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 (11/20)

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
		임철수	
	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 (11/20)

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

제9장 파전제2교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

9.1 상부공
9.2 교대공
9.3 교각공
9.4 내진해석
9.5 가시설공

9.1 상부공

9.1.1 PSC

1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식 : 단순 PSC 합성 거더교

(2) 거더 제작 공법 : 포스트텐션방식(Post-tensioning)

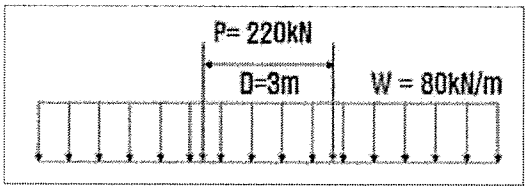
(3) 경간 및 주거더 높이 :

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]

$$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 \qquad (0 < i_m \le 0.67)$$

$$i_m = (1.44 / \sqrt{24.00} - 0.2) - 0.18$$

$$= 0.126$$

(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

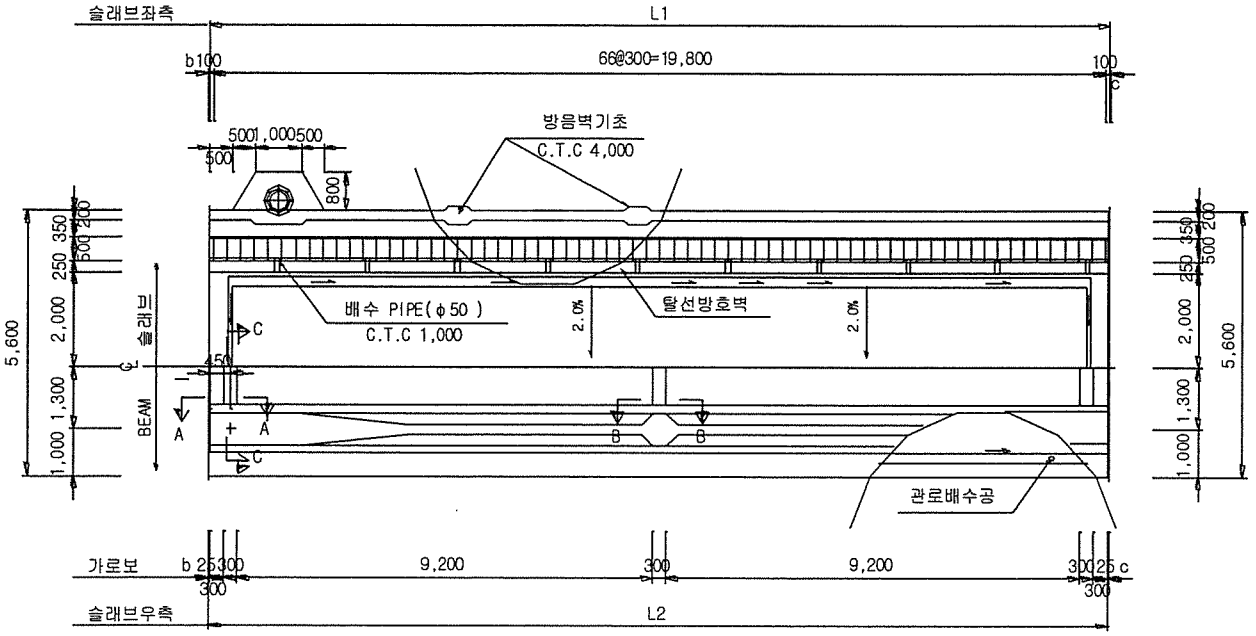
(4) 콘크리트 구조 설계기준 (2012), 한국콘크리트학회

(5) 철도설계편람(노반편-콘크리트 교) (2011), 한국철도시설공단

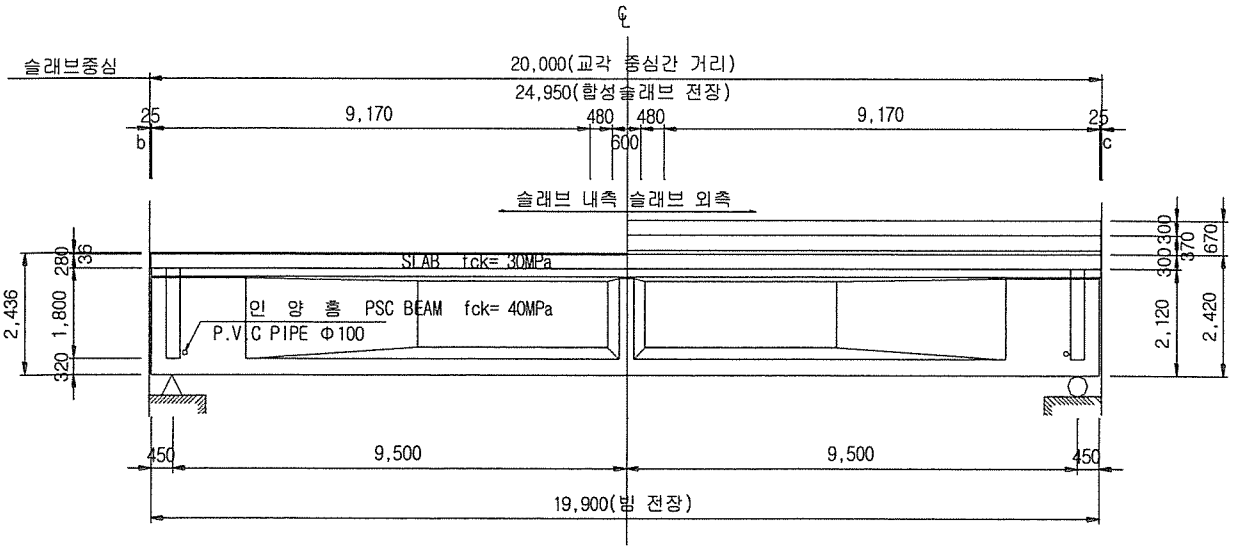
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평 면 도

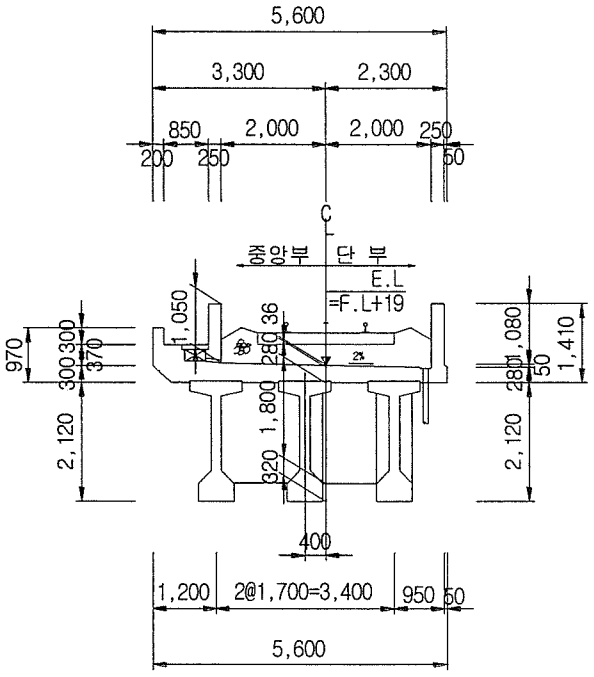


(2) 종 단 면



(3) 횡 단 면

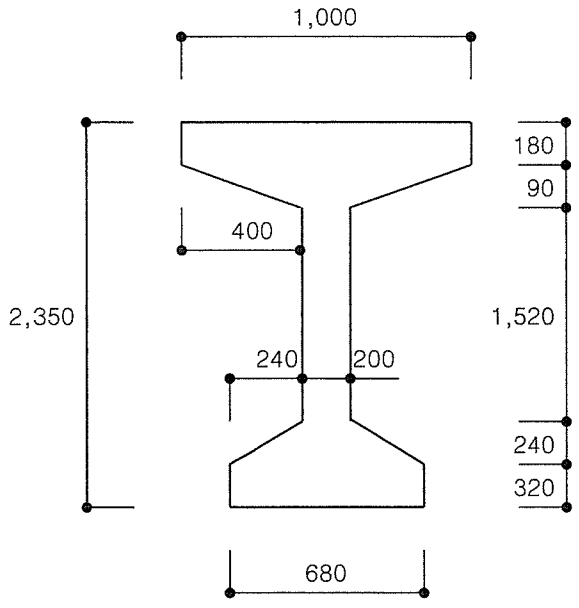
거더간격	=	1.700 m	좌측캔틸레버 길이	=	1.200 m
교량 폭	=	5.600 m	우측캔틸레버 길이	=	1.000 m
바닥판 두께	=	0.280 m			
도상	=	0.365 m			



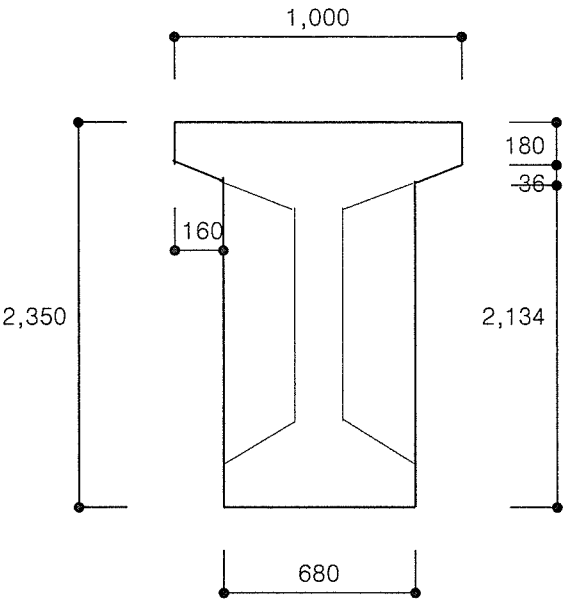
(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도

중 앙 부



지 점 부



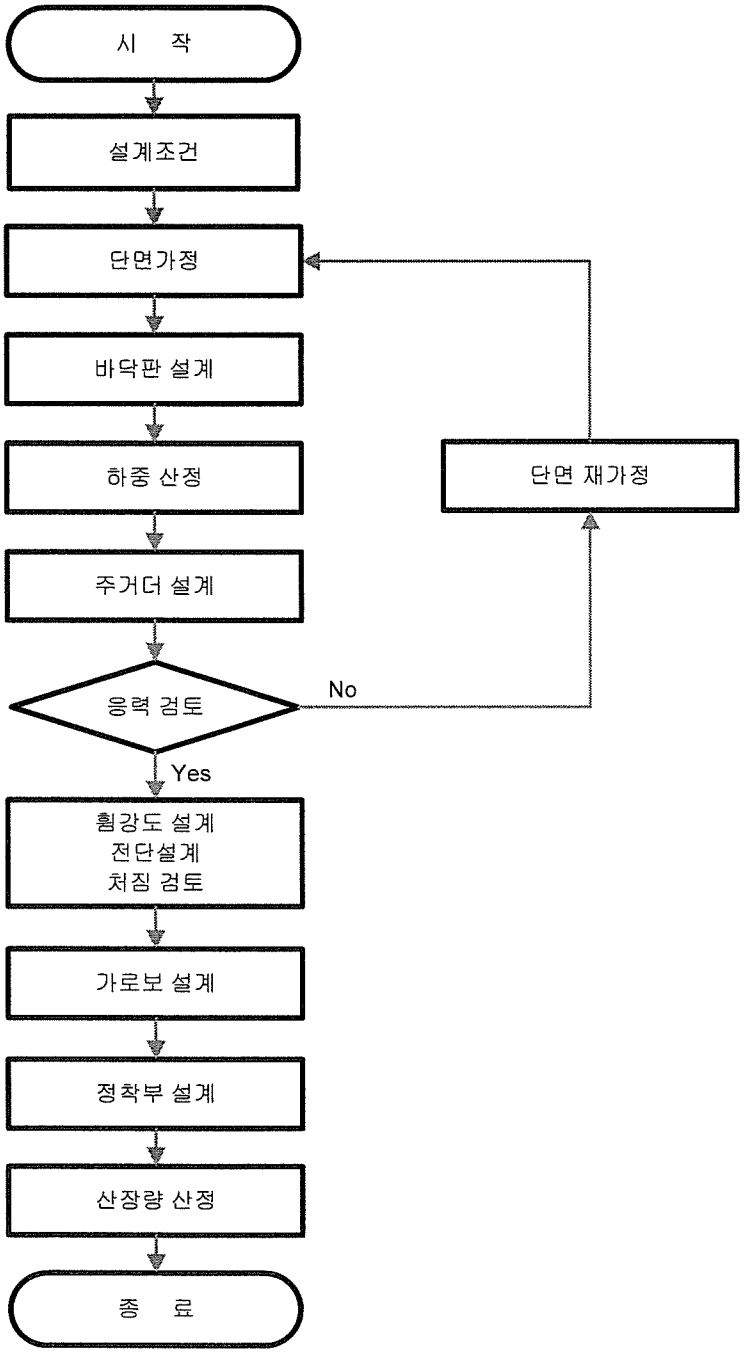
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

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	

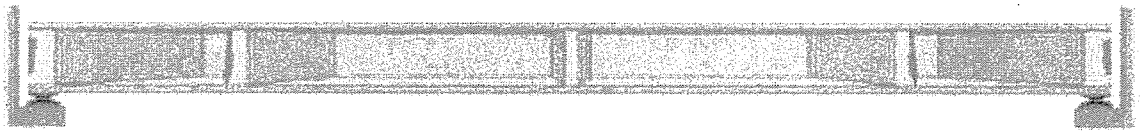
2.3 설계 흐름도



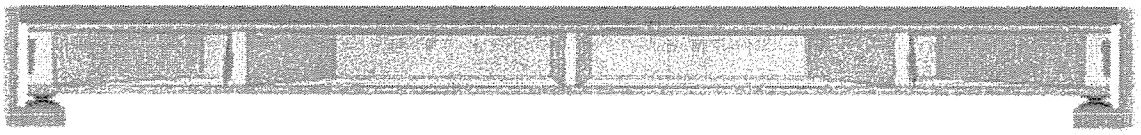
2.4 시공 순서도

1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장

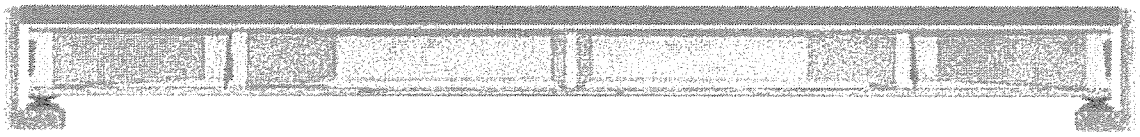
2. 크레인을 이용한 빔 거치



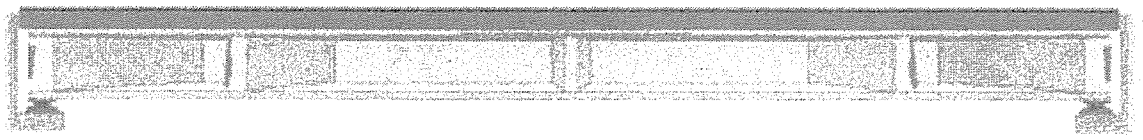
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



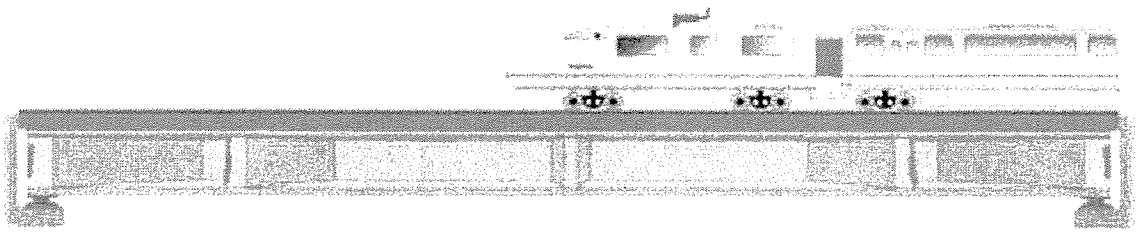
4. 바닥판 콘크리트 경화



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]

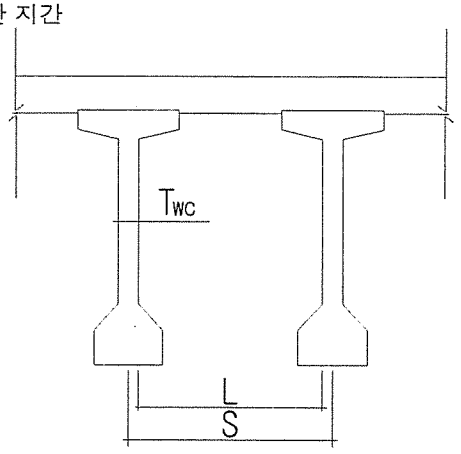
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만
설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[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

$$M_d = \frac{w\ l_d^{\ 2}}{10} = \frac{22.622 \times 1.500^{\ 2}}{10} = 5.090 \text{ kN-m}$$

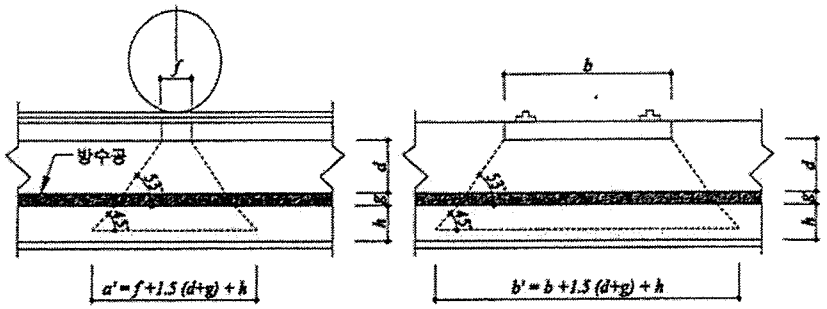
(2) 활하중 (L)

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

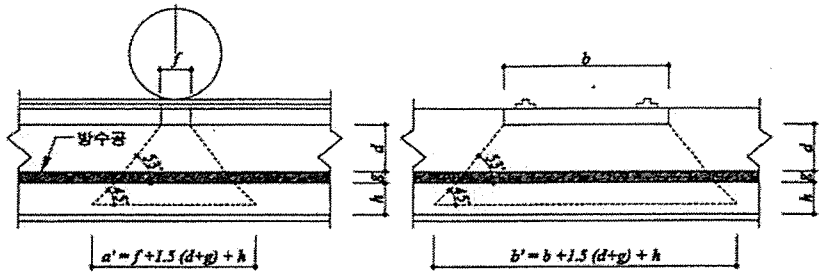
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$w_l(1+i)$ = 74.709 kN/m^2

$$M_L(1+i) = \frac{w_l(1+i) \times L^2}{10} = 16.810 \quad kN \cdot m/m$$

(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

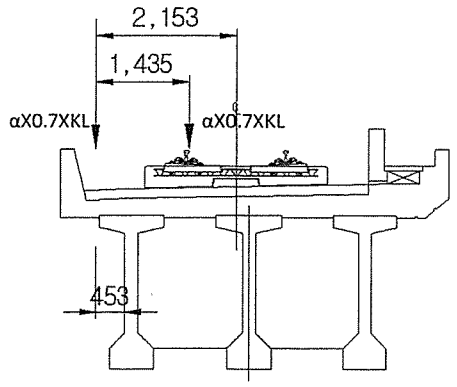
- 횡방향 분포폭(b')

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 : $U = 1.0 (D + (L + I))$

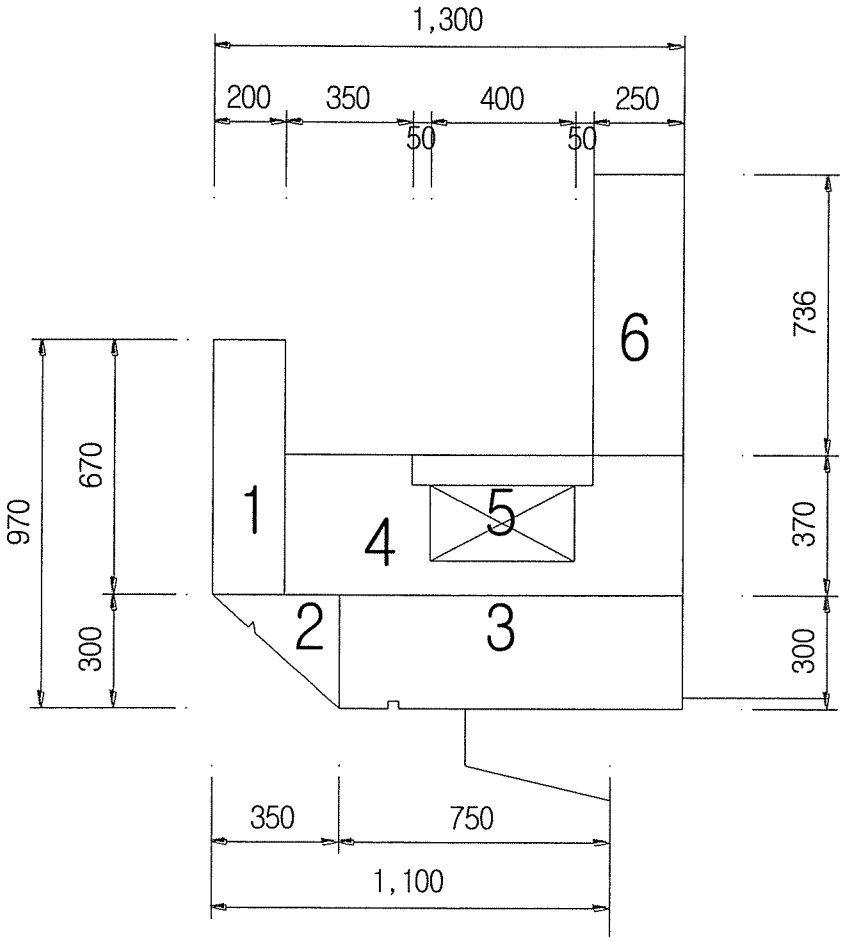
$= 1.0 \times (5.090 + 16.810) = 21.900 \ kN-m$

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



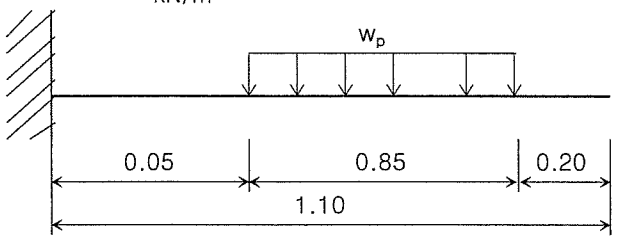
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.200 − 0.100 = 1.100 m

(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)

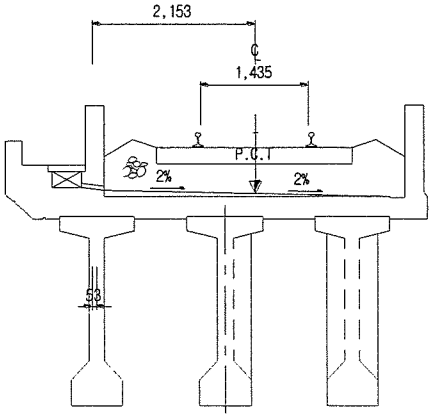
w_p = 5.000 kN/m²



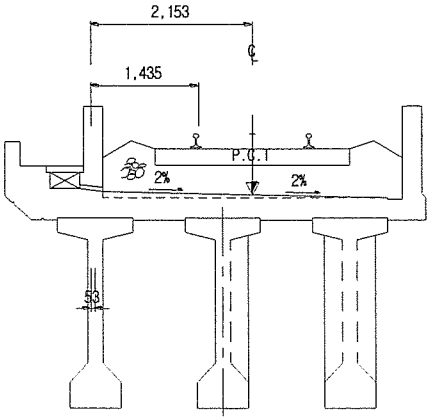
군집하중에 의한 휨모멘트

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

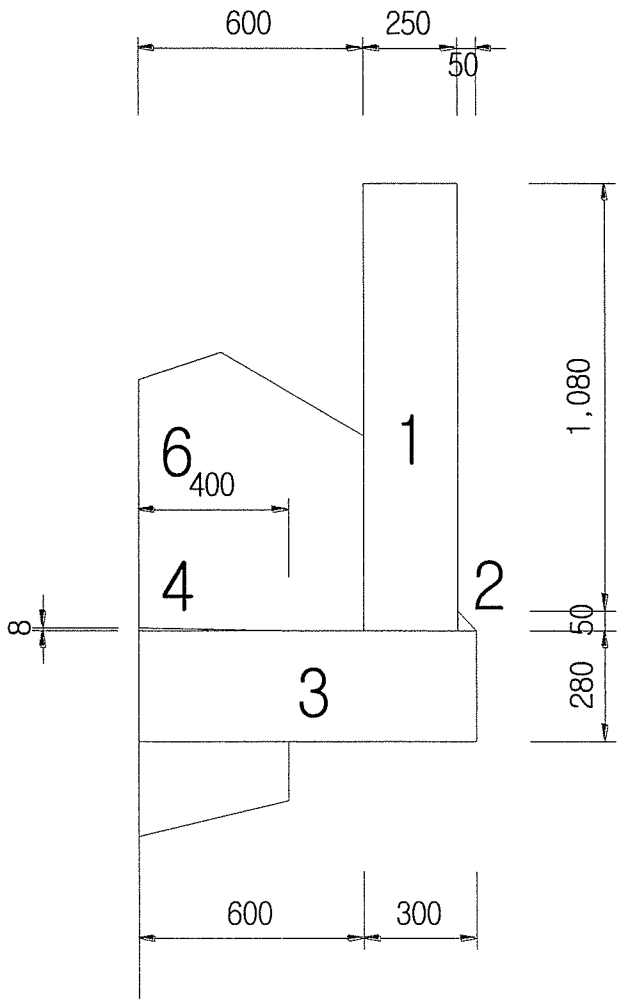
3.2.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.3 캔틸레버부 (우측)

3.3.1 하중 계산



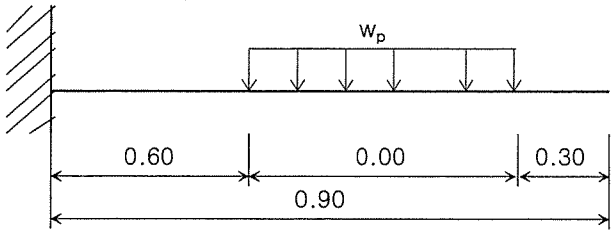
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 1.000 − 0.100 = 0.900 m

(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)

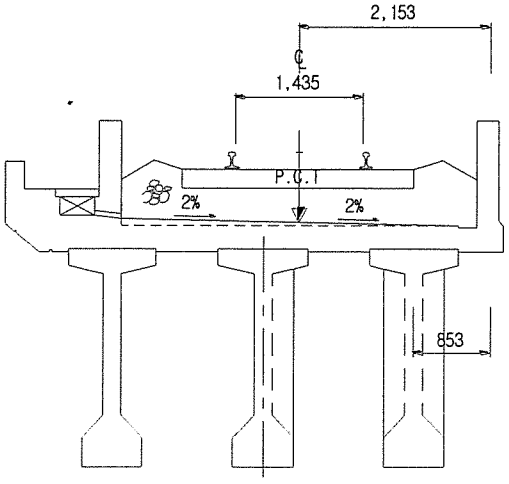
w_p = 5.000 kN/m²



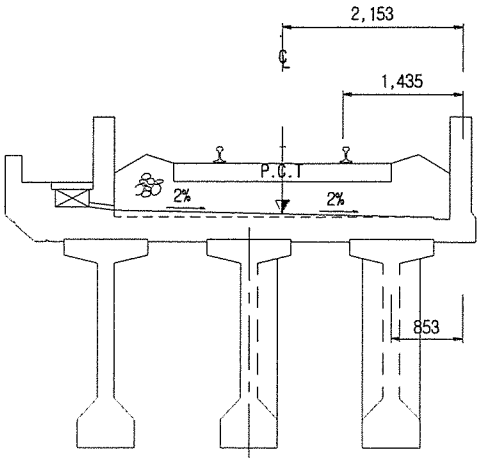
군집하중에 의한 휨모멘트

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 × 0.000 ² / 2 = 0.000 kN-m/m

M_{LR2} = 99.34 × 0.000 ² / 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

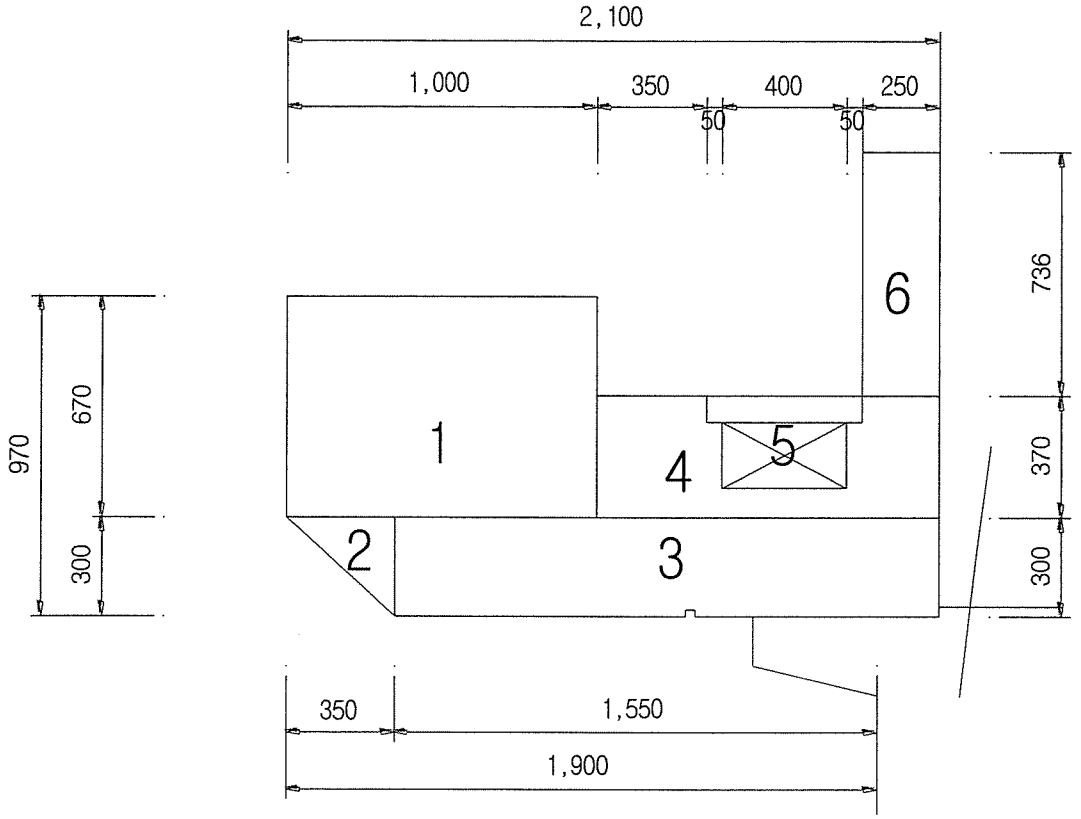
3.3.3 최소 두께 검토 [철도설계기준(노반편) 10.10.4

보도부분 바닥판 최소 두께

∴ t_{min} = 140 mm < h_{use} = 280 mm O.K.!!

3.4 전철주기초부

3.4.1 하중 계산



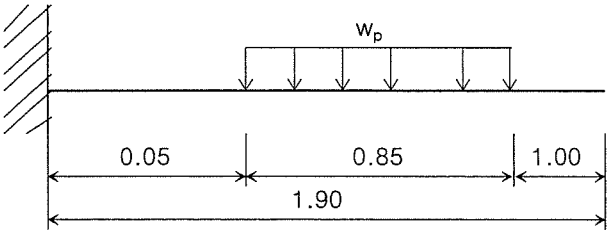
캔틸레버판 설계 지간 l_d = 2.000 − 0.100 = 1.900 m

(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)

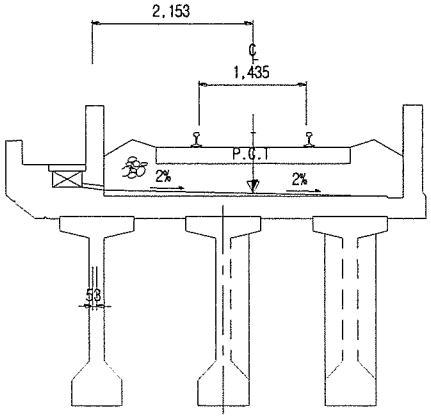
w_p = 5.000 kN/m^2



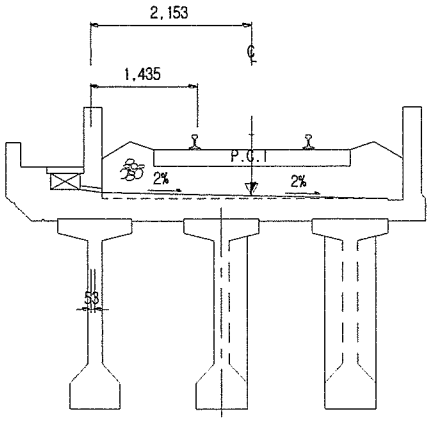
군집하중에 의한 휨모멘트

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/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 × 65.74 + 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

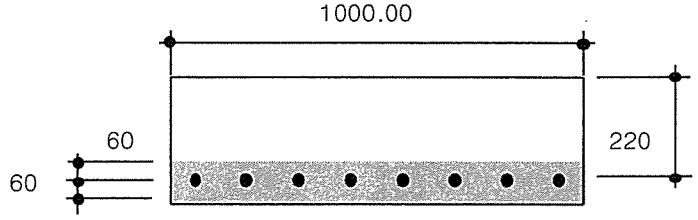
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	=	440.00	mm^2
사용 배력 철근 단면적							=	1,267.00	mm^2

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

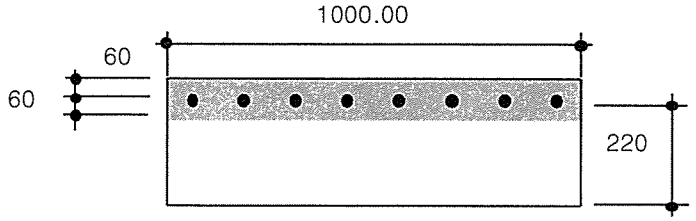
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	× 220	= 440.00 mm^2
사용 배력 철근 단면적						= 1,267.00 mm^2

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	ρ	+ √((	n	ρ)²	+	2	n	ρ)	= 0.255
j	=	1	−	k	/	3	=	1	−	0.255	/ 3	= 0.915

$f_s = M_o / (\rho \times j \times b \times d^2)$

= 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 $\times \frac{1{,}000}{150} =$ **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 = 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

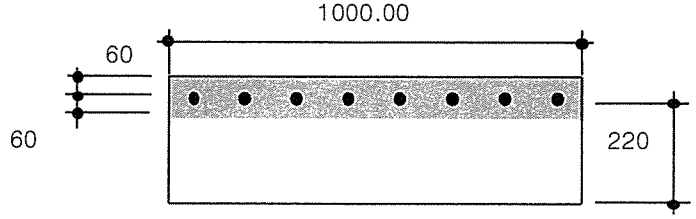
0.2%의 철근비	=	0.002	×	1,000	×	220	=	440.00	mm^2
사용 배력 철근 단면적							=	1,267.00	mm^2

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 × 1,000/150 = **1,910.00** mm^2

압축(하면) A_s = H 16 @ 150 = 198.6 × 1,000/150 = **1,324.00** mm^2

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1{,}910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96\ mm$$

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

$$= 0.90 \times 1{,}910.00 \times 400.00 \times \left(220 - \frac{29.96}{2} \right)$$

$$= 140{,}971{,}752\ N\text{-}mm$$

$$= \mathbf{140.97}\ kN\text{-}m > M_u = 108.42\ kN\text{-}m \quad \therefore O.K.$$

- 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

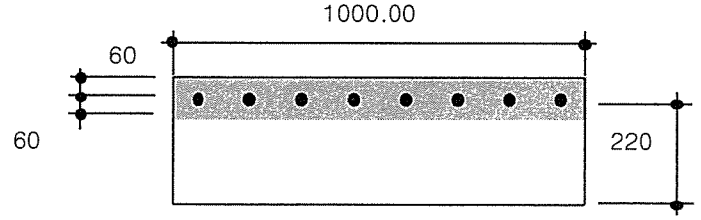
사용 배력 철근 단면적 = 1,267.00 mm^2

O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$M_{max} = M_d + M_l + M_i$ = 73.110 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

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)

= 73,110,000.00 /(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

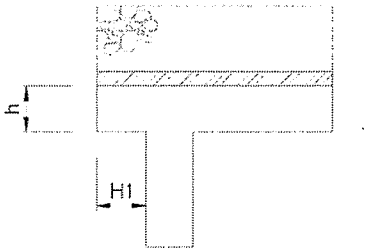
압축철근-하면 H 16 @ 150 = 198.6 × $\frac{1,000}{150}$ = **1,324.00** mm^2

- 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/m^2

$M_d = w_d \times H_1^2 / 2$ = 1.195 KN·m/m

2) 활하중에 의한 단면력

w_L = 74.709 kN/m^2

$M_L = w_L \times H_1^2 / 2$ = 3.946 KN·m/m

3) 하중조합

- 계수하중(Factored Load)

Load case 1 : U = 1.35 D + 1.85 L

= 1.35 × 1.19 + 1.85 × 3.95 = 8.912 kN-m

Load case 2 : U = 1.6 (D + L)

= 1.6 × (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 mm^2

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근(As,min) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(2013) p10-59]

$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 112.96 = 150.61 \ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{(f_{ck})}}{f_y} \times b_w \times d$

$= \frac{0.25 \times \sqrt{(30.00)}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \ mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \ mm^2$

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

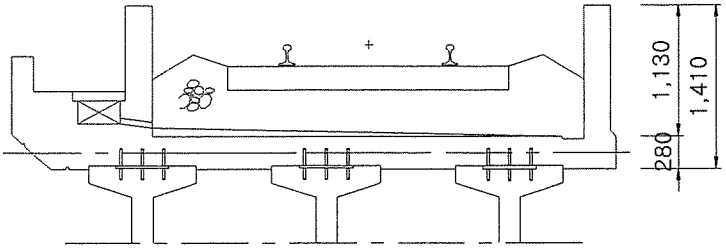
균형철근비(p_b) = $0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + fy}$ = 3.251 %

$p = A_s/(b \times d)$ = 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

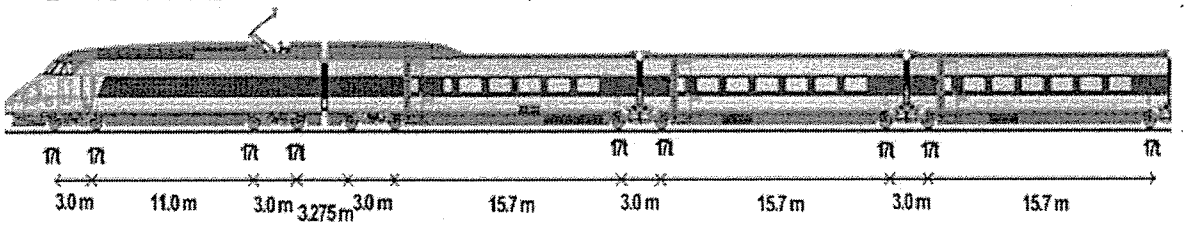
t: 0.250 m

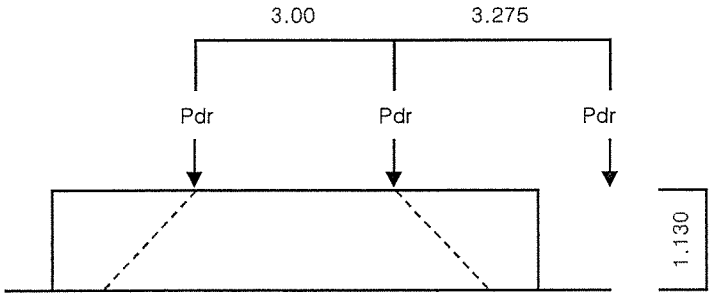
3.7.2 설계하중에 의한 단면력

[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

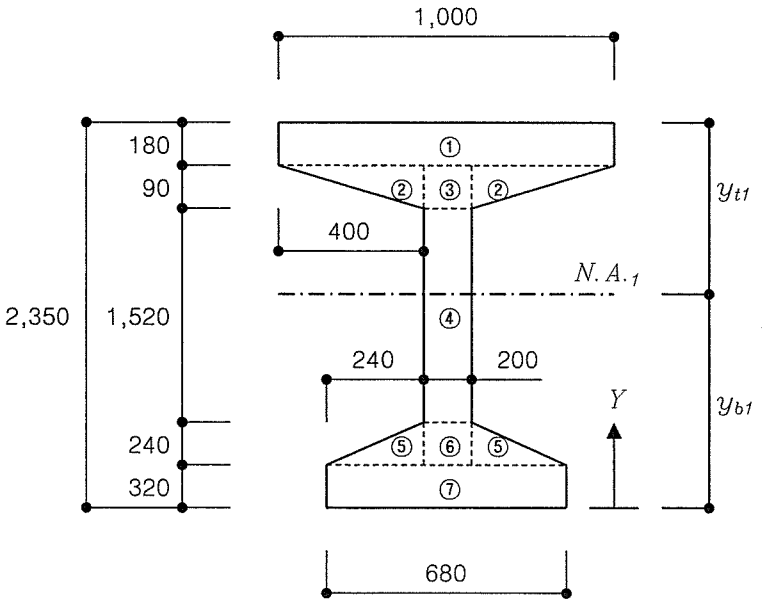
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm^2	

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

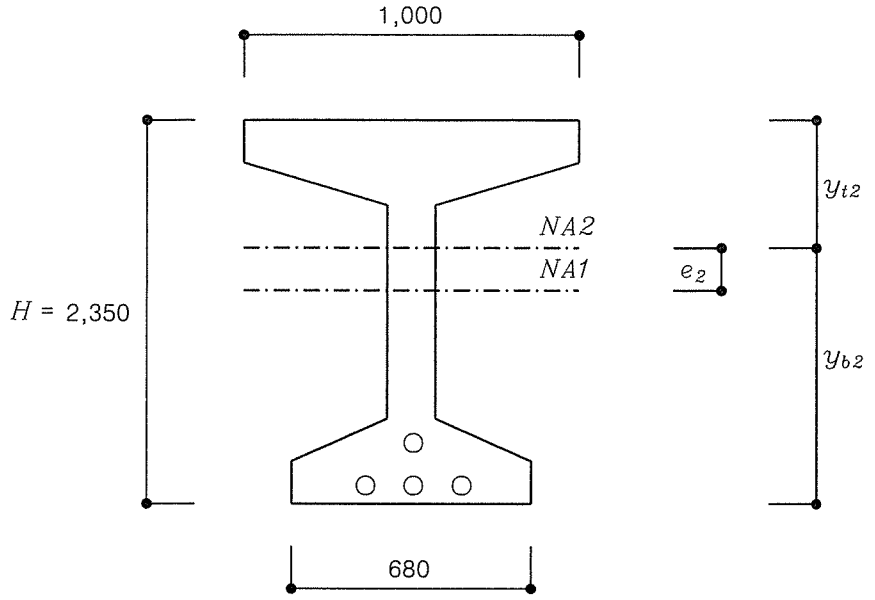
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,002,346,000 / 861,200 = -1,163.89 mm

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

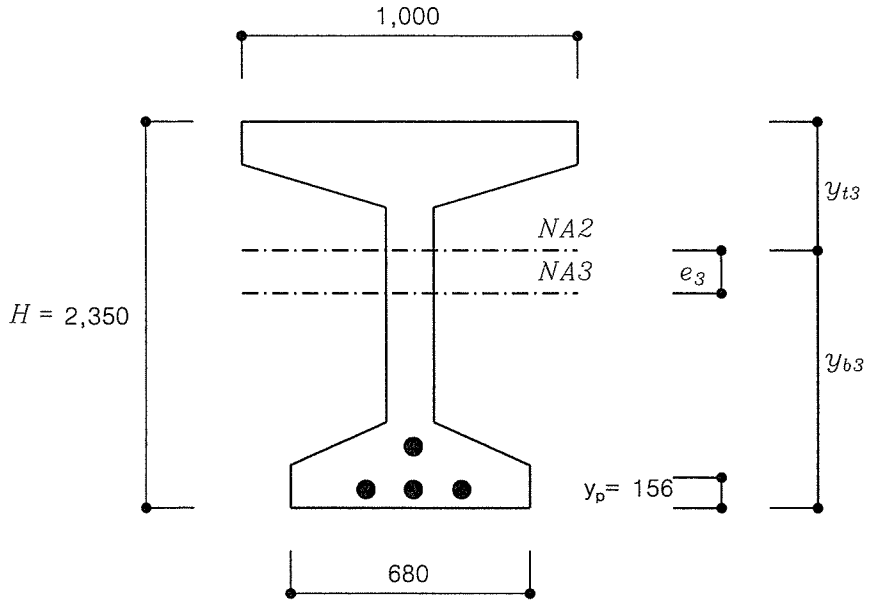
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,163.89 − 15.77 = -1,179.66 mm

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

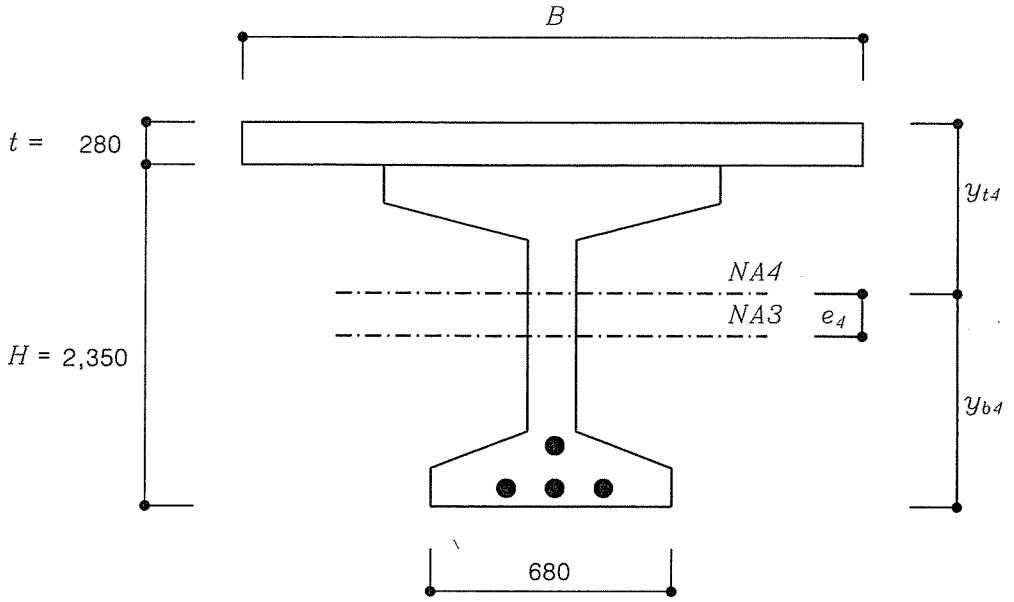
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,179.66 - -33.77 = -1,145.89 mm

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

$\therefore\ B$ = 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	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

$\therefore\ B$ = 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	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)

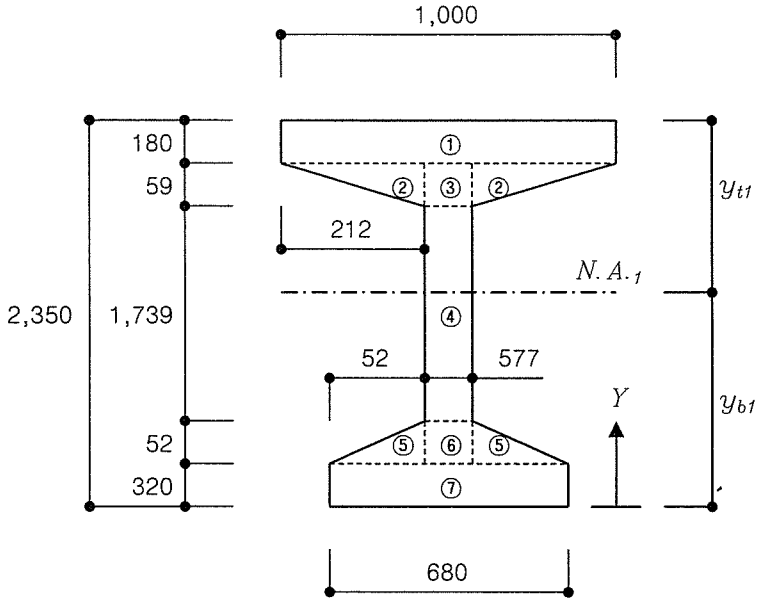
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,404,939
바닥판 상연	(mm)	-	-	978.89
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	698.89
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,651.11
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,228,485,209,328
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,254,977,790
	$S_{t,gir}$	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

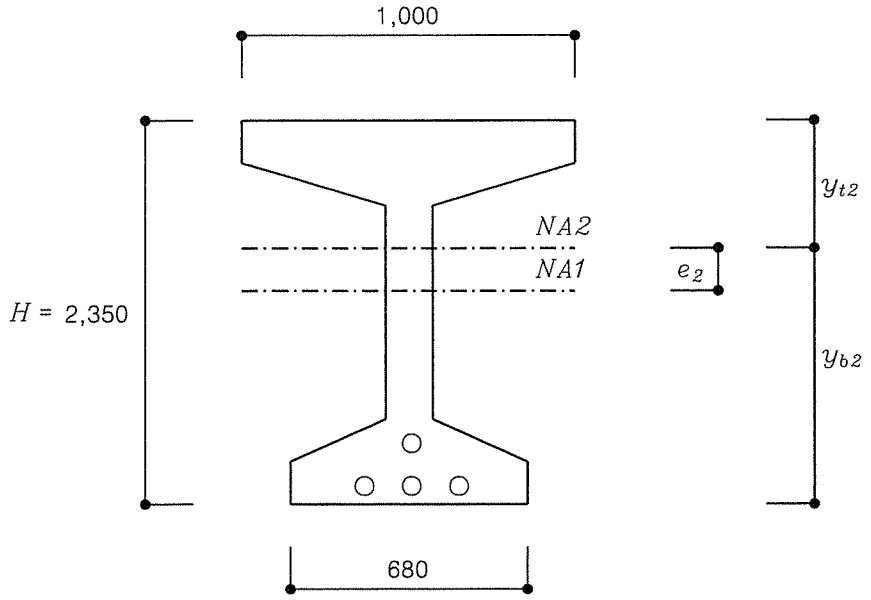
y_{b1} = $\Sigma(A \times y) / \Sigma A$ = 1,798,842,309 / 1,480,207 = -1,215.26 mm

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

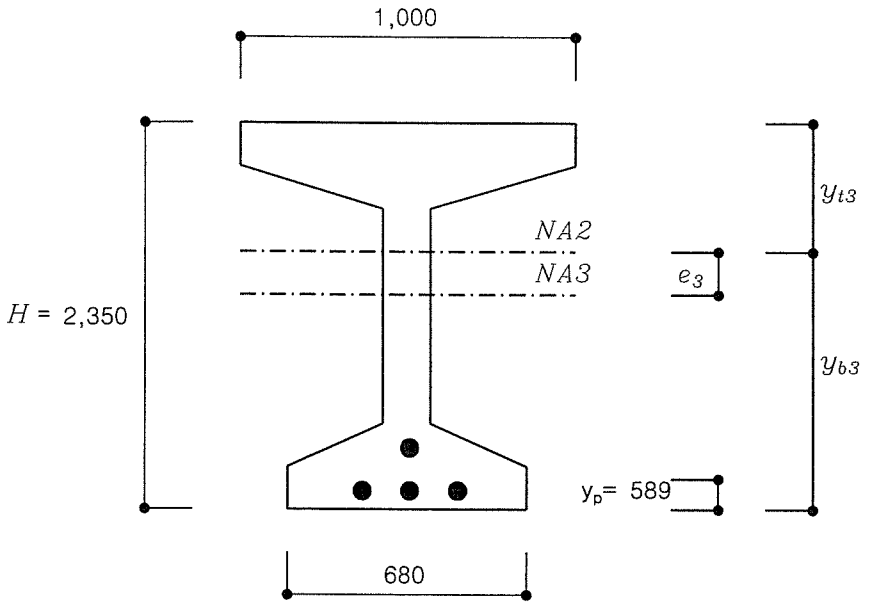
y_{b2} = $y_{b1} - e_2$ = -1,215.26 - 5.67 = -1,220.93 mm

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

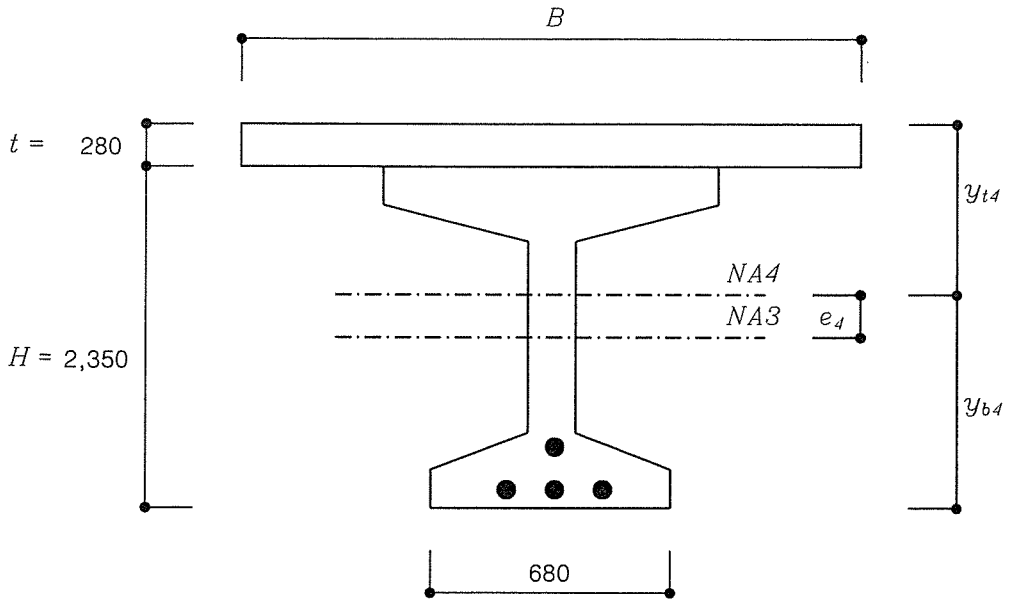
y_{b3} = $y_{b2} - e_3$ = -1,220.93 − -12.23 = -1,208.70 mm

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)

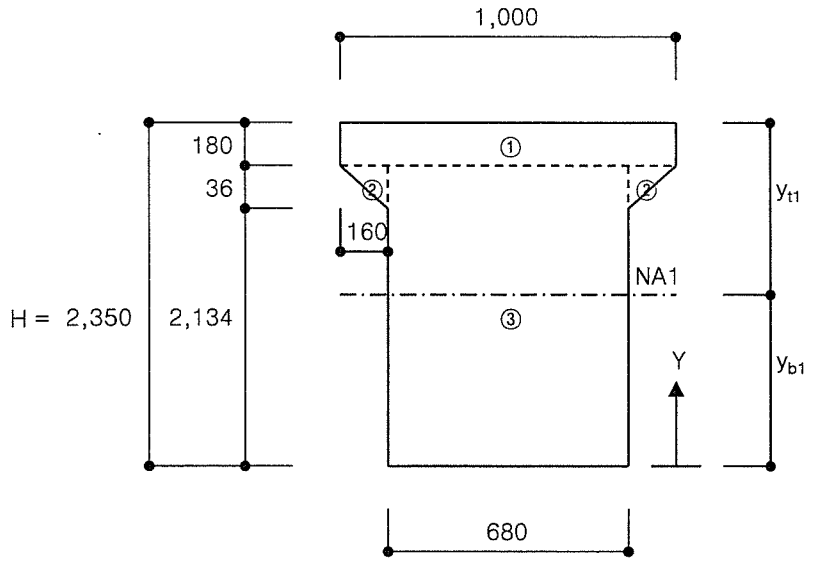
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	1,466,935	1,495,866	2,023,946
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,149.80
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	869.80
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,480.20
단면2차모멘트	(mm^4)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,409,848,292,028
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	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

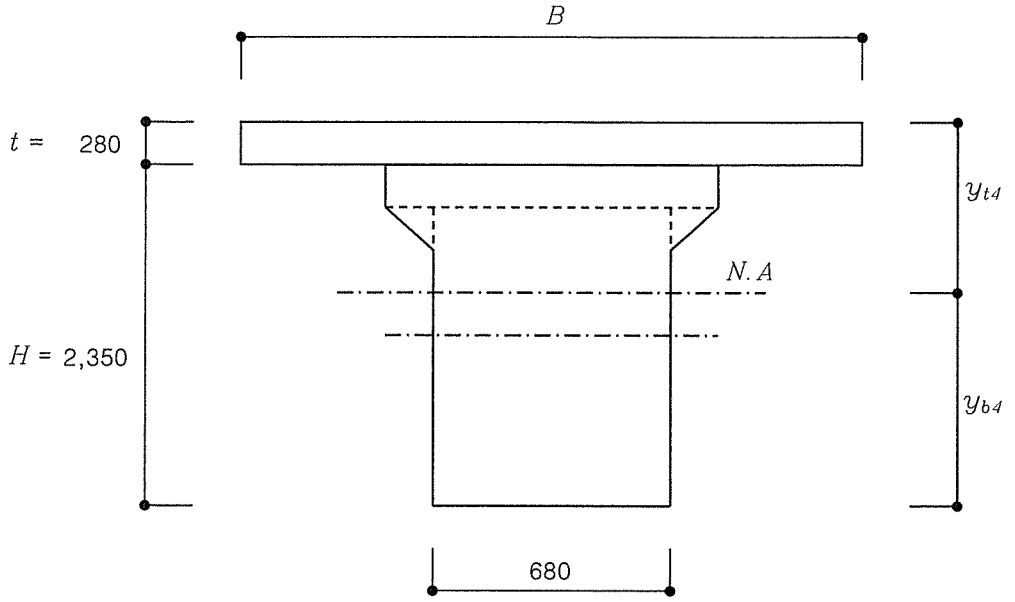
y_{t1} = $H + y_{b1}$ = 2,350 + −1216.0 = 1,134.0 mm

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)

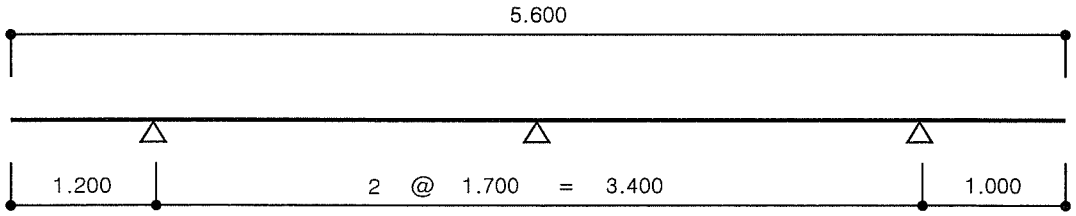
① 중앙부 단면

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

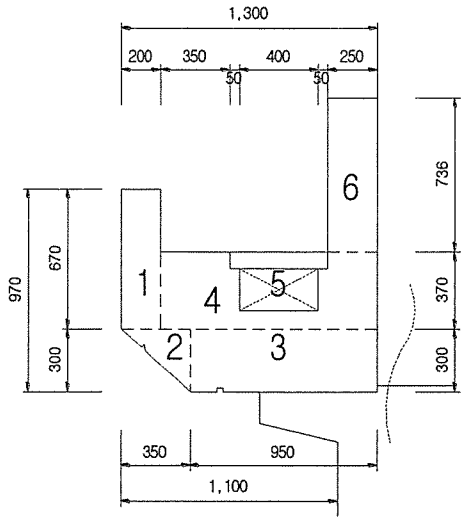
③ 내측거더(G2)

- 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)

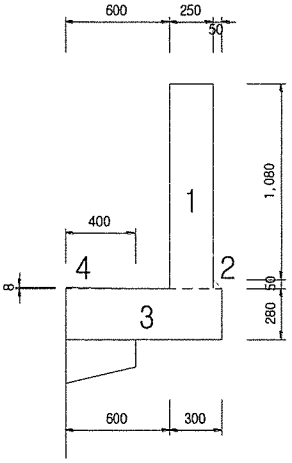
- 방호벽



					(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

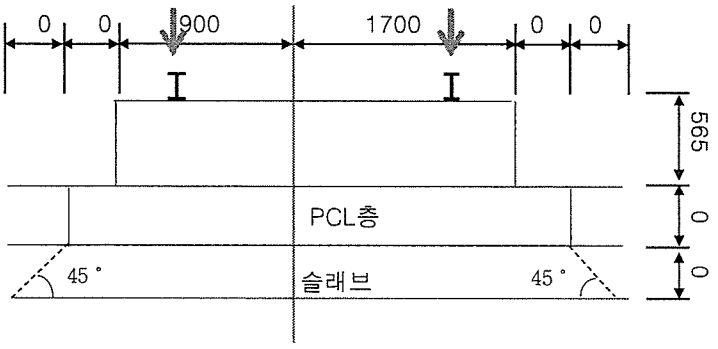
재하범위 : 좌측거더 외측으로 -0.10 m 부터

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

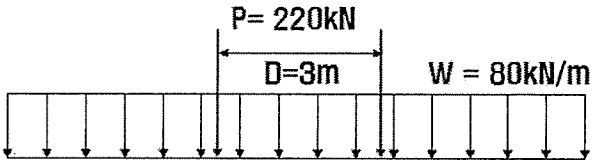
w_w = 2.000 × 0.850 = 1.700 kN/m

재하위치 : 좌측거더에서 0.575 m 이격

M2 = 1.700 × 0.575 = 0.978 kN.m

(2) 표준활하중

KL2012하중



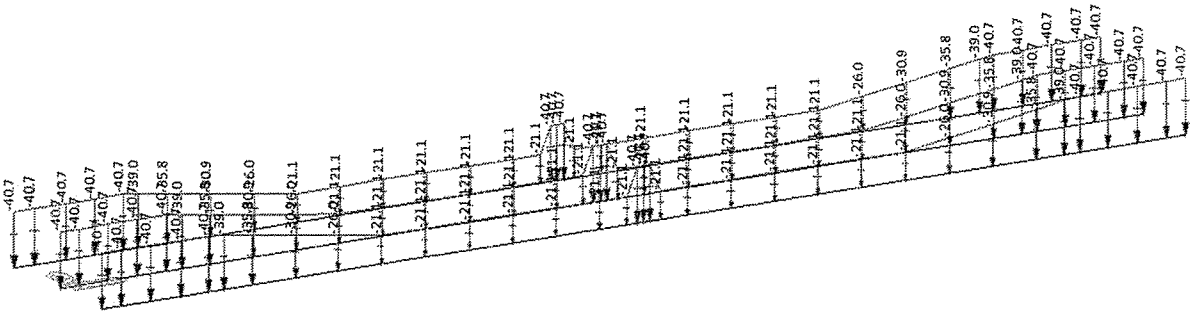
(3) 충격하중

$$\text{충격계수 i (\%)}; = \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126} = \mathbf{112.645}\ \%$$

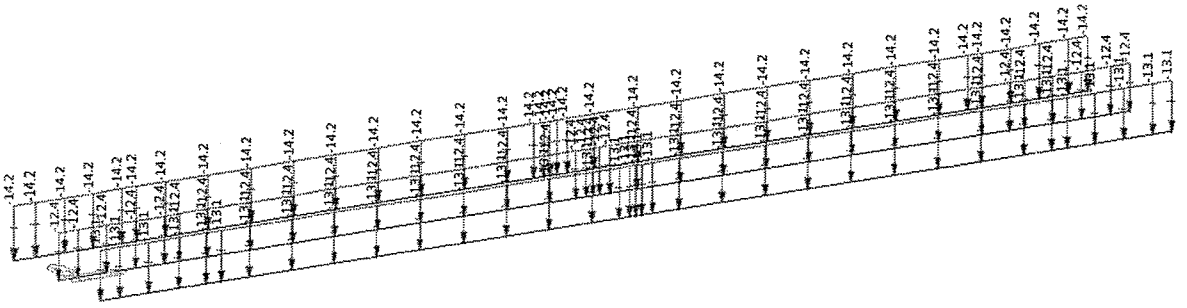
4.3 구조해석

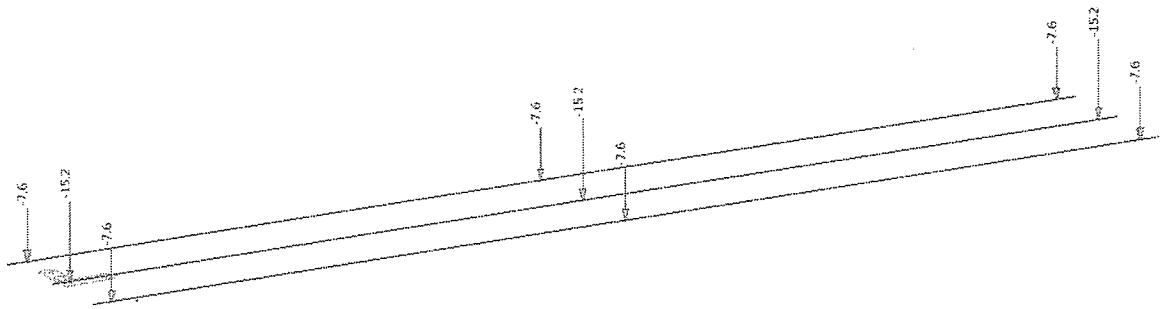
4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중



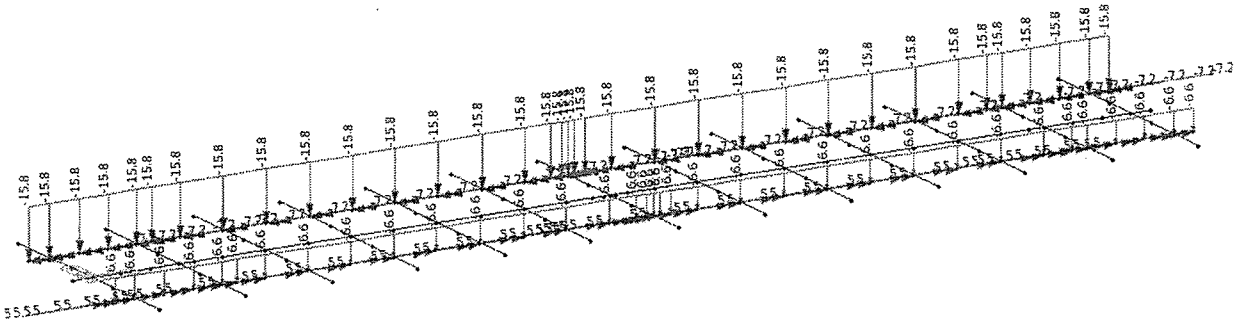
(2) 합성전 고정하중





(3) 합성후 고정하중

- 방호벽

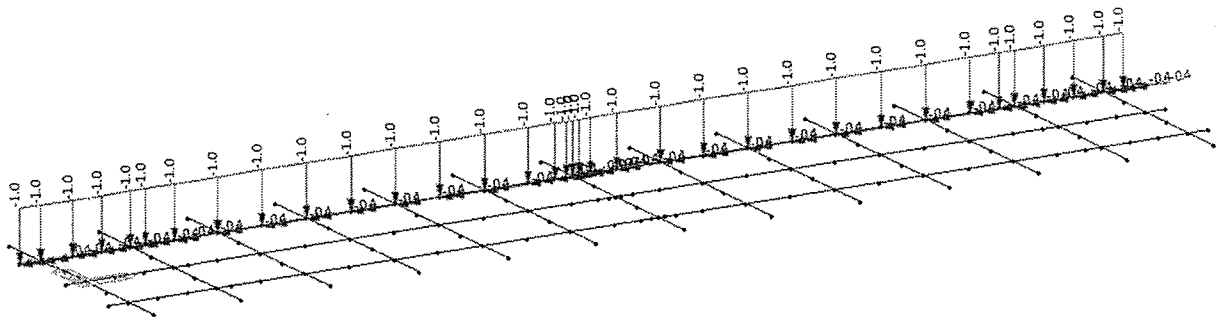


- 방음벽

- 도상

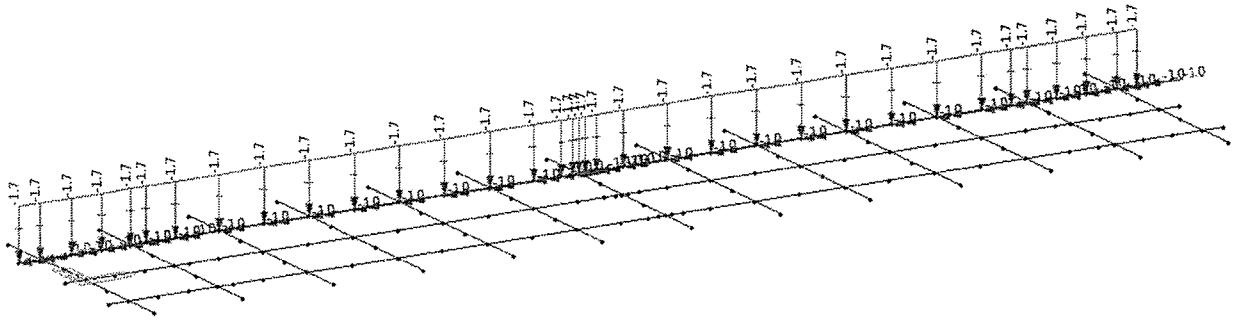
- 레일 + 침목

- 케이블

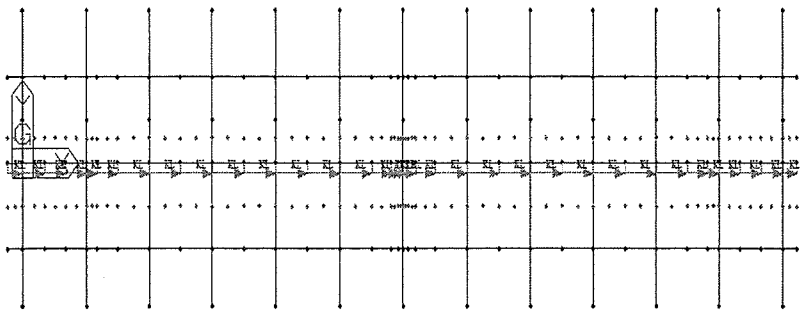


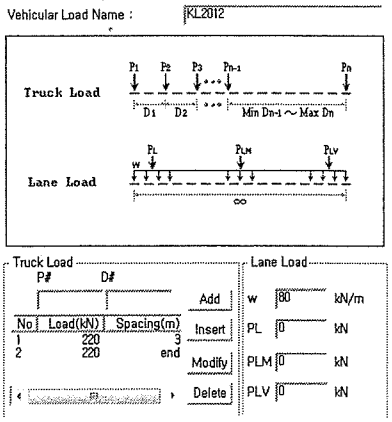
(4) 합성후 활하중

- 보도적재하중



- KL2012

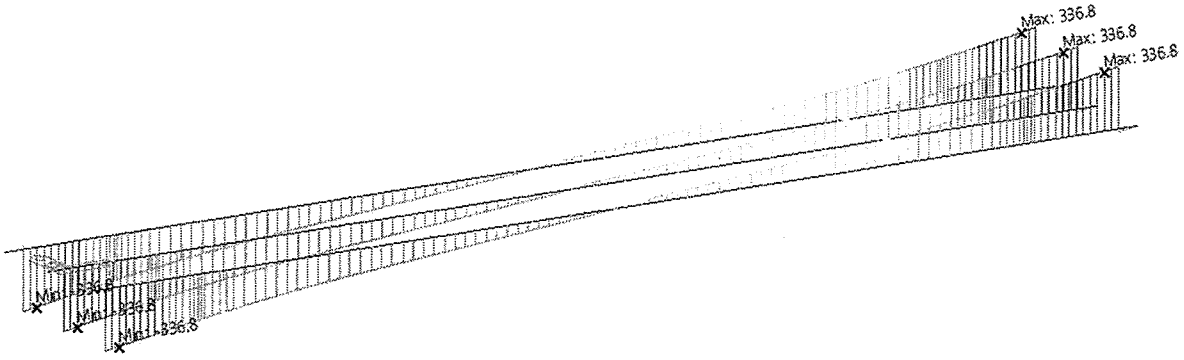




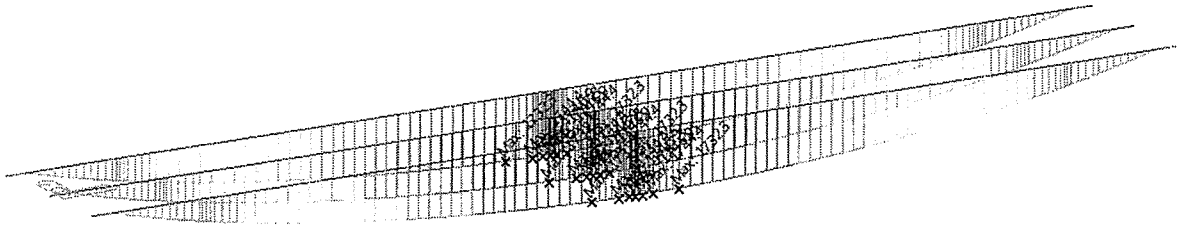
4.3.2 단면력도

(1) 빔 자중

- 전단력도

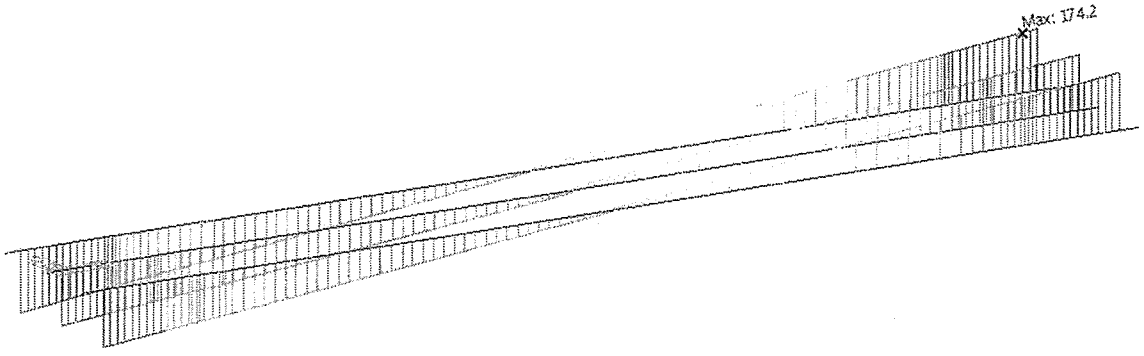


- 모멘트도

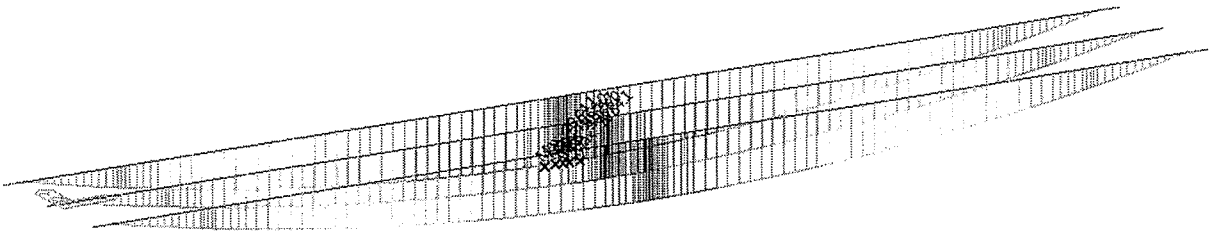


(2) 합성전 고정하중

- 전단력도

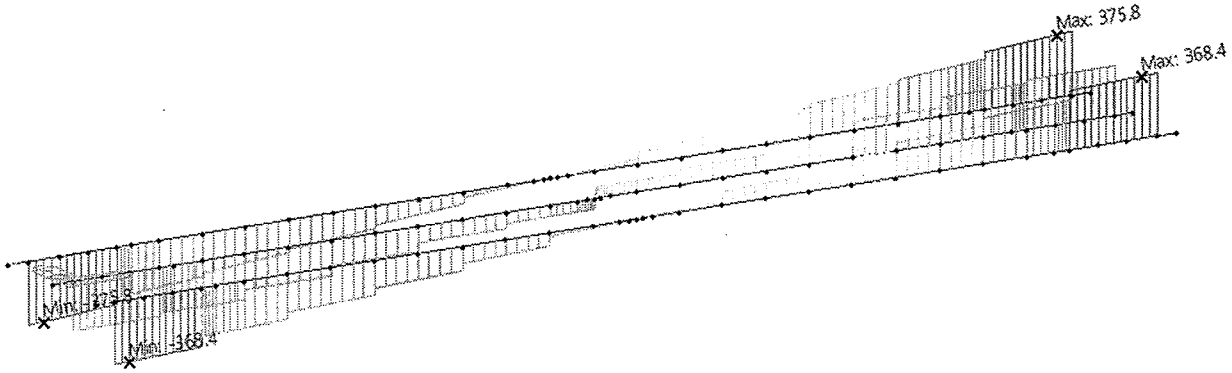


- 모멘트도

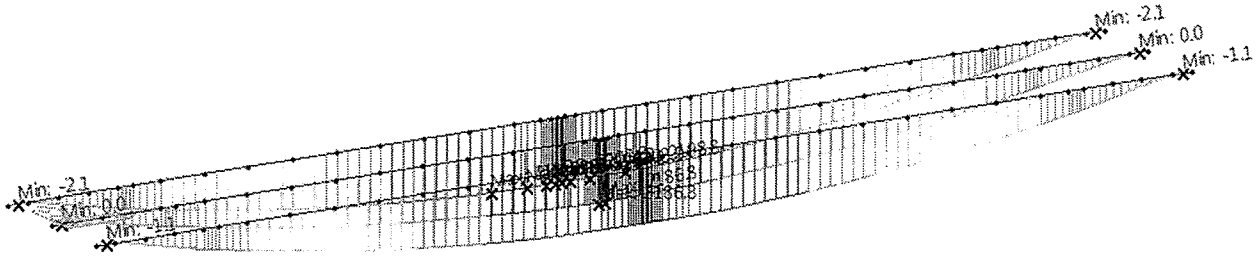


(3) 합성후 고정하중

- 전단력도

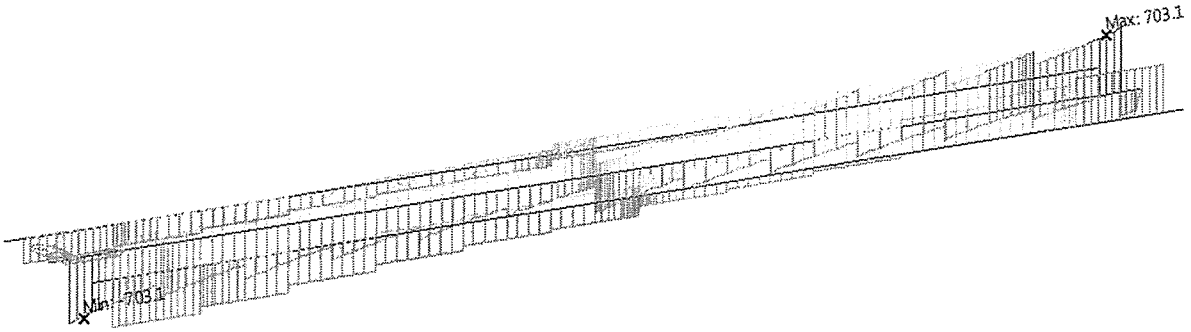


- 모멘트도

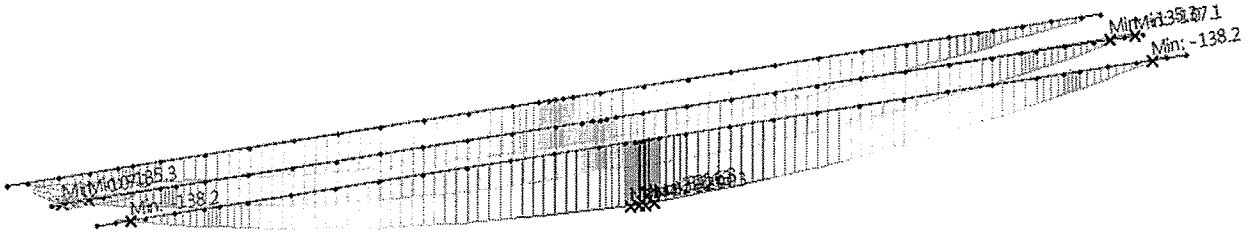


(4) 합성후 활하중

- 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

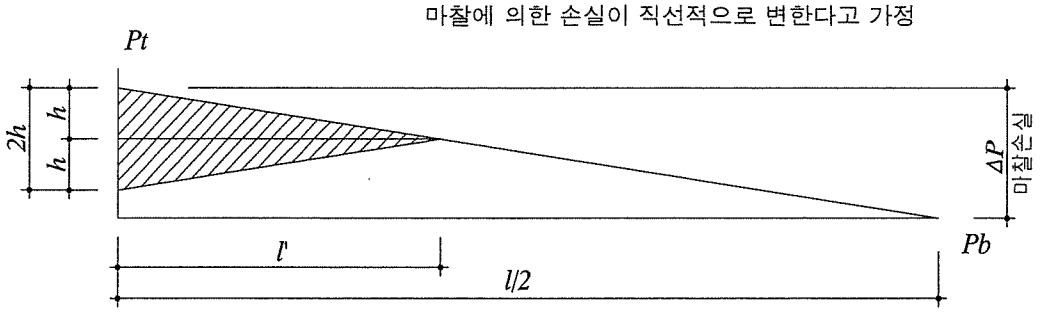
강선번호	각변화 (α)		강선길이 L(m)	$\mu\alpha + \kappa l$	$1-e^{-(\mu\alpha + \kappa l)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	116.47
2	08° 09'	0.142	12.391	0.097	0.092	129.83	141.00
3	12° 13'	0.213	12.446	0.115	0.109	153.82	167.05
4	15° 05'	0.263	12.500	0.128	0.120	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

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^{6}}{522,872,368} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^{6}}{-549,438,294} = -3.18 \text{ MPa}$$

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 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 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 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 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 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 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 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 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

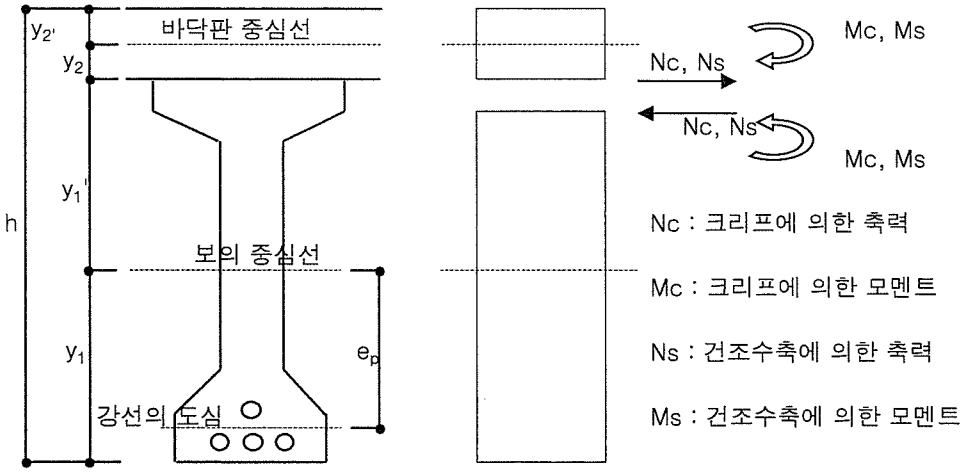
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.92	8.42
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.61	1.15	3.17	5.46
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.67	2.62	4.77	1.68
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	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



$m = E_{c1} I_{c1} / E_{c2} I_{c2}$, $B = 1 + m$, $C = y_1' - m y_2$

$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + m y_2^2$

$K = \phi^\infty / (1+\phi^\infty)$, $K' = \Phi_t / (1+\phi^\infty)$

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

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008}{27{,}537} \times \frac{629{,}595{,}846{,}827}{2{,}861{,}077{,}333} = 239.802$$

$$B = 1 + m = 1 + 239.802 = 240.802$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 240.802 \times 0.140 = -32.571$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$= 1.204^2 + 0.718 + 239.802 \times 0.007 + 239.802 \times 0.140^2$$

$$= 8.435$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

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

$$m = \frac{E_{c1}\ I_{c1}}{E_{c2}\ I_{c2}} = \frac{30{,}008}{27{,}537} \times \frac{629{,}595{,}846{,}827}{3{,}113{,}525{,}333} = 220.359$$

$$B = 1 + m = 1 + 220.359 = 221.359$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 221.359 \times 0.140 = -29.849$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m\gamma_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$= 1.204^2 + 0.718 + 220.359 \times 0.007 + 220.359 \times 0.140^2$$

$$= 7.927$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\Phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$P = 4{,}600.080$ 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

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4{,}344.00}{1{,}700.00 \times 2{,}473.75} = 0.001033$$

(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

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot [\ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\ \frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}}\ )\ ]$$

$$= 1{,}900.00 \times [\ 1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.065423\ ] = 1{,}818.22 \text{ MPa}$$

(6) 해석단면 판단

$$0.85 \times f_{ck} \times a \times b = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4{,}344.00 \times 1{,}818.22}{0.85 \times 30.00 \times 1{,}700.00}$$

$$= 182.2 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{ 직사각형보 해석}$$

(7) 강재지수 계산

$$q_{pw} = \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}}$$

$$= \frac{4{,}344.00}{1{,}700.00 \times 2{,}473.75} \times \frac{1{,}818.22}{30.00}$$

$$= 0.063 < 0.36\ \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\Phi M_n = \Phi\ A_{ps} \times f_{ps} \times (\ d_p - a\ /2\ )$$

$$= 0.9 \times 4{,}344.00 \times 1{,}818.22 \times (\ 2{,}473.75 - 182.20\ /\ 2\ )$$

$$= 16{,}937.10 \text{ kN-m} > M_u = 12{,}389.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{ O.K.}$$

$$\Phi M_n\ /\ M_u = 16{,}937.10\ /\ 12{,}389.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (\ f_{pe} + f_{ru}\ ) \times Z_c$$

여기서, $f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{(\ f_{ck}\ )} = 3.98$ MPa

$f_{pe} = 13.54$ MPa

$Z_c = 727{,}983{,}991.00$ mm^3

$$M_{cr} = (\ 13.54 + 3.98\ ) \times 727{,}983{,}991.00 = 12{,}754{,}279{,}522.32 \text{ N-mm}$$

$1.2\ M_{cr} = 15{,}305.14$ kN-m $< \Phi M_n = 16{,}937.10$ kN-m $\therefore$ O.K.

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{cL} = (M_{cr} - M_D) / M_L$

$= (12,754.28 - 4,915.02) / 2,828.36 = 2.77 > 1.20$ ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)$

$= 12,754.28 / (4,915.02 + 2,828.36) = 1.65 > 1.00$ ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_D) / M_L$

$= (16,937.10 - 4,915.02) / 2,828.36 = 4.25 > 2.00$ ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_D + M_L)$

$= 16,937.10 / (4,915.02 + 2,828.36) = 2.19 > 1.50$ ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 16,937.10 / 12,754.28 = 1.33 > 1.20$ ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_u$

$= 16,937.10 / 12,389.00 = 1.37 > 1.00$ ∴ 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 : $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$

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

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot [\ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times (\ \frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}}\ )\ ]$$

$$= 1{,}900.00 \text{ x } [\ 1 - \frac{0.55}{0.836} \text{ x } 0.054277\ ] = 1{,}832.15 \text{ MPa}$$

(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

$F_{cL} = (M_{cr} - M_D) / M_L$

$= (\ 13{,}035.51 - 5{,}016.34\ ) / 2{,}811.45 = 2.85 > 1.20$ ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{cW} = M_{cr} / (M_D + M_L)$

$= 13{,}035.51 / (\ 5{,}016.34 + 2{,}811.45\ ) = 1.67 > 1.00$ ∴ O.K

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$F_{bL} = (\Phi M_n - M_D) / M_L$

$= (\ 17{,}174.12 - 5{,}016.34\ ) / 2{,}811.45 = 4.32 > 2.00$ ∴ O.K

② 사용하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / (M_D + M_L)$

$= 17{,}174.12 / (\ 5{,}016.34 + 2{,}811.45\ ) = 2.19 > 1.50$ ∴ O.K

③ 균열하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_{cr}$

$= 17{,}174.12 / 13{,}035.51 = 1.32 > 1.20$ ∴ O.K

④ 극한하중에 대한 안전도

$F_{bW} = \Phi M_n / M_u$

$= 17{,}174.12 / 12{,}524.00 = 1.37 > 1.00$ ∴ 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 = ∑ 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 = Σ 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 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 × 0.185 + 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	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)	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

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,603,860.00}{1,495,866.04} + \frac{4,603,860.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

= 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

∴ 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 $\sqrt{(f_{ck})}$ × b_w × d_p

= 0.14 $\sqrt{}$ 40.00 × 200.00 × 2,059.50

= 364,711.81 N

∴ 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 = $\alpha \times \Delta T \times E \times A$

= 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 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_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

$\therefore$ d_p = 1,880.00 mm

V_D = 241.50 + 130.59 + 499.88 = 871.97 kN

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} \left(0.5 \sqrt{(f_{ck})} + f_{pe} + f_d \right)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_4} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b4}}{I_4}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{1,495,866.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

= 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 = Σ 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

$\Delta l = (P_j + P_i) / 2 \times L / (A_p \times E_p)$

여기서, E_p = 강선의 탄성계수 (MPa) = 200,000.00 MPa

(2) 신장량 계산

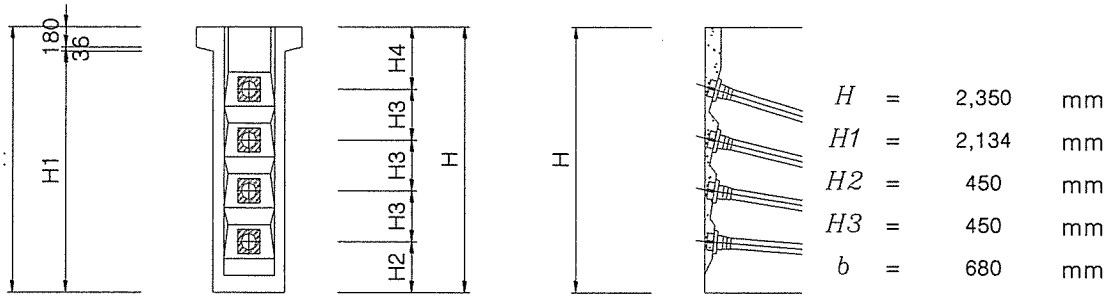
(양단긴장시)

강선	강선길이 L (mm)	강선단면적 A_p (mm^2)	긴장력 P_j (N)	초기손실 ΔP_i (N)	초기긴장력 P_i (N)	신장량 Δl (mm)	비 고
1	24,717.00	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_{b1} = 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_1 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$\sqrt{}$ ($\frac{A_b'}{A_b}$) ≤ 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_{bf} = 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_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

A_{bj} = R_j / (k_j · $f_{s.lim}$)

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_j : 정착구 일변길이, b_j : 닮은 사각형 일변길이)

A_{bj} = R_j / (k_j · $f_{s.lim}$)

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

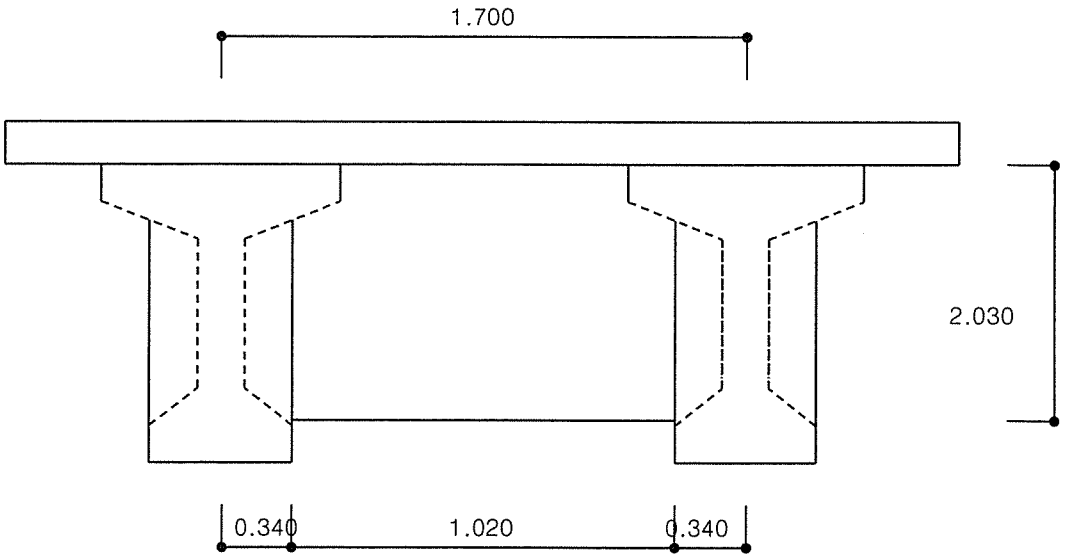
A_{use} = D16 − 4 = 794.40 x 4

= 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

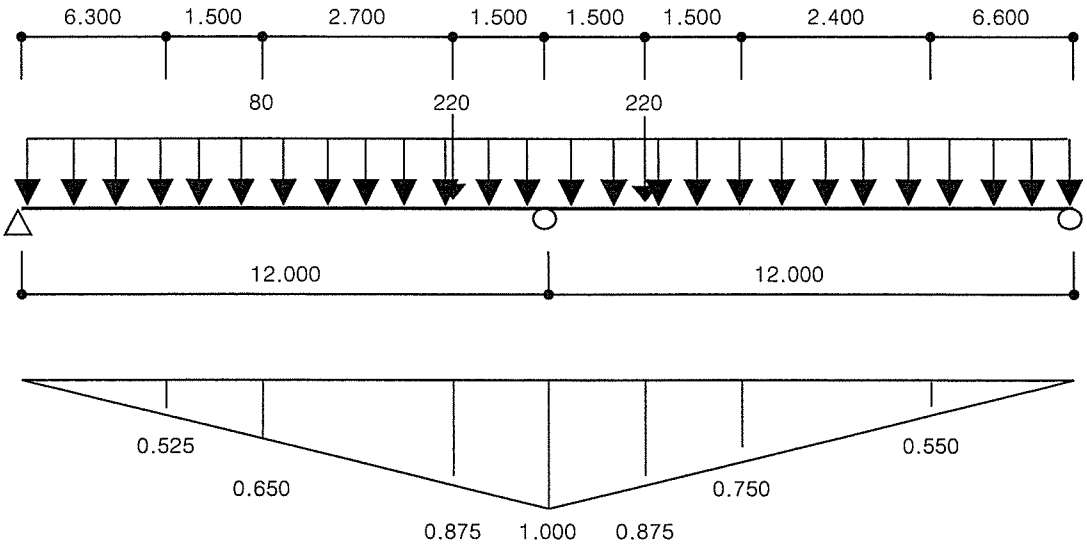
① 충격계수

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 x A_s / (0.85 x f_{ck} x b) = 0.0392 A_s

M_n = M_u / Φ_b = f_y x A_s x (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 x d)	=	0.00056	
최대 철근비	ρ_{max}	= 0.75 x 0.85 x k_1 x f_{ck} / f_y x 600 / (600 +f_y)	=	0.03613	
최소 철근비	ρ_{min1}	= max (1.4 / f_y , 0.25 x √(f_{ck}) / f_y)	=	0.00467	
단면 철근비	ρ_{min2}	= 4/3 x A_s / (b x d)	=	0.00074	
최소 철근량	A_{s_min}	= min (ρ_{min1} , ρ_{min2}) x b x d	=	432.90	mm^2

(3) 사용 철근량 A_{s_use} = H25 @ 2 = 1,013.40 mm^2

(4) 철근비 검토 ρ_{use} = A_{s_use} / (b x d) = 0.00173

∴ O.K

(5) 휨강도 검토

a = f_y x A_{s_use} / (0.85 x f_{ck} x b) = 39.74 mm

$\Phi_b \cdot M_n$ = Φ_b x [A_s x f_y x (d − a / 2)]

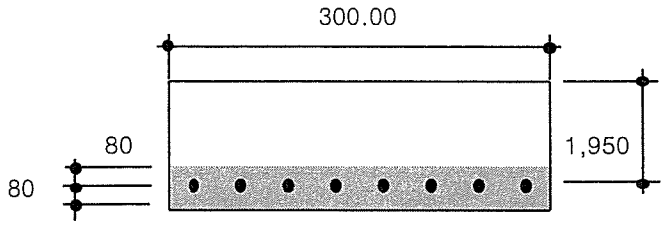
= 528,118,310.34 N-m > M_u = 170,880,000.00 N-m

∴ 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 √(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

$$(\Delta L_t + \Delta L_{sh} + \Delta L_c) \times 20.0 \% + 10.0$$
$$= (9.600 + 2.400 + 0.003) \times 20.0 \% + 10.0$$
$$= 12.401 \text{ mm}$$

(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

9.1.2 RPF

1. 설계조건

1.1 교 량 명 : B.파전제2 RPF (슬래브 S2)

1.2 교량제원

(1) 교량형식 : RPF 합성형 (단순교)

(2) 선로등급 : 1 급선

(3) 교 장 : 45.000 m (철도중심선 길이, 신축이음 포함)

(4) 지 간 : 43.930 m

(5) 교 폭 : 5.600 m, t = 0.280 m (바닥판 두께)

(6) 곡선반경 : ∞

(7) 사 각 : 90.000 °

(8) RPF 합성형

- 거 더 높 이 : 3.000 m (바닥판 포함)
- 거 더 간 격 : 1.700 m
- 거 더 개 수 : 3 EA
- 경간당가로보개수 : 6 EA (단부 포함)

1.3 사용재료

(1) 콘크리트

- 설계기준강도 : fck = 45 MPa (하부플랜지 콘크리트)
  fck = 30 MPa (바닥판, 복부, 헌치, 가로보)
- 탄 성 계 수 : Ec = 34,285 MPa (하부플랜지 콘크리트)
  Ec = 30,251 MPa (바닥판, 복부, 헌치, 가로보)

(2) 철 근

- 항 복 강 도 : fy = 400 MPa
- 탄 성 계 수 : Es = 200,000 MPa

(3) 강 재 (SM 520B)

- 단 위 중 량 : γ = 77.0 kN/m³
- 항 복 강 도 : fsy = 355 MPa

(4) PC 강 연 선

- 사 용 기 준 : KSD 7002, SWPC 7B (Unbonded ϕ15.2mm)
- 항 복 강 도 : fpy = 1,600 MPa
- 극 한 강 도 : fpu = 1,900 MPa

(5) 도상 및 방수용 아스팔트

- 도상 단위중량 : γ = 19.0 kN/m³ (자갈도상)
- 방수용 아스팔트 단위중량 : γ = 11.0 kN/m³

1.4 설계하중

(1) 고 정 하 중

- 강형의 자중 (W_0)
- 하부플랜지 콘크리트 (W_1)
- 합성전 고정하중 (상부슬래브, 복부, 헌치) (W_2)
- 가로보 (W_2)
- 추가적인 합성전 고정하중 (W_2)
- 합성후 고정하중 (W_3)

(2) 활 하 중

- KRL-2012 표준열차하중
- 충 격 계 수

바닥판 적용시 : $I_m = 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18$ 에서, $0 < I_m < 0.67$

※ 여기서, ℓ은 부재의 지간 길이(m)

주형 적용시 : $I_m = 1.44 / (\sqrt{L_c} - 0.2) - 0.18$ 에서, $0 < I_m < 0.67$

※ 여기서, ℓ은 부재의 지간 길이(m)

(3) 탈선하중

- 가로보 (W2)

① 탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

② 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을때

③ 탈선상황 I 과 II는 각각 따로 계산한다. 두상황은 조합하지 않으며, 충격계수를 고려하지 않는다.

(4) 원심하중

- 교량상의 궤도가 일부 또는 전 구간에 걸쳐 곡선부를 갖는 경우에는 원심력을 고려한다.
- 원심력은 표준열차하중에 계수 α를 곱한 값을 수평하중으로 계산해야 한다.

$$\alpha = \frac{V^2 f}{127 R}$$

여기서, V : 설계속도

f : 곡선 궤도에서의 L과 V에 따라 고려되는 감소계수

R : 곡률반경(m)

L : 지간(m)

- 원심하중은 레일상면에서 KRL-2012하중은 1.8m 높이에 수평방향으로 곡선 바깥쪽으로 작용하도록 한다.

(5) 시동하중과 제동하중

- 시동 및 제동하중은 레일의 윗면에 레일방향인 교량 종방향 하중으로 작용해야 한다.

  ① KRL-2012 하중은 1.8m 높이에서 교축방향으로 수평으로 작용

  ② 복선 이상의 경우에는 복선 재하상태에서 검토한다.

  ③ 충격은 고려하지 않는다.

- 가로보 (W2)

  ① 시동하중 : 33kN/m×L(m)≤1000kN

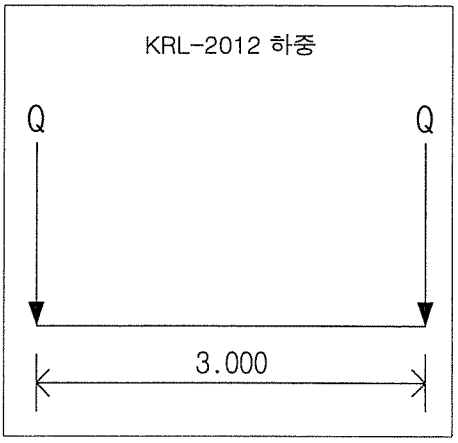
  ② 제동하중 : 20kN/m×L(m)≤6000kN　　여기서, L(m)은 하중의 제하된 길이임

(6) 차량횡하중

- 가로보 (W2)

  ① 차량횡하중은 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하는 것으로 하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적용한다.

  ② 복선 이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한 것만을 고려한다.



  ③ KRL-2012 표준열차하중에 대한 차량횡하중의 크기는 Q=100kN으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않는다

  ④ 차량횡하중은 레일 체결구와 직접적으로 접촉하는 구조부재(자갈도상이 없는 궤도가 사용되어 질때)에 고려하며, 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다. 그러나 슬래브 궤도구조(콘크리트도상)인 경우에는 고려되어야 한다.

(7) 장대레일 종하중

- 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 자갈도상이 있는 상부구조

  ① 레일신축이음장치가 없을경우

  f_{v0} = ±3L (kN) (1 레일 당)

  여기서, L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이

  ② 구조물의 가동끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우

  f_{v0} = ±500 (kN) (1 레일 당)

- 한쪽 끝단에 고정받침을 가지는 콘크리트도상이 있는 상부구조

  ① 레일 신축이음장치가 없을 경우

  f_{v0} = ±6L (kN) (1 레일 당)

  여기서, L = 슬래브의 팽창이 고려될 수 있는 길이

  ② 구조물의 가동끝단에서 레일 신축이음이 있는 경우

  f_{v0} = ±1,000 (kN) (1 레일 당)

(8) 풍하중

- 풍하중은 교량에 대하여 1방향으로 수평 및 직각으로 작용하는 것으로 한다.
- 교량상에 열차가 없을 때

  ① 교량의 연직투사면 : 3.0kN/㎡
- 교량상에 열차가 있을 때

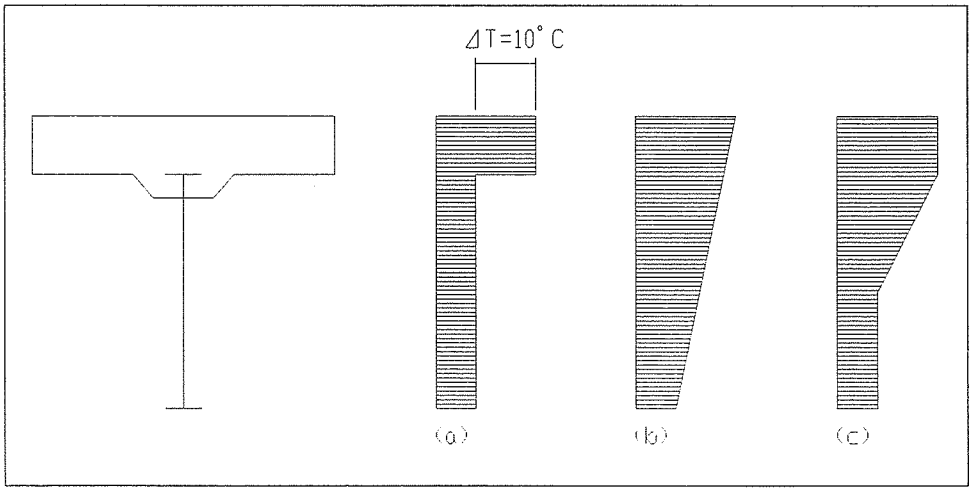
  ① 교량의 연직투사면 : 1.5kN/㎡

  ② 통과열차에 대하여 연직투사면 : 1.5kN/㎡

  다만, 열차의 연직투사면은 레일상면으로부터 4.0m 높이의 폭으로 하고, 열차와 겹쳐지는 보의 바람맞이 쪽과 바람맞이 반대쪽의 부재에 대하여는 풍하중을 고려하지 않는다.

(9) 온도변화의 영향

- 합성보에서 콘크리트슬래브와 강재주거더와 온도차는 10℃로 하고 슬래브쪽이 고온일 때와 강재주거더 쪽이 고온일 때의 각각에 대해 조사한다. 온도의 분포에 대해서는 그림에 보인 상태들 중에서 양자의 경계에서의 온도차가 다른 (a)의 상태를 고려한다.
- 강재와 콘크리트의 합성거더교에서 강재 및 콘크리트의 선팽창계수는 $12*10^{-6}$으로 한다.



1.5 사용 프로그램

(1) RPF 합성형은 시공 단계별 단면형상이 변하므로 RPF빔 전용 해석 프로그램인 DARP2000 (Design and Analysis of Represtressed Preflex Beam)을 사용하여 시공 단계별 강재 및 콘크리트 상·하부에서의 응력 및 처짐등을 계산함.

1.6 참고문헌

(1) 철도설계기준 (노반편) (한국철도시설공단, 2013)

(2) 콘크리트 구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

(3) RPF합성형교의 설계, 제작 및 시공지침서(안) (한국건설기술연구원, 1998)

(4) 강도로교 상세부 설계지침 (건설교통부, 2006)

(5) 철근콘크리트 설계편람 (건설부, 1991)

(6) PRE-BEAM (PRE-BEAM 진흥회, 기보당출판㈜, 1981)

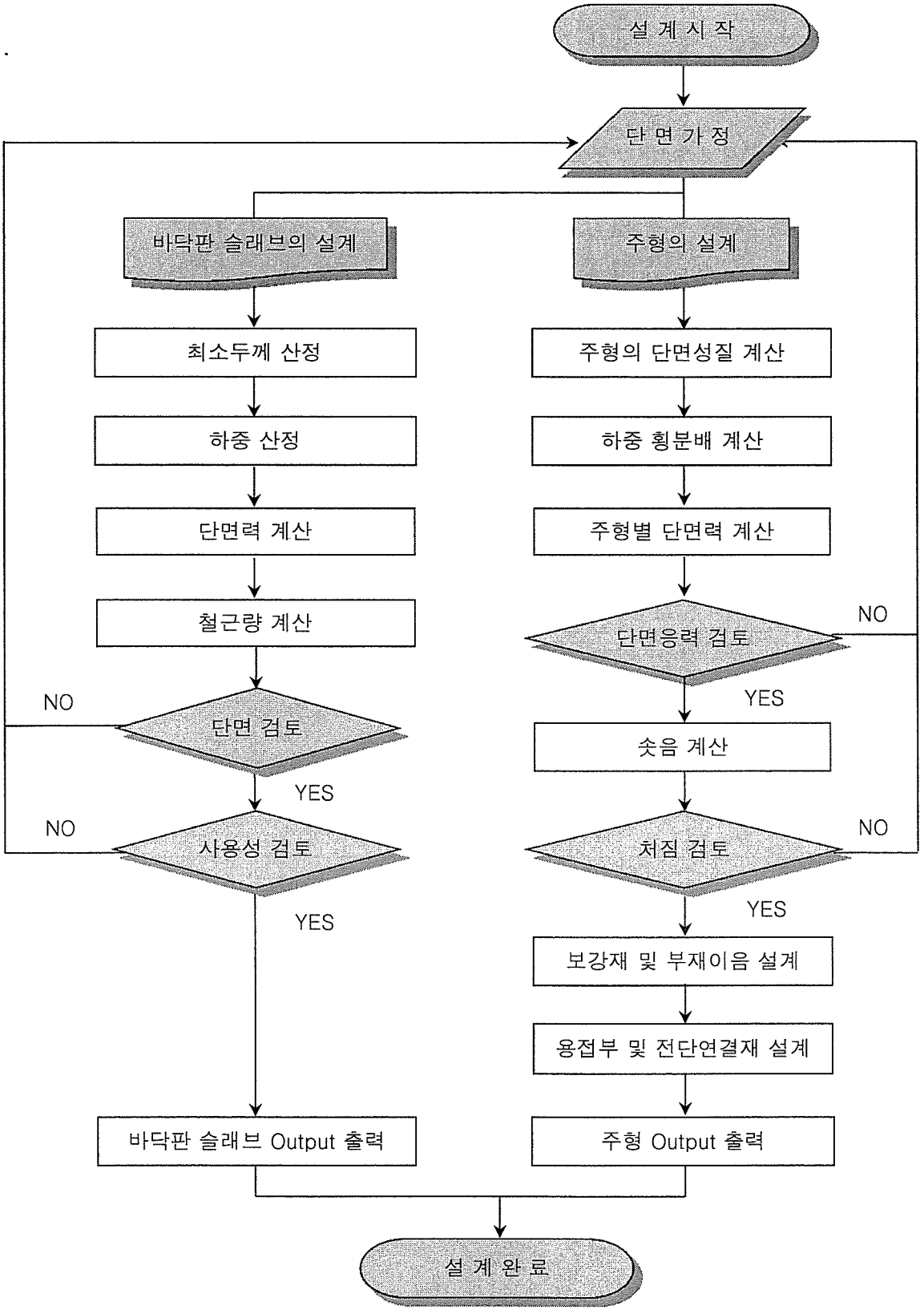
2. 허용응력 및 설계흐름도

2.1 사용재료의 허용응력 및 물리상수

사 용 재 료	항 목	하 중 상 태	적 요	수 치
강 재 (SM 520B)	허용 휨 압축응력	Preflexion 직 후	0.80 × fsy	284.0 MPa
		주 하 중 작 용 시	크리프, 건조수축 영향 미고려	215.0 MPa
			크리프, 건조수축 영향 고려시	247.3 MPa
	허용 휨 인장응력	Preflexion 직 후	0.80 × fsy	284.0 MPa
		주 하 중 작 용 시		215.0 MPa
PC 강연선 - Unbonded - S.W.P.C 7B	허용 인장 응력	긴 장 시	0.80 × fpu	1520.0 MPa
			0.90 × fpy	1440.0 MPa
		긴 장 정 착 후	0.70 × fpu	1330.0 MPa
			0.80 × fpy	1280.0 MPa
		주 하 중 작 용 시	0.80 × fpy	1280.0 MPa
하부 플랜지 콘 크 리 트 fck = 45 MPa fci = 40.5 MPa	허용 압축 응력	Release 시	0.60 × fci	24.3 MPa
		2차 Represtress 도입시	0.55 × fck	24.8 MPa
		주 하 중 작 용 시	0.40 × fck	18.0 MPa
	허용 인장 응력	주 하 중 작 용 시		0.0 MPa
	탄 성 계 수	설계하중 작용시		34,285 MPa
	크 리 프 계 수	초 기 크 리 프		0.5
		최 종 크 리 프		2.0
	건 조 수 축 률	최 종 건 조 수 축		$\varepsilon s = 27 \times 10^{-5}$
바닥판 콘크리트 fck = 30 MPa	허용 압축 응력	설계하중 작용시	0.40 × fck	12.0 MPa
	허용 인장 응력	설계하중 작용시	0.07 × fck	2.1 MPa
	탄 성 계 수	설계하중 작용시		30,251 MPa
	크 리 프 계 수	최 종 크 리 프		2.0
	건 조 수 축 률	최 종 건 조 수 축		$\varepsilon s = 27 \times 10^{-5}$

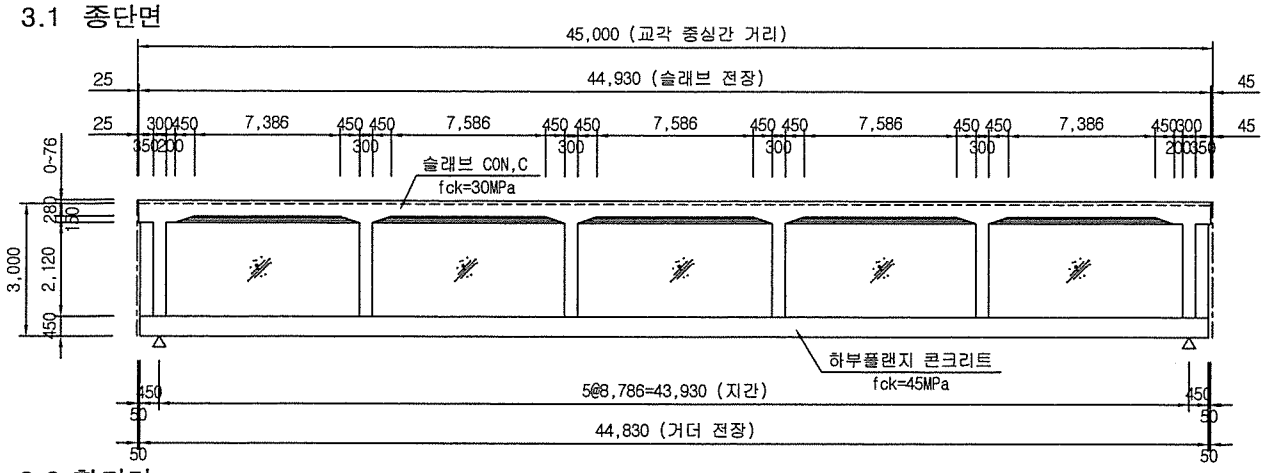
※ 상기사항은 리프리스트레스트 프리플렉스 합성형교의 설계, 제작 및 시공지침서(안), 철도 설계기준 (노반편) 등에 준함.

2.2 설계 흐름도

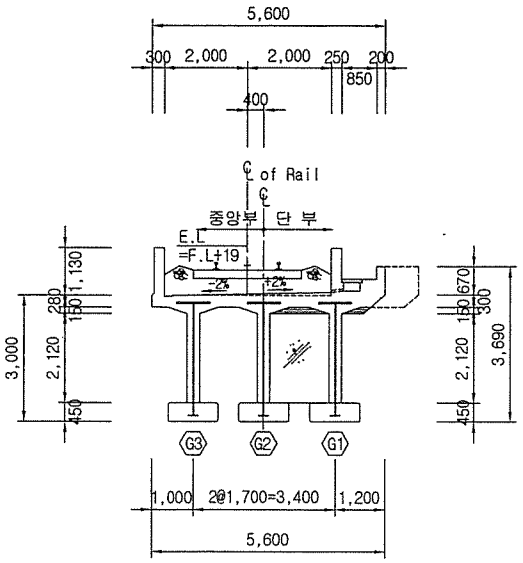

설 계 시 작
단 면 가 정
바닥판 슬래브의 설계
주형의 설계
최소두께 산정
하중 산정
단면력 계산
철근량 계산
단면 검토
NO
YES
사용성 검토
NO
YES
바닥판 슬래브 Output 출력
주형의 단면성질 계산
하중 횡분배 계산
주형별 단면력 계산
단면응력 검토
NO
YES
솟음 계산
처짐 검토
NO
YES
보강재 및 부재이음 설계
용접부 및 전단연결재 설계
주형 Output 출력
설 계 완 료

3. 단면가정

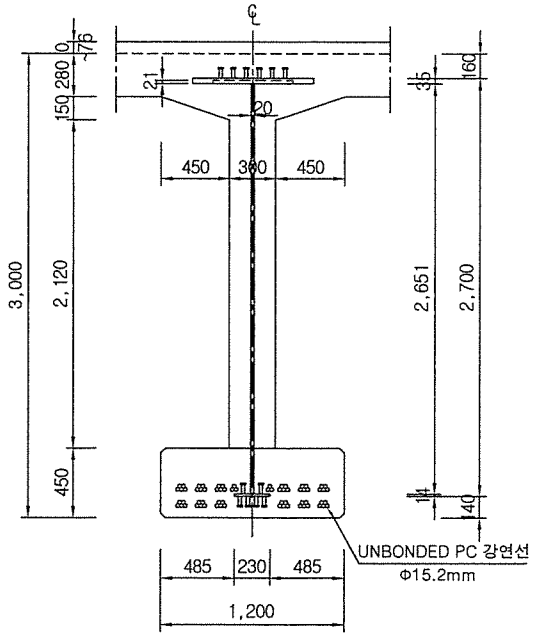
3.1 종단면



3.2 횡단면



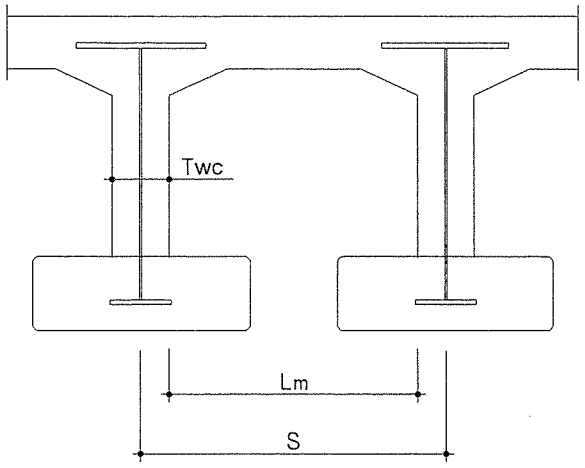
3.3 RPF 합성형단면



4. 바닥판의 설계

4.1 궤도부

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



복부 두께(Twc)	0.300 m
거더 간격(S)	1.700 m
바닥판 두께(tm)	0.280 m

① 중간바닥판의 지간

Lm = 1.700 − 0.300 = 1.400 m

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (30L + 110 = 152 mm, 200 mm) = 200.0 mm

③ 중간 바닥판의 두께

tm = 280 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

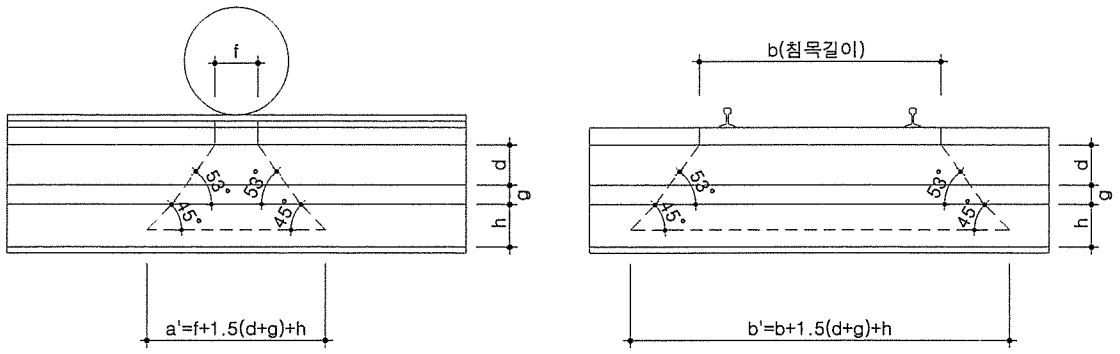
① 고정 하중

구 분	두 께	γ (kN/㎥)	하중 (kN/m)	비 고
바 닥 판	0.280	24.50	6.860	
구배콘크리트	0.038	24.50	0.931	
자갈도상 및 침목	0.735	19.00	13.965	30% 할증
레 일	3.000		0.875	b'= 3.428
Σ ω d			22.631	

∴ Md = (Σω d × ℓ²) / 10 = (22.631 × 1.400²) / 10 = 4.436 kN.m

② 열차활하중(KRL-2012 표준열차하중 : 여객,화물 혼용선)에 의한 단면력

i) 활하중 분포폭 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-186]



f: 침목의 폭 d: 자갈도상의 높이 h: 슬래브 두께

g: 방수공의 지름 b: 침목 길이

- 종방향 분포폭(a')

a' = f + 1.5 (d + g)+ h

a' = 동륜하중 축거 = 3.000 m

객차하중 축거 = 1.000 m

- 횡방향 분포폭(b')

b = 2.600 m

b' = b + 1.5 (d + g)+ h

= 2.600 + 1.5 × (0.365 + 0.000) + 0.280 = 3.428 m

ii) 충격 계수 (i) [철도설계기준, 2013, P.8-34]

i = 1.44 / (√Lc - 0.2) - 0.18 에서, 0 < i < 0.67 = 0.670

iii) 활하중(충격포함)

· 동륜하중 : KRL-2012 하중의 경우 (집중하중)

ω(1+i) = 220 × (1 + 0.670) × 1 EA / (3.000 × 3.428) = 35.725 kN/m²

· 객차하중 : KRL-2012 하중의 경우 (등분포하중)

ω(1+i) = 80 × (1 + 0.670) × 1.0m / (1.000 × 3.428) = 38.973 kN/m²

· KRL-2012 하중 합계 (집중하중 + 등분포하중)

ωℓ = 74.698 kN/m

∴ Mℓ = ωℓ × ℓ² / 10

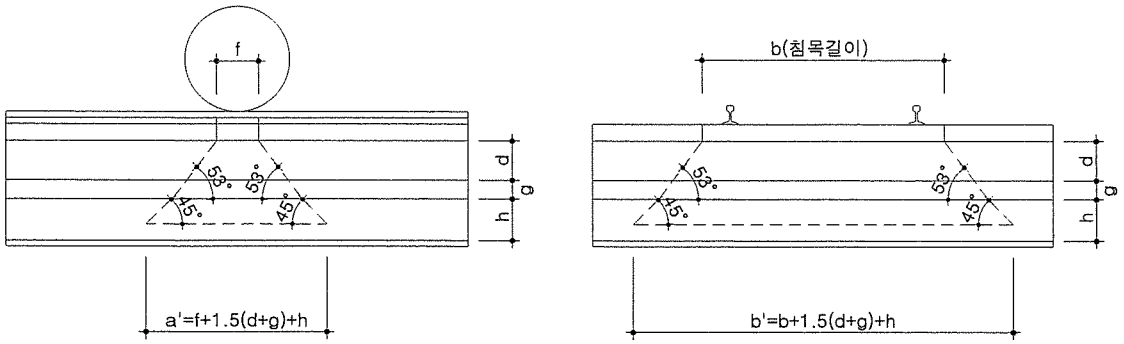
= 74.698 × 1.400² / 10 = 14.641 kN·m/m

③ 탈선하중(KRL-2012 표준열차하중 : 여객,화물 혼용선)에 의한 단면력 (충격제외)

i) 활하중 분포폭 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-186]

- 탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때 (내측 거더)

- 탈선하중에 대해서는 궤도 중심으로 부터 궤간의 1.5배 이내에 KRL-2012 하중의 1.4배를 적용한다.



f: 침목의 폭 d: 자갈도상의 높이 h: 슬래브 두께

g: 방수공의 지름 b: 침목 길이

- 종방향 분포폭(a')

f = 0.000 m

a' = f + 1.5 (d + g)+ h

= 0.000 + 1.5 × (0.565 + 0.000) + 0.280 = 1.128 m

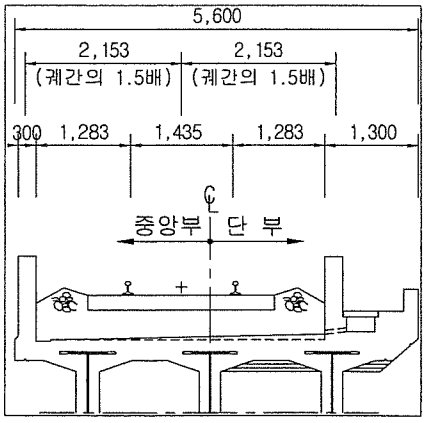
- 횡방향 분포폭(b')

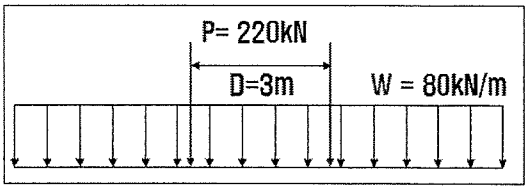
b = 0.000 m

b' = b + 1.5 (d + g)+ h

= 0.000 + 1.5 × (0.565+ 0.000) + 0.280 = 1.128 m

- 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내 적용





1.435 × 1.5 = 2.153 m

P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

ii) 충격 계수 (i) [철도설계기준, 2013, P.8-34]

$i = 1.44 / (\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18$ 에서, $0 < i < 0.67$ = 0.000

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다.

iii) 활하중(충격제외)

· KRL-2012 하중의 경우 (집중하중 0.7배 적용)

$\omega dr1 = 220 \times 0.7 \times 1EA / (1.128 \times 1.128)$ = 121.033 kN/m^2

· KRL-2012 하중의 경우 (등분포하중 0.7배 적용)

$\omega dr2 = 80 \times 0.7 \times 1.0m / (1.000 \times 1.128)$ = 49.645 kN/m^2

· KRL-2012 하중 합계 (집중하중 + 등분포하중)

$\omega dr = 170.678$ kN/m'

$\therefore Mdr = \omega dr \times \ell^2 / 10$

$= 170.678 \times 1.400^2 / 10$ = 33.453 kN·m/m

④ 원심하중(Mcf)

$$CF = \frac{V^2 \times f}{127 \times R}$$

V = 설계최고속도(km/h)

R = 곡선반지름(m), 반경이 일정하지 않은 곡선부에 대해서는 평균값 R을 취한다.

L = 교량의 설계시 중요하게 고려되는 곡선궤도의 하중 재하길이(m), 하중재하구간에서 영향선의 부호가 바뀌는 경우 L은 가장 큰 영향을 미치는영향선의 재하길이가 된다.

f = 속도와 지간에 관련된 감소계수

$$f = 1 - \left(\frac{V-120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} + 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right)$$

$= 0.659$

다만, 지간 $L \le 2.88m$ 이거나, 속도 $V \le 120km/h$일때 f는 1.0이다.

전체 곡선 구조물의 경우에 원심력으로 인한 수평방향력은 KRL-2012 표준열차하중에 계수 $V^2 \times f / (127 \times R)$을 곱하여 구한다.

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1 = $1.35\,Md + 1.85\,M\ell\,(1+i) + 1.35\,Mcf$ = 33.074 kN·m

Mu2 = $1.6\,Md + 1.6\,M\ell\,(1+i) + 1.6\,Mcf$ = 30.523 kN·m

Mu3 = $1.35\,Md + 1.35\,M_{dr} + 1.35\,Mcf$ = 51.150 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2, Mu3] = 51.150 kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

$M_{net1} = Md + M\ell(1+i) + M_{cf}$ = 19.077 kN·m

$M_{net2} = Md + M_{dr}$ = 37.889 kN·m

$M_{net} = MAX[\ Mnet_1, Mnet_2\ ]$ = 37.889 kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 51150150 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 280 mm , b = 1000 mm

: d = 220 mm , d' = 60 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

② 필요 철근량

a = As·fy / (0.85· fck· b) = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

−2.667 As^2 + 74800 As − 51150150 = 0 에서

As(req) = 701.365 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0032

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck/fy) × {(600 / (600+fy))} = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 701.365

· As(min) = 770.000 ∴ As = 770 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 935.153

③ 사용 철근량

USE As = 1324.000 ㎟ H 16 @ 6.667 EA (c.t.c 150)

Σ = 1324.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.0060 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

ϕf·Mn = 0.90×As×fy×(d − a/2) = 99.911 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 20.769 mm

∴ ϕf·Mn = 99.911 kN·m > Mu = 51.150 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

i) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(양단연속) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

ℓ / 28 = 1.400 / 28 × 1000 = 50.00 mm

tm (280mm) > t min (50mm) ----------O.K

ii) 연직처짐 [철도설계기준, 2013, P.8-85]

d = M * (5.5*L^2) / 48 /(E*I) = 14.641 * 5.5 * 1.400² / (48 * 30,251 * 0.002) = 0.054 mm

d (= 0.054 mm) < L/600 (= 2.333 mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 37.889 kN·m

n = Es / Ec = 7

p_use = As_use / b·d = 0.00602

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

j = 1 − (k / 3) = 0.916

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 142 MPa(N/mm^2)

fs_max (=142 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

ii) 철근의 최대 중심간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

Cc = d' − Hn / 2 = 60.00 − H 16 / 2 = 52.00 mm

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

S_min : 375 × (210 / fs_max) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 141.963) − 2.5 × 52.000 = 424.722 mm

300 × (210 / fs_max) = 300× (210 / 141.963) = 443.778 mm

Sa는 작은 값인 424.722 mm를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 424.722 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 14.641 kN·m

$fy = M(L+I) / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 54.857 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm^2
- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 220.667 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

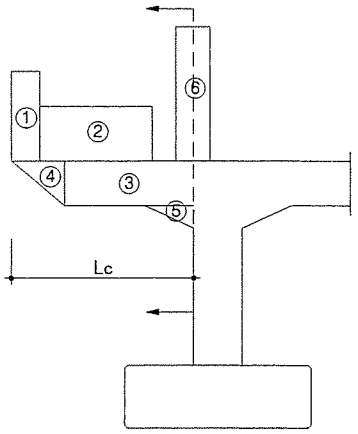
USE As = 633.50 mm^2 H 13 @ 5.000 EA (c.t.c 200)

Σ = 633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------O.K

4.2 캔틸레버부 (좌측)

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



단위 : m

	높이	너비	비고
①	0.670	0.200	연석
②	0.390	0.850	공동구
③	0.280	0.700	슬래브
④	0.300	0.350	슬래브
⑤	0.150	0.450	헌 치
⑥	0.000	0.000	탈선방지벽

① 캔틸레버 바닥판의 지간

Lcd = 1.200 − 0.150 = 1.050 m (고정하중)

Lcℓ = = 0.000 m (활하중)

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (280Lcℓ + 160 = 160 mm, 200mm) = 200.0 mm

③ 캔틸레버 바닥판의 두께

tcs = 430 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

① 고정 하중

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)								거리(m)	M(kN·m/m)
1	0.670	×	0.200	×	24.500		=	3.283	0.950	3.119
2	0.390	×	0.850	×	24.500		=	8.122	0.425	3.452
3	0.280	×	0.700	×	24.500		=	4.802	0.350	1.681
4	0.300	×	0.350	×	24.500	/ 2	=	1.286	0.817	1.051
5	0.150	×	0.450	×	24.500	/ 2	=	0.827	0.150	0.124
6	0.000	×	0.000	×	24.500		=	0.000	0.000	0.000
자갈도상	0.735	×	0.000	×	19.000		=	0.000	0.000	0.000
전철주							=	0.000	0.000	0.000
전철주기초	0.000	×	0.000	×	24.500		=	0.000	0.000	0.000
방음벽 및 기타	(기초 포함)						=	4.188	0.950	3.979
합 계										13.406

② 활하중에 의한 단면력

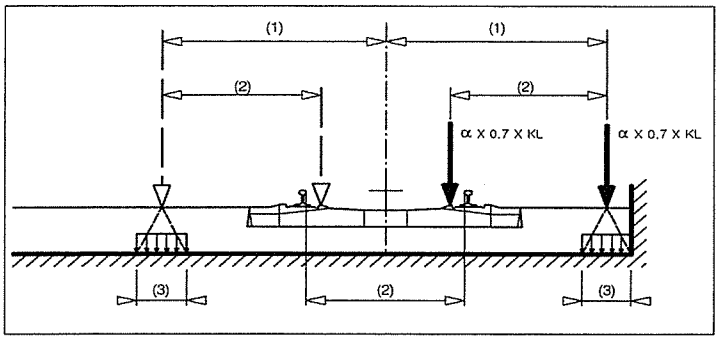
i) 군중하중(교측보도)

Wp = 5.000 kN/m^2

Mp = 5.000 × 0.850 × 0.425 = 1.806 kN·m/m

③ 탈선하중(KRL-2012 표준열차하중)에 의한 단면력 (충격 제외, KRL-2012 하중의 1.4배 적용)

- 탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

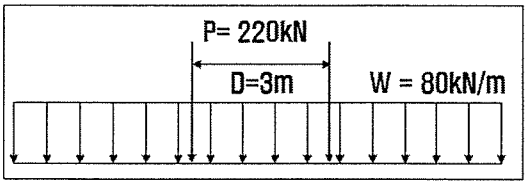


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배

(2) : 궤간

(3) : 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.



탈선상황 I 에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (집중하중과 등분포하중 모두 재하)의 하중 재하

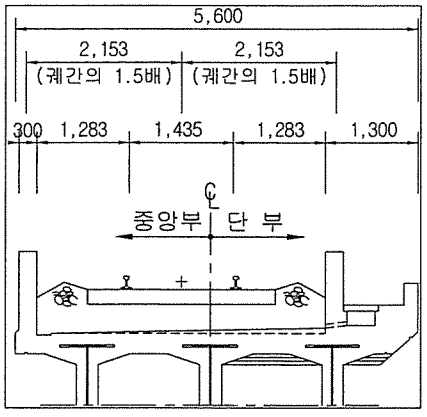
P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P1 = 0.7 × (220.000 + 80.000) = 210.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내



1.435 × 1.5 = 2.153 m

L = 0.000 m

※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.050 m

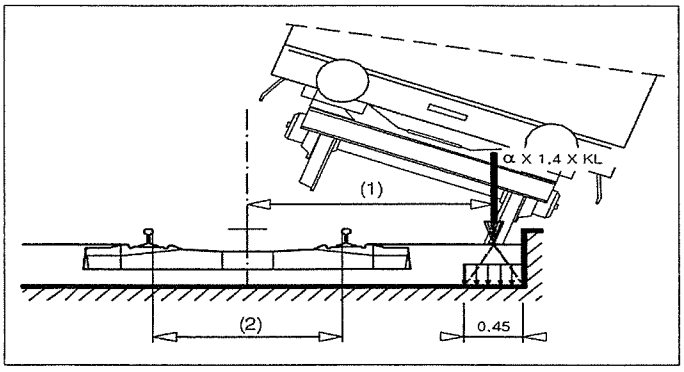
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

P1 = 210.000 kN : KRL-2012 - 집중하중과 등분포하중 모두 재하

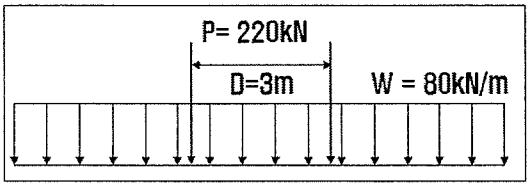
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

- 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

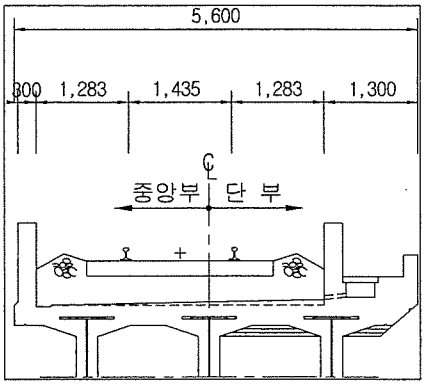
탈선상황II에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (등분포하중만)의 하중 재하

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P2 = 1.4 × (0.000 + 80.000) = 112.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m, 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하



※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.050 m

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

P2 = 112.000 kN : KRL-2012 표준열차하중 - 등분포 하중만 재하

M_{dr} = 112.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 0.000 kN·m

④ 풍하중(W) (방음벽 높이 = 2.0 m) (적용높이 : 연석 + 방음벽)

(열차 높이 = 4.0 m) (적용높이 : 연석 + 열차)

Fw1	열차하중 비재하시	(0.670 + 2.000) × 3.00	=	8.010	kN/m
Fw2	열차하중 재하시	(0.670 + 4.000) × 1.50	=	7.005	kN/m
Mw1	열차하중 비재하시	8.010 × 1.335 m	=	10.693	kN·m/m
Mw2	열차하중 재하시	7.005 × 2.335 m	=	16.357	kN·m/m

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	21.439	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	24.339	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	32.534	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	31.667	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	18.098	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	32.534	kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	15.212	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	24.099	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	23.390	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	24.099	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 32533650 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500.000 × a

T = C 이므로, a = 20.769 mm, c = 20.769 / β1

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 17.653) / 17.653

= 0.0599

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b = 0.0157\ As$

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a/2)$

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 32533650.0 = 0$ 에서

$As(req) = 260.048\ mm^2$

단면철근비 : $p = As / (b \times d) = 0.0007$

최대철근비 : $p_max = 0.75 \times 0.85 \times k1 \times (fck/fy) \times (600 / (600+fy)) = 0.0240$

최소철근비 : $p_min = 1.4 / fy = 0.0035$

· As(req) = 260.048
· As(min) = 1295.000
· 4/3×As = 346.731

∴ As = 346.731 mm^2 이상 사용하여야 한다.

③ 사용 철근량

USE As 1324.000 ㎟ H 16 @ 6.667 EA (c.t.c 150)

$\sum$ = 1324.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

$p_use = As_use / (b \times d) = 0.004 < p_max = 0.0240$ ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2) = 171.407$ kN·m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b) = 20.769$ mm

∴ $\phi f \cdot Mn = 171.407$ kN·m > $Mu = 32.534$ kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

i) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(캔틸레버) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

$\ell / 10 = 1.050 / 10 \times 1000 = 105.00$ mm

tm (280mm) > t min (105mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 24.099 kN·m

$n = Es / Ec = 7$

$p_use = As_use / b \cdot d = 0.00358$

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.2$

$j = 1 - (k / 3) = 0.933$

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 52.7$ MPa(N/mm^2)

fs_max (=52.702 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

ii) 철근의 최대 중심간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

Cc = d' − Hn / 2 = 60.00 − H 16 / 2 = 52.00 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 52.702) − 2.5 × 52.00 = 1364.251 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 52.7) = 1195.401 mm

Sa는 작은 값인 1195.401 mm 를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 1195.401 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 1.806 kN·m

fy = M(L+I) / (p·j·b·d^2) = 3.950 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm^2

- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 220.667 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------O.K

(6) 캔틸레버 단부 설계 [철도설계기준, 2013, P.10-192]

① 극한 단면력 산정

Mu1 = 1.35 Md + 2×1.85 Mℓ(1+i) = 24.780 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 2×1.6 Mℓ(1+i) = 27.229 kN·m

Mu3 = 1.35 Md + 2×1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2 = 34.196 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2, Mu3] = 34.196 kN·m

(7) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 34195656 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1910 × 400 = 764000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500 × a

T = C 이므로, a = 29.961 mm, c = 29.961 / β1

= 29.961 / 0.85 = 25.467 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 25.467) / 25.467

= 0.0406

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

−2.667 As^2 + 125800 As − 34195656 = 0 에서

As(req) = 273.410 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0007

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck/fy) × (600 / (600+fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 273.410

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 364.547 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 364.547

◆ 거더의 단부이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는것이 좋다.

[철도설계기준, 2013, P.10-192]

Areq_IL × 2 = 346.7 × 2 = 693.462 ----------O.K

③ 사용 철근량

USE As 1910.000 ㎟ H 19 @ 6.667 EA (c.t.c150)

∑ = 1910.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.005 < Pmax = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

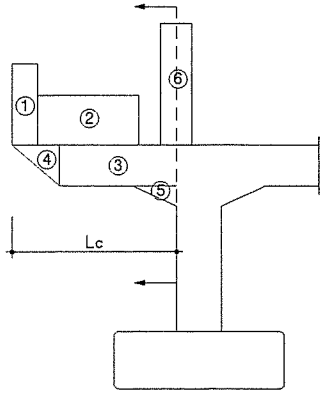
ϕ_f·Mn = 0.90×As×fy×(d − a/2) = 244.111 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 29.961 mm

∴ ϕ_f·Mn = 244.111 kN·m > Mu = 34.196 kN·m ----------O.K

4.3 캔틸레버부 (좌측 : 전철주)

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



단위 : m

	높이	너비	비고
①	0.670	0.200	연석
②	0.390	0.850	공동구
③	0.280	0.700	슬래브
④	0.300	0.350	슬래브
⑤	0.150	0.450	헌 치
⑥	0.000	0.000	탈선방지벽

① 캔틸레버 바닥판의 지간

Lcd = 1.200 − 0.150 = 1.050 m (고정하중)

Lcℓ = = 0.000 m (활하중)

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (280Lcℓ + 160 = 160 mm, 200mm) = 200.0 mm

③ 캔틸레버 바닥판의 두께

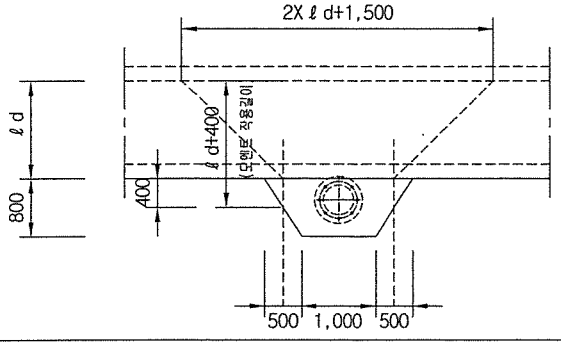
tcs = 430 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

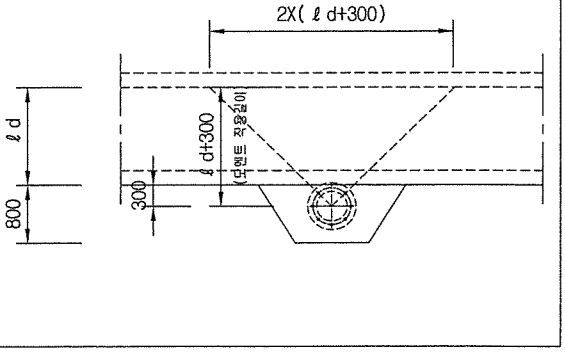
① 고정 하중

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)							거리(m)	M(kN·m/m)
1	0.670	×	0.200	×	24.500	=	3.283	0.950	3.119
2	0.390	×	0.850	×	24.500	=	8.122	0.425	3.452
3	0.280	×	0.700	×	24.500	=	4.802	0.350	1.681
4	0.300	×	0.350	×	24.500 / 2	=	1.286	0.817	1.051
5	0.150	×	0.450	×	24.500 / 2	=	0.827	0.150	0.124
6	0.000	×	0.000	×	24.500	=	0.000	0.000	0.000
자갈도상	0.735	×	0.000	×	19.000	=	0.000	0.000	0.000
전철주	20.000	/	2.700			=	7.407	1.350	10.000
전철주기초	0.670 × 0.800 × 1.500 × 24.500 / 3.600					=	5.472	1.450	7.934
전철주기초	0.300 × 0.800 × 1.500 × 24.500 / 3.600					=	2.450	1.450	3.553
방음벽 및 기타	(기초 포함)					=	4.188	0.950	3.979
합 계									34.893

※ 전철주기초하중 적용범위



※ 전철주하중 적용범위



② 활하중에 의한 단면력

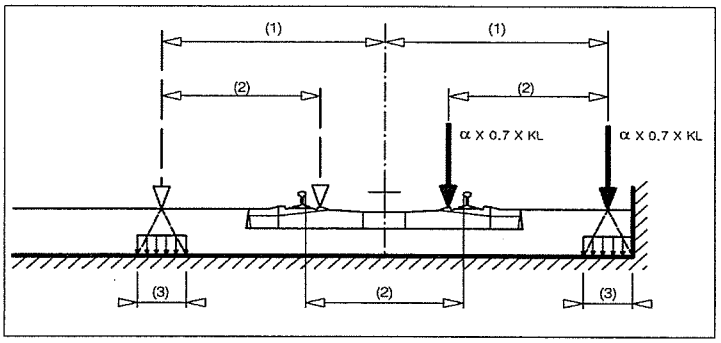
i) 군중하중(교측보도)

Wp = 5.000 kN/m^2

Mp = 5.000 × 0.850 × 0.425 = 1.806 kN·m/m

③ 탈선하중(KRL-2012 표준열차하중)에 의한 단면력 (충격 제외, KRL-2012 하중의 1.4배 적용)

- 탈선상황 I : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

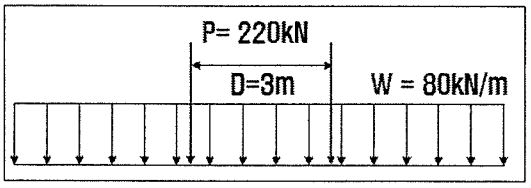


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배

(2) : 궤간

(3) : 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.



탈선상황 I 에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (집중하중과 등분포하중 모두 재하)의 하중 재하

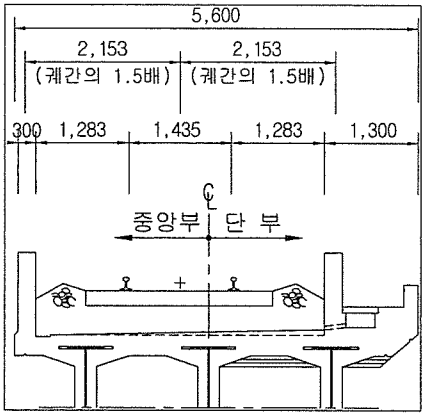
P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P1 = 0.7 × (220.000 + 80.000) = 210.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내



1.435 × 1.5 = 2.153 m

L = 0.000 m

※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.050 m

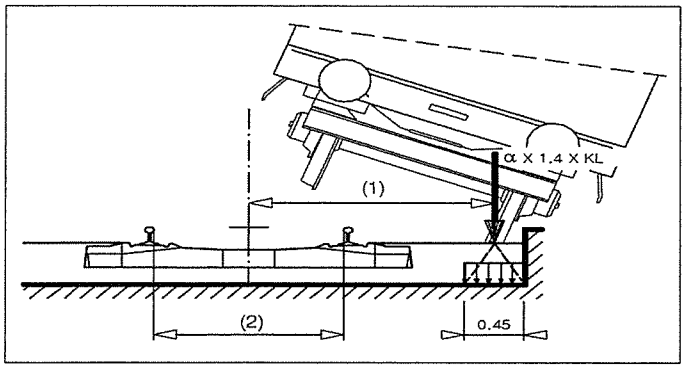
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

P1 = 210.000 kN : KRL-2012 - 집중하중과 등분포하중 모두 재하

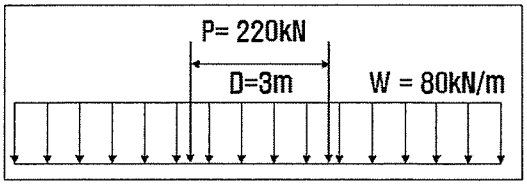
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

- 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

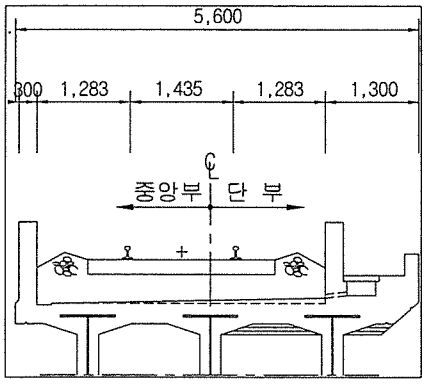
탈선상황 II 에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (등분포하중만)의 하중 재하

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P2 = 1.4 × (0.000 + 80.000) = 112.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m, 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하



※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 1.050 m

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

P2 = 112.000 kN : KRL-2012 표준열차하중 - 등분포 하중만 재하

M_{dr} = 112.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 0.000 kN·m

④ 풍하중(W) (방음벽 높이 = 2.0 m) (적용높이 : 연석 + 방음벽)

(열차 높이 = 4.0 m) (적용높이 : 연석 + 열차)

Fw1	열차하중 비재하시	(0.670 + 2.000) × 3.00	=	8.010	kN/m
Fw2	열차하중 재하시	(0.670 + 4.000) × 1.50	=	7.005	kN/m
Mw1	열차하중 비재하시	8.010 × 1.335 m	=	10.693	kN·m/m
Mw2	열차하중 재하시	7.005 × 2.335 m	=	16.357	kN·m/m

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	50.447	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	58.718	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	61.541	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	60.675	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	47.106	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	61.541	kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	36.699	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	45.586	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	44.877	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	45.586	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 61541100 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 2292.000 × 400 = 916800.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500.000 × a

T = C 이므로, a = 35.953 mm, c = 35.953 / β1

= 35.953 / 0.85 = 30.560 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 30.560) / 30.560

= 0.0333

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b$ = 0.0157 As

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a / 2)$

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 61541100.0 = 0$ 에서

$As(req) =$ 494.380 mm^2

단면철근비 : p = $As / (b \times d)$ = 0.0013

최대철근비 : p_max = $0.75 \times 0.85 \times k1 \times (fck/fy) \times (600 / (600+fy))$ = 0.0240

최소철근비 : p_min = $1.4 / fy$ = 0.0035

· As(req) = 494.380

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 659.173 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 659.173

③ 사용 철근량

USE As 2292.000 ㎟ H 19 @ 8.000 EA (c.t.c 125)

∑ = 2292.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.006 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 290.462 kN·m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b)$ = 35.953 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 290.462 kN·m > Mu = 61.541 kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

i) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(캔틸레버) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

$\ell / 10$ = 1.050 / 10 × 1000 = 105.00 mm

tm (280mm) > t min (105mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

M_max = Mnet = 45.586 kN·m

$n = Es / Ec$ = 7

$p_use = As_use / b \cdot d$ = 0.00619

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}}$ = 0.254

$j = 1 - (k / 3)$ = 0.915

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2)$ = 58.79 $MPa(N/mm^2)$

fs_max (=58.792 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

ii) 철근의 최대 중심간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

Cc = d' − Hn / 2 = 60.00 − H 19 / 2 = 50.50 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 58.792) − 2.5 × 50.50 = 1213.218 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 58.79) = 1071.574 mm

Sa는 작은 값인 1071.574 mm 를 적용

S = 125 mm ≤ Sa (= 1071.574 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 1.806 kN·m

fy = M(L+I) / (p·j·b·d^2) = 2.329 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 2292.000 mm^2

- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 382.000 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

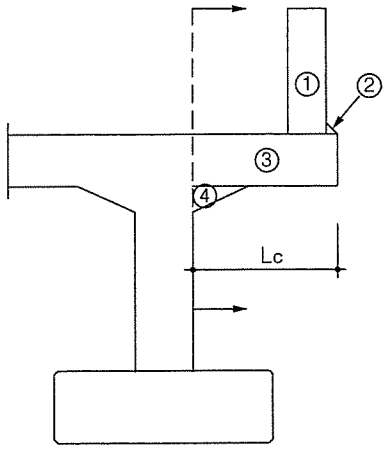
H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------O.K

4.4 캔틸레버부 (우측)

(1) 바닥판의 최소두께 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-183]



단위 : m

	높이	너비	비고
①	1.130	0.250	연석
②	0.050	0.050	연석
③	0.280	0.850	슬래브
④	0.150	0.450	헌 치

① 캔틸레버 바닥판의 지간

Lcd = 1.000 − 0.150 = 0.850 m (고정하중)

Lcℓ = = 0.000 m (활하중)

② 바닥판의 최소두께

t min = Max (280Lcℓ + 160 = 160 mm, 200 mm) = 200.0 mm

③ 캔틸레버 바닥판의 두께

tcs = 430 mm > t min = 200 mm ----------O.K

(2) 하중과 단면력의 계산 [철도설계기준, 2013, P.10-187]

① 고정 하중

구 분	단위폭당 작용하중(kN/m)							거리(m)	M(kN·m/m)
1	1.130	×	0.250	×	24.500	=	6.921	0.675	4.672
2	0.050	×	0.050	×	24.500 / 2	=	0.031	0.817	0.025
3	0.280	×	0.850	×	24.500	=	5.831	0.425	2.478
4	0.150	×	0.450	×	24.500 / 2	=	0.827	0.150	0.124
자갈도상	0.735	×	0.550	×	19.000	=	7.676	0.275	2.111
전철주						=	0.000	0.000	0.000
전철주기초	0.000	×	0.000	×	0.000	=	0.000	0.000	0.000
방음벽 및 기타	(기초 포함)					=	4.328	0.675	2.921
합 계									12.331

② 활하중에 의한 단면력

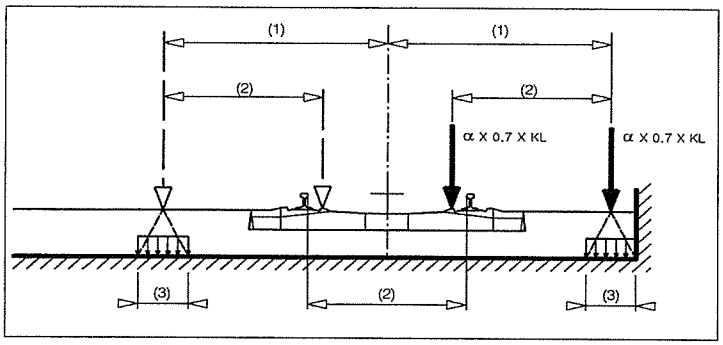
ⅰ) 군중하중(교측보도)

Wp = 0.000 kN/m^2

Mp = 0.000 × 0.050 × 0.817 = 0.000 kN·m/m

③ 탈선하중(KRL-2012 표준열차하중)에 의한 단면력 (충격 제외, KRL-2012 하중의 1.4배 적용)

- 탈선상황 Ⅰ : 탈선된 열차가 교량 상 궤도구조안에 존재할 때

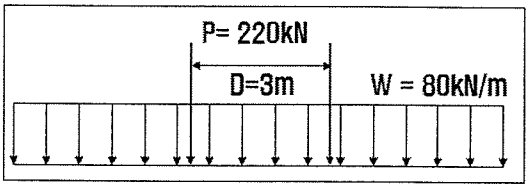


(KRL-2012하중의 집중하중과 등분포하중 모두 재하)

주 (1) : 탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배

(2) : 궤간

(3) : 자갈도상의 경우에는 교량상판으로부터 450mm까지 분포하중으로 재하할 수 있다.



탈선상황 Ⅰ에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (집중하중과 등분포하중 모두 재하)의 하중 재하

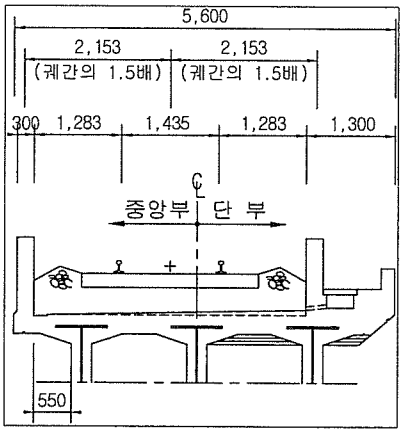
P = 220 = 220.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 220 kN 집중하중

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P1 = 0.7 × (220.000 + 80.000) = 210.000 kN

ⅰ) 탈선하중의 작용길이 산정

탈선 방호벽 안쪽으로 최대 궤간의 1.5배 이내



1.435 × 1.5 = 2.153 m

L = 0.000 m

※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ⅱ) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 0.850 m

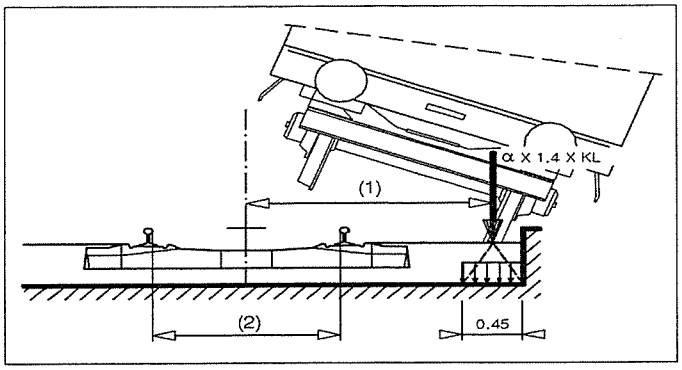
- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

ⅲ) 탈선하중에 의한 단면력

P1 = 210.000 kN : KRL-2012 - 집중하중과 등분포하중 모두 재하

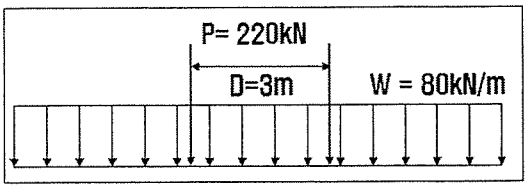
M_{dr} = 210.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

- 탈선상황 II : 탈선된 열차가 궤도구조를 벗어나 교량 상판 끝 부분에 걸쳐있을 때



주 (1) : 교량 상판 끝에 작용

(2) : 궤간



(KRL-2012하중의 등분포하중만 재하)

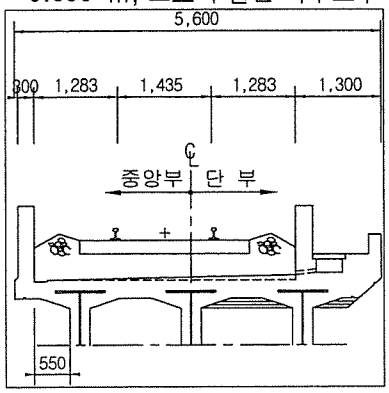
탈선상황II에서는 그림과 같이 1.4 × KRL-2012 (등분포하중만)의 하중 재하

W = 80 = 80.000 kN/m : KRL-2012 표준열차하중 - 80 kN/m 등분포하중

P2 = 1.4 × (0.000 + 80.000) = 112.000 kN

i) 탈선하중의 작용길이 산정

L = 0.000 m, 보도와 같은 비구조부재를 제외한 교량 상판 끝에 재하



※탈선방호벽 설치로 인해 단부탈선하중 미적용

ii) 충격 계수

L : 캔틸레버 지간 : 0.850 m

- 탈선하중에 대해서는 충격계수를 고려하지 않는다. i = 0.000

iii) 탈선하중에 의한 단면력

P2 = 112.000 kN : KRL-2012 표준열차하중 - 등분포 하중만 재하

M_{dr} = 112.000 × 0.000 = 0.000 kN·m

∴ 탈선하중(MAX) = 0.000 kN·m

④ 풍하중(W) (방음벽 높이 = 2.00 m) (적용높이 : 방호울타리 + 방음벽)

(열차 높이 = 4.00 m) (적용높이 : 방호울타리 + 열차)

Fw1	열차하중 비재하시	(1.130 + 2.000) × 3.00	=	9.390	kN/m
Fw2	열차하중 재하시	(1.130 + 4.000) × 1.50	=	7.695	kN/m
Mw1	열차하중 비재하시	9.390 × 1.565 m	=	14.695	kN·m/m
Mw2	열차하중 재하시	7.695 × 2.565 m	=	19.738	kN·m/m

⑤ 하중 조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1	= 1.35 Md + 1.85 Mℓ(1+i)	=	16.647	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 1.6 Mℓ(1+i)	=	19.730	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 1.35 Mw1	=	36.486	kN·m
Mu4	= 1.35 Md + 1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	=	29.970	kN·m
Mu5	= 1.35 Md + 1.35 M_{dr}	=	16.647	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3, Mu4, Mu5]	=	36.486	kN·m

ii) 사용하중(Service Load)

Mnet1	= Md + Mℓ(1+i)	=	12.331	kN·m
Mnet2	= Md + Mw1	=	27.026	kN·m
Mnet3	= Md + Mℓ(1+i) + 0.5Mw2	=	22.200	kN·m
Mnet	= MAX[Mnet1, Mnet2, Mnet3]	=	27.026	kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 36485573 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600.000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500.000 × a

T = C 이므로, a = 20.769 mm, c = 20.769 / β1

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 17.653) / 17.653

= 0.0599

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

$a = As \cdot fy / 0.85 \cdot fck \cdot b = 0.0157\ As$

$Mu = \Phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a/2)$

$-2.667\ As^2 + 125800\ As - 36485572.5 = 0$ 에서

$As(req) = 291.834\ mm^2$

단면철근비 : $p = As / (b \times d) = 0.0008$

최대철근비 : $p_max = 0.75 \times 0.85 \times k1 \times (fck/fy) \times (600 / (600+fy)) = 0.0240$

최소철근비 : $p_min = 1.4 / fy = 0.0035$

· As(req) = 291.834
· As(min) = 1295.000
· 4/3×As = 389.112

∴ As = 389.112 mm^2 이상 사용하여야 한다.

③ 사용 철근량

USE As 1324.000 ㎟ H 16 @ 6.667 EA (c.t.c 150)

$\sum = 1324.000$ ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

$p_use = As_use / (b \times d) = 0.004 < p_max = 0.0240$ ----------O.K

⑤ 설계휨강도

$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2) = 171.407$ kN·m

$a = As \cdot fy / (0.85 \cdot fck \cdot b) = 20.769$ mm

∴ $\phi f \cdot Mn = 171.407$ kN·m > $Mu = 36.486$ kN·m ----------O.K

(4) 사용성 검토

① 처짐 검토

i) 처짐을 계산하지 않는 경우의 최소두께(캔틸레버) [콘크리트구조기준, 2012, P.71]

$\ell / 10 = 0.850 / 10 \times 1000 = 85.00$ mm

tm (280mm) > t min (85mm) ----------O.K

② 인장철근의 간격 검토

i) 사용하중에 대한 철근의 인장응력 최대값

M_max : 사용하중하에서 최대하중을 유발하는 하중조합 사용

$M_max = Mnet = 27.026$ kN·m

$n = Es / Ec = 7$

$p_use = As_use / b \cdot d = 0.00358$

$k = -n \cdot p + \sqrt{\{(n \cdot p)^2 + 2 \cdot n \cdot p\}} = 0.2$

$j = 1 - (k / 3) = 0.933$

$fs_max = M_max / (p \cdot j \cdot b \cdot d^2) = 59.1\ MPa(N/mm^2)$

fs_max (=59.104 MPa) < 0.6fy (=240MPa) ----------O.K

ii) 철근의 최대 중심간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

Cc = d' − Hn / 2 = 60.00 − H 16 / 2 = 52.00 mm

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

Smin : 375 × (210 / Fsmax) − 2.5 Cc

= 375× (210 / 59.104) − 2.5 × 52.00 = 1202.397 mm

300 × (210 / Fsmax) = 300× (210 / 59.1) = 1065.918 mm

Sa는 작은 값인 1065.918 mm 를 적용

S = 150 mm ≤ Sa (= 1065.918 mm) ----------O.K

iii) 피로 검토

▶ SD400 이형철근의 경우 피로를 고려하지 않아도 되는 응력 범위 : 150 MPa

[콘크리트구조기준, 2012, P.76]

M(L+I) = 0.000 kN·m

fy = M(L+I) / (p·j·b·d^2) = 0.000 MPa < 150 MPa ---------- 검토 불필요

(5) 배력철근량 산정 [철도설계기준, 2013, P.10-190]

① 등분포하중을 받는 경우

- 사용 주철근량 : As_use = 1324.000 mm^2

- 필요 배력철근량 : Ar_req = As_use / 6 = 220.667 mm^2

② 온도 및 건조수축에 대한 철근량

At_req = 0.002 × b × d = 440.000 mm^2

③ 사용 배력철근량

H 13 @ 200 = 633.50 mm^2

633.50 mm^2 > max (Ar_req , At_req) = 440.000 mm^2

----------O.K

(6) 캔틸레버 단부 설계 [철도설계기준, 2013, P.10-192]

① 극한 단면력 산정

Mu1	= 1.35 Md + 2×1.85 Mℓ(1+i)	= 16.647	kN·m
Mu2	= 1.6 Md + 2×1.6 Mℓ(1+i)	= 19.730	kN·m
Mu3	= 1.35 Md + 2×1.4 Mℓ(1+i) + 0.675 Mw2	= 29.970	kN·m
Mu	= MAX[Mu1, Mu2, Mu3]	= 29.970	kN·m

(7) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 29969781 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H = 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck = 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1910 × 400 = 764000

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500 × a

T = C 이므로, a = 29.961 mm, c = 29.961 / β1

= 29.961 / 0.85 = 25.467 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 25.467) / 25.467

= 0.0406

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

−2.667 As^2 + 125800 As − 29969781 = 0 에서

As(req) = 239.449 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0006

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck/fy) × (600 / (600+fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 239.449

· As(min) = 1295.000 ∴ As = 319.265 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 319.265

◆ 거더의 단부이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량의 2배를 배치하는것이 좋다.

[철도설계기준, 2013, P.10-192]

Areq_lL × 2 = 389.1 × 2 = 778.224 ----------O.K

③ 사용 철근량

USE As 1910.000 ㎟ H 19 @ 6.667 EA (c.t.c150)

∑ = 1910.000 ㎟ ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.005 < Pmax = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

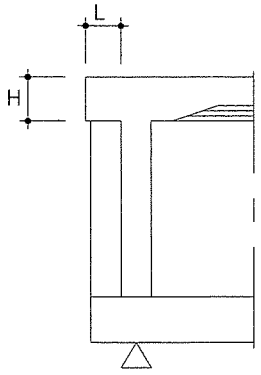
ϕ_f·Mn = 0.90×As×fy×(d − a/2) = 244.111 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 29.961 mm

∴ ϕ_f·Mn = 244.111 kN·m > Mu = 29.970 kN·m ----------O.K

4.5 슬래브 단부 설계

(1) 단면치수



H : 0.430 m

L : 0.350 m

(2) 설계하중에 의한 단면력

① 고정하중에 의한 단면력

Wd = 22.63 kN/m^2 (4.1 궤도부 설계 참고)

Md = Wd × $H1^2$ /2 = 1.386 kN · m/m

② 활하중에 의한 휨모멘트

$W\ell(1+i)$ = 74.698 kN/m^2 (4.1 궤도부 설계 참고)

$$M\ell(1+i) = \frac{W\ell(1+i)\times H1^2}{2} = 4.575 \quad kN\cdot m$$

③ 하중조합

i) 계수하중(Factored Load)

Mu1 = 1.35 Md + 1.85 $M\ell(1+i)$ = 10.336 kN·m

Mu2 = 1.6 Md + 1.6 $M\ell(1+i)$ = 9.538 kN·m

Mu = MAX[Mu1, Mu2] = 10.336 kN·m

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu 10335530 N·mm

ii) 단 면 치 수 : H 430.0 mm , b = 1000.0 mm

: d 370.0 mm , d' = 60.0 mm

iii) 재료의 성질 : fck 30 MPa(N/mm^2) , fy = 400 MPa(N/mm^2)

iv) 강도감소계수 : ϕ_f 0.90 , k_1 = 0.836

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 633.500 × 400 = 253400

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000.0 = 25500 × a

T = C 이므로, a = 9.937 mm, c = 9.937 / β1

= 9.937 / 0.85 = 8.447 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (370.0 − 8.447) / 8.447

= 0.1284

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.90 를 적용한다.

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

$-2.673\ As^2 + 125800\ As - 10335529.998 = 0$ 에서

As(req) = 82.302 (mm^2)

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0002

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k1 × (fck / fy) × (600 / (600 + fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) 82.302

· As(min) 1295.000 ∴ As = 109.736 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As 109.736

③ 사용 철근량

USE As = 633.50 mm^2 H 13 @ 5 EA (c.t.c 200)

Σ = 633.50 mm^2 ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.002 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

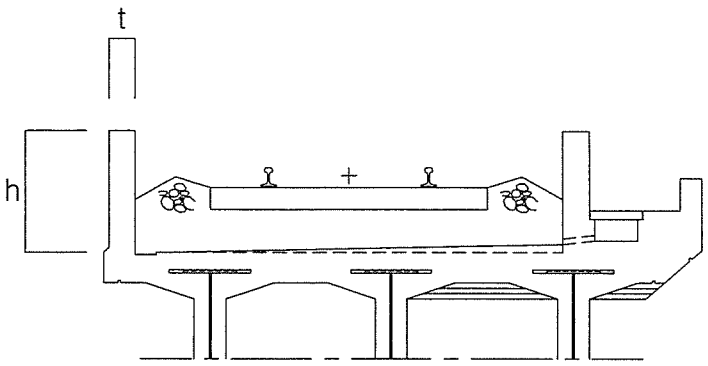
$\phi f \cdot Mn = 0.90 \times As \times fy \times (d - a/2)$ = 83.249 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 9.937 mm

∴ $\phi f \cdot Mn$ = 83.249 kN·m > Mu = 10.336 kN·m ----------O.K

4.6 탈선방지벽

(1) 단면치수

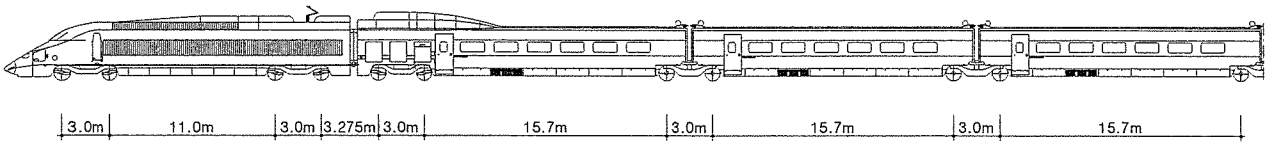


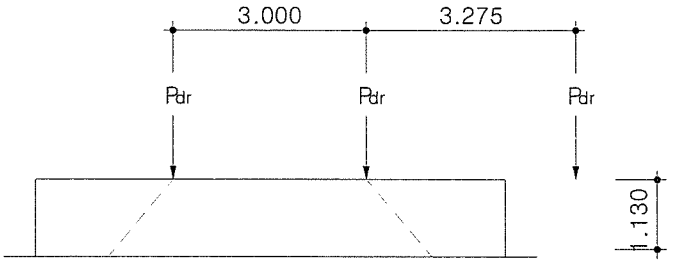
단위 : m

높이(h)	두께(t)	비고
1.130	0.250	탈선방지벽

(2) 하중과 단면력의 계산

① 탈선하중 재하폭 산정 (실하중 기준으로 적용)





P_{dr} = 150.00 kN [철도설계기준, 2011, P.8-52]

* 탈선방호벽설계시 적용하중은 철도설계기준(2013)에 언급없음.

② 전단력 산정

S_r = 150.00 × 2 ea / 5.260 = 57.034 kN

③ 휨모멘트 산정

M_r = 57.034 × 1.130 = 64.448 kN·m

▶ 탈선하중은 일시적인 하중으로 할증하지 않음.

(3) 철근량 산정

① 설계조건

i) 설계휨모멘트 : Mu = 64448000 N·mm

ii) 설계전단력 : Su = 57034 N

iii) 단 면 치 수 : H = 250.0 mm , b = 1000.0 mm

: d = 200.0 mm , d' = 50.0 mm

iv) 재료의 성질 : fck = 30 $MPa(N/mm^2)$, fy = 400 $MPa(N/mm^2)$

v) 강도감소계수 : ϕ_f = 0.90 , k_1 = 0.836

ϕ_v = 0.85

* 강도감소계수(Φ) 산정

T = As × fy = 1324.000 × 400 = 529600

C = 0.85 × fck × a × b = 0.85 × 30 × a × 1000 = 25500 × a

T = C 이므로, a = 20.769 mm, c = 20.769 / β1

= 20.769 / 0.85 = 17.653 mm

εy = fy / Es = 400 / 200000 = 0.002

εt = 0.0030 × (dt − c) / c = 0.003 × (200.000 − 17.653) / 17.653

= 0.0310

εt ≥ 0.005 이므로 인장지배단면이며, ϕ_f = 0.9 를 적용한다.

② 필요 철근량

a = As·fy / 0.85· fck· b = 0.0157 As

Mu = Φ·As·fy·(d − a / 2)

$-2.623\ As^2 + 66880\ As - 64448000.0 = 0$ 에서

As(req) = 1003.099 mm^2

단면철근비 : p = As / (b × d) = 0.0050

최대철근비 : p_max = 0.75 × 0.85 × k_1 × (fck/fy) × (600 / (600+fy)) = 0.0240

최소철근비 : p_min = 1.4 / fy = 0.0035

· As(req) = 1003.099

· As(min) = 700.000 ∴ As = 1003.099 mm^2 이상 사용하여야 한다.

· 4/3×As = 1337.465

③ 사용 철근량

USE As 1324.000 mm^2 H 16 @ 6.667 EA (c.t.c 150)

Σ = 1324.000 mm^2 ----------O.K

④ 철근비 검토

p_use = As_use / (b×d) = 0.007 < p_max = 0.0240 ----------O.K

⑤ 설계휨강도

ϕ_f·Mn = 0.9×As×fy×(d − a/2) = 90.378 kN·m

a = As·fy / (0.85·fck·b) = 20.769 mm

∴ ϕ_f·Mn = 90.378 kN·m > Mu = 64.448 kN·m ----------O.K

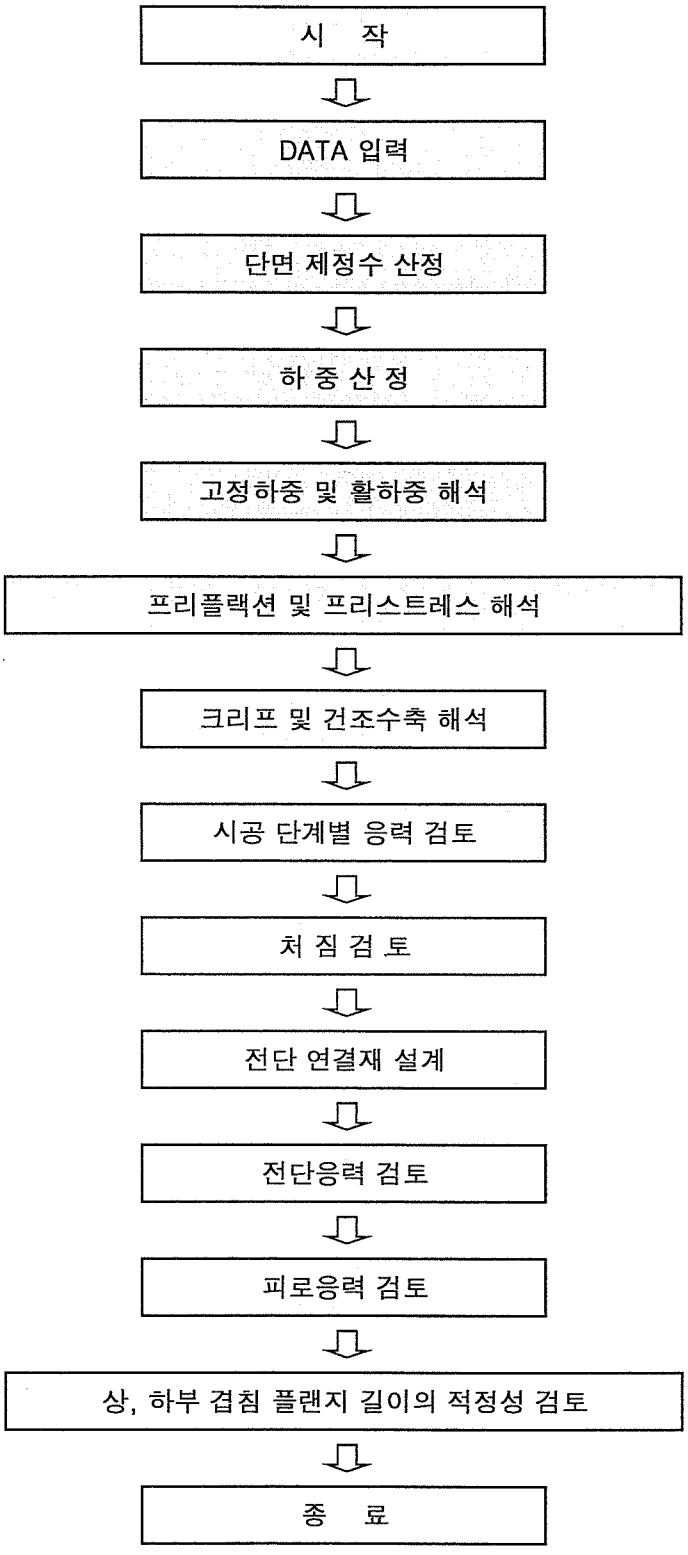
⑥ 전단 검토

$\phi_v Vc = \phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d$ = 155.188 kN

∴ ϕVc= 155.188 kN > Su = 57.034 kN ----------O.K

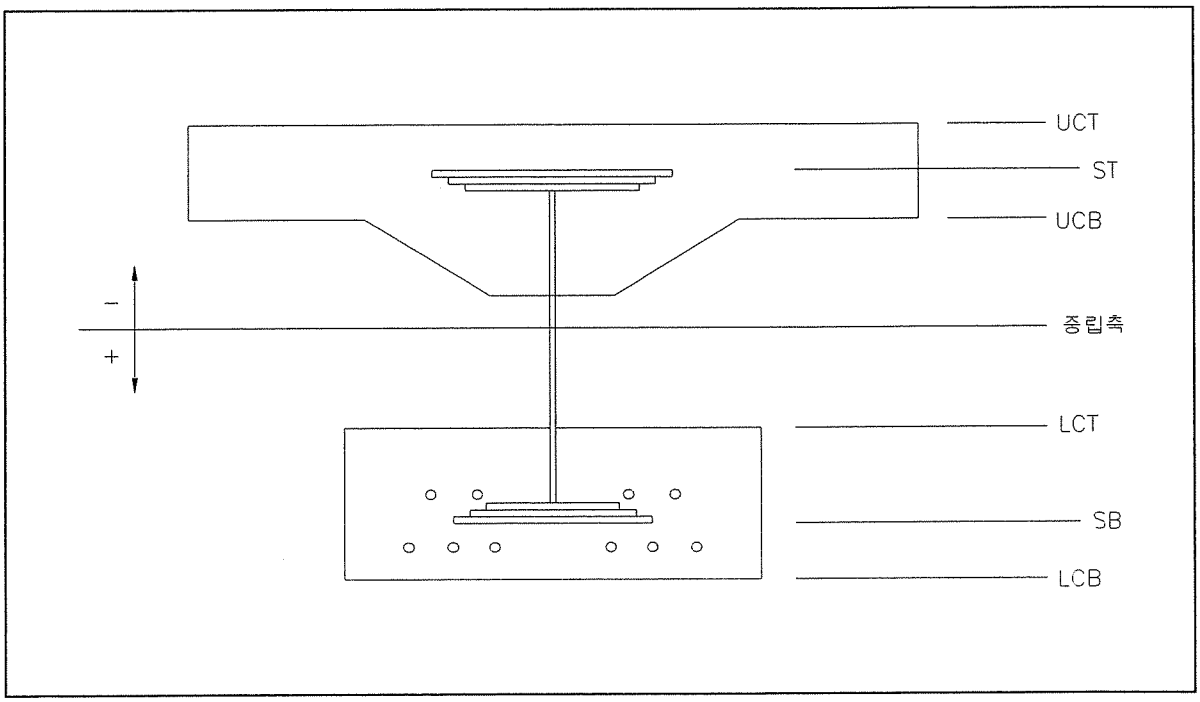
5. RPF 합성형의 설계

◎ RPF 합성형의 설계 흐름도



5.1 기호 및 부호

(1) 응력 및 거리



인장응력 : +

압축응력 : −

도심축 위의 거리 : −

도심축 아래의 거리 : +

ST : 강형상면에서의 응력

SB : 강형하면에서의 응력

UCT : 상부슬래브 상면에서의 응력

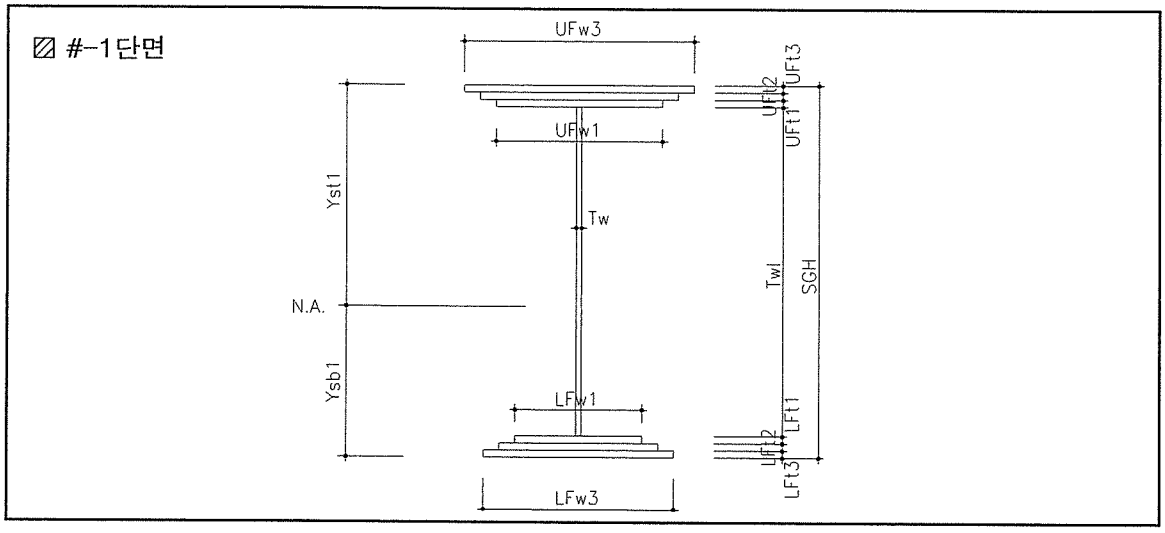
UCB : 상부슬래브 하면에서의 응력

LCT : 하부콘크리트 상면에서의 응력

LCB : 하부콘크리트 하면에서의 응력

(2) 단 면 제 원

a) 강 형



SGH : Steel Girder 높이

Ast : 강형의 단면적

I : 강형의 단면 2차 모멘트

Yst1 : 도심에서 강형 상단까지의 거리

Ysb1 : 도심에서 강형 하단까지의 거리

Ysb1 = Gxst / Ast

Gxst = UFw3 * UFt3 * (SGH – UFt3/2)

+ UFw2 * UFt2 * (SGH – UFt3 – UFt2/2)

+ UFw1 * UFt1 * (SGH – UFt3 – UFt2 – UFt1/2)

+ Tw * Twl * (LFt3 + LFt2 + LFt1 + Twl/2)

+ LFw1 * LFt1 * (LFt3 + LFt2 + LFt1/2)

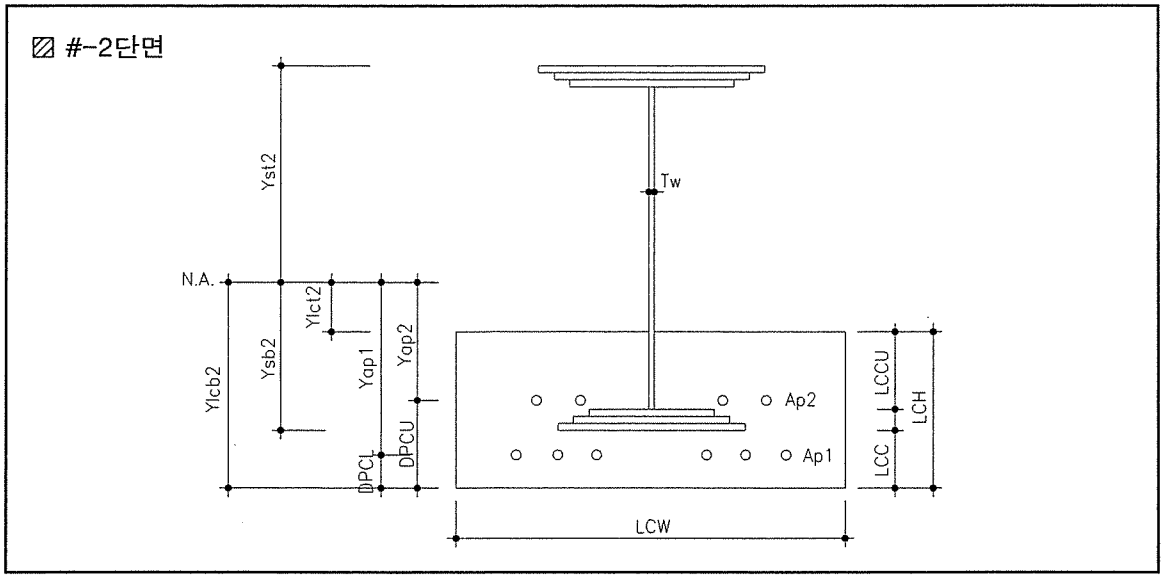
+ LFw2 * LFt2 * (LFt3 + LFt2/2)

+ LFw3 * LFt3 * (LFt3/2)

Ast = (UFw3 * UFt3) + (UFw2 * UFt2) + (UFw1 * UFt1) + (Tw * Twl)

+ (LFw3 * LFt3) + (LFw2 * LFt2) + (LFw1 * LFt1)

b) RPF 빔 (강형+하부콘크리트)



Alc : 강형단면으로 환산된 합성단면적(강형 + 하부플랜지 콘크리트)

I : 합성단면의 단면2차 모멘트

Yst2 : 합성단면 도심에서 강형 상단까지의 거리

Ysb2 : 합성단면 도심에서 강형 하단 까지의 거리

Ylct2 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 상단까지의 거리

Ylcb2 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 하단까지의 거리

Nap1 : 단면적이 Ap1인 강연선의 수

Nap2 : 단면적이 Ap2인 강연선의 수

Ylcb2 = Gxlc / Alc

Ec1 = 0.077× (mc^1.5)×3√fcu (fcu = fck+Δf)

Δf는 fck가 40MPa이하면 4MPa, 60MPa 이상이면 6MPa이며,

그 사이는 직선보간으로 구한다.

n1 = Ec1 / Es

Gxlc = Ast * (Ysb1 + LCC) + LCW * LCH²/2 * n1

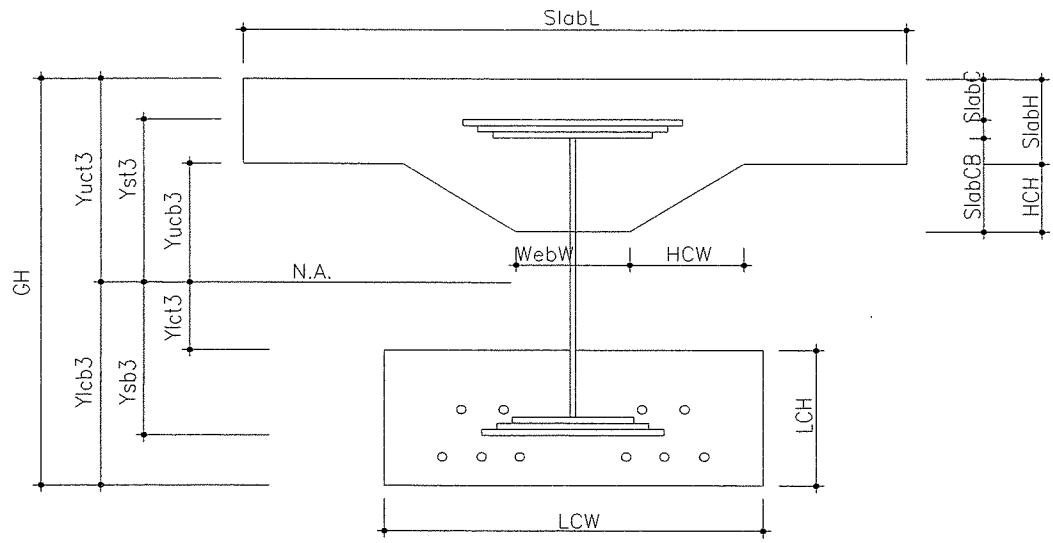
- LFw1 * LFt1 * (LCC + LFt3 + LFt2 + LFt1/2) * n1
- LFw2 * LFt2 * (LCC + LFt3 + LFt2/2) * n1
- LFw3 * LFt3 * (LCC