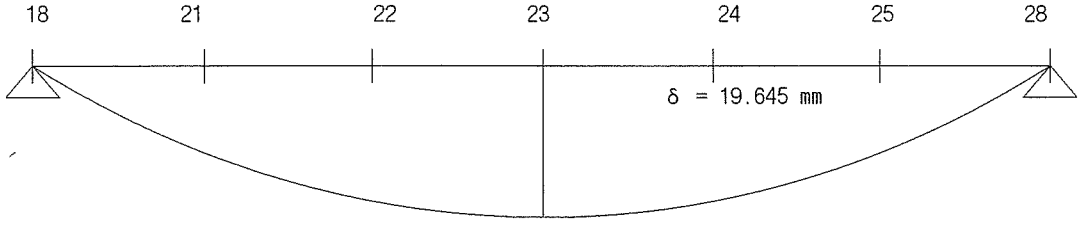
◈ 허용 처짐량

$$\delta_a = \frac{L}{600} = \frac{49,000}{600} = 81.667 \text{ mm}$$

δ = 17.197 mm < δ_a 이므로 O.K

< Girder 2 > (단위:mm)

절점 No.	18	21	22	23	24	25	28
처짐량(KRL)	0.000	9.657	16.984	19.645	1.698	0.966	0.000



◈ 허용 처짐량

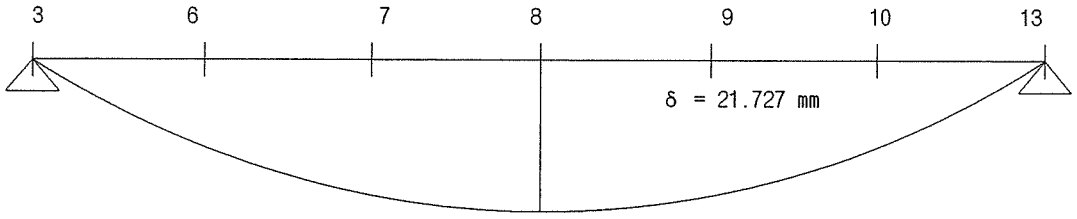
$$\delta_a = \frac{L}{600} = \frac{49,000}{600} = 81.667 \text{ mm}$$

δ = 19.645 mm < δ_a 이므로 O.K

< Girder 3 >

(단위:mm)

절점 No.	3	6	7	8	9	10	13
처짐량(KRL)	0.000	10.616	18.760	21.727	1.876	1.062	0.000



◈ 허용 처짐량

$$\delta_a = \frac{L}{600} = \frac{49,000}{600} = 81.667 \quad mm$$

δ = 21.727 mm < δ_a 이므로 O.K

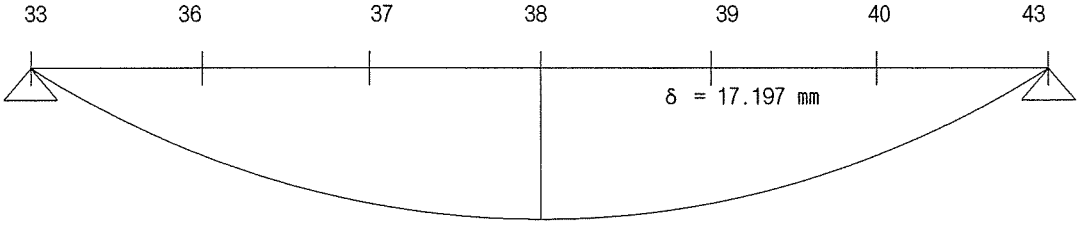
나. 승차감 검토

• 승차감에 대한 최대연직처짐

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 /2300	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

< Girder 1 > (단위:mm)

절점 No.	33	36	37	38	39	40	43
처짐량(KRL)	0.000	8.494	14.893	17.197	1.489	0.849	0.000

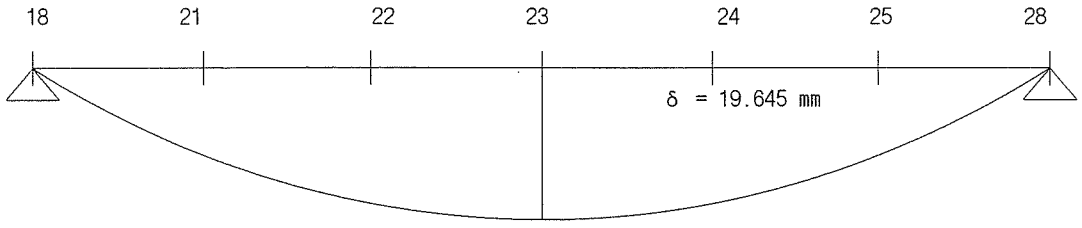


◈ 허용 처짐량

- KRL 하중 : δ = 17.197 mm < $\delta_a = \frac{L}{2,000} = \frac{49,000}{2,000}$ = 24.500 mm 이므로 O.K

< Girder 2 > (단위:mm)

절점 No.	18	21	22	23	24	25	28
처짐량(KRL)	0.000	9.657	16.984	19.645	1.698	0.966	0.000



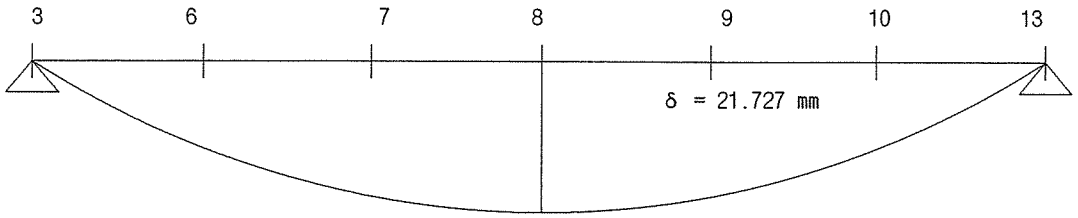
◈ 허용 처짐량

- KRL 하중 : δ = 19.645 mm < $\delta_a = \frac{L}{2,000} = \frac{49,000}{2,000}$ = 24.500 mm 이므로 O.K

< Girder 3 >

(단위:mm)

절점 No.	3	6	7	8	9	0	0
처짐량(KRL)	0.000	10.616	18.760	21.727	1.876	1.062	0.000



◈ 허용 처짐량

- KRL 하중 : δ = 21.727 mm < $\delta_a = \frac{L}{2,000} = \frac{49,000}{2,000}$ = 24.500 mm 이므로 O.K

6. 솟음 (CAMBER) [철도설계기준(2013) 9.3.7]

지간 30m이상의 교량거더에 대해서는 주거더의 고정하중에 의한 처짐에 대하여 솟음을 붙인다.

① Girder 1 (단위 : mm)

절점 번호	거 더	PS	고정하중			솟 음 량
			슬래브	SIDE	도상	
33	0	0	0	0	0	0
34	4.443	-6.602	1.692	0.902	1.523	1.958
35	10.959	-16.044	4.177	2.223	3.757	5.072
36	16.877	-24.410	6.440	3.424	5.785	8.116
37	29.532	-41.781	11.298	6.024	10.110	15.183
38	34.093	-47.904	13.054	6.970	11.665	17.878
39	29.532	-41.781	11.298	6.024	10.110	15.183
40	16.877	-24.410	6.440	3.424	5.785	8.116
41	10.959	-16.044	4.177	2.223	3.757	5.072
42	4.443	-6.602	1.692	0.902	1.523	1.958
43	0	0	0	0	0	0

② Girder 2 (단위 : mm)

절점 번호	거 더	PS	고정하중			솟 음 량
			슬래브	SIDE	도상	
18	0	0	0	0	0	0
19	4.443	-6.602	1.651	0.681	1.724	1.897
20	10.960	-16.044	4.078	1.686	4.249	4.929
21	16.878	-24.410	6.289	2.606	6.541	7.904
22	29.533	-41.781	11.035	4.592	11.453	14.832
23	34.095	-47.904	12.750	5.314	13.225	17.480
24	29.533	-41.781	11.035	4.592	11.453	14.832
25	16.878	-24.410	6.289	2.606	6.541	7.904
26	10.960	-16.044	4.078	1.686	4.249	4.929
27	4.443	-6.602	1.651	0.681	1.724	1.897
28	0	0	0	0	0	0

③ Girder 3 (단위 : mm)

절점 번호	거 더	PS	고정하중			솟 음 량
			슬래브	SIDE	도상	
3	0	0	0	0	0	0
4	4.443	-6.602	1.619	0.514	1.901	1.875
5	10.959	-16.044	3.998	1.264	4.689	4.866
6	16.877	-24.410	6.162	1.938	7.229	7.796
7	29.532	-41.781	10.799	3.350	12.709	14.609
8	34.093	-47.904	12.473	3.850	14.697	17.209
9	29.532	-41.781	10.799	3.350	12.709	14.609
10	16.877	-24.410	6.162	1.938	7.229	7.796
11	10.959	-16.044	3.998	1.264	4.689	4.866
12	4.443	-6.602	1.619	0.514	1.901	1.875
13	0	0	0	0	0	0

7. 신축이음 검토 [철도설계기준(2013) 8.7.2]

① 온도변화에 의한 이동량

$\triangle Lt = \alpha \cdot \triangle T \cdot L$

$= 0.000012 \times 50.0 \times 49.0 = 0.029$ m

여기서, $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$

$\triangle T$ = -10.0 ℃ ~ +40.0℃

L = 신축 거더 길이

② 콘크리트의 건조수축에 의한 이동량

$\triangle Ls = \triangle T \cdot \alpha \cdot L \cdot \beta$

$= -20.0 \times 0.000012 \times 49.0 \times 0.5 = -0.006$ m

여기서, $\triangle T$ = 건조수축에 해당하는 온도변화(-20.0℃하강 상당)

β = 건조수축 저감계수

(콘크리트 타설후 신축장치 설치까지 2~3개월로 가정함) = 0.5

③ 콘크리트의 크리프에 의한 이동량

$\triangle Lc = Pi \cdot \Phi \cdot L \cdot \beta / \{ Ec \cdot Ac \}$

$= 26,021,363 \times 2.0 \times 49.0 \times 0.5 / \{ 32,208 \times 2,319,213 \}$

$= 0.017$ m

여기서, Pi = 프리스트레싱 직후의 PS강재에 작용하는 인장력

Φ = 콘크리트의 크리프 계수 2.0

Ec = 콘크리트의 탄성계수 , Ac = 콘크리트의 단면적

④ 지점의 회전변위에 의한 신축량

$\triangle Lr = h \cdot \Theta e$

$= 2.067 \times 1/300 = 0.007$ m

여기서, h = 보높이의 2/3 = 3.10 x 2 / 3 = 2.067 m

Θe = 회전각

⑤ 여유량

설치여유량 (100m 미만 : 10mm)	=	0.010	m
부가여유량 (기본 신축량 × 20%)	=	0.011	m
계	=	0.021	m

⑥ 가동 받침 이동량

$\triangle Lt + \triangle Ls + \triangle Lc +$ 여유량

$= 0.029 + 0.006 + 0.017 + 0.021$

$= 0.073$ m < 신축 유간 = 80.0 mm O.K.!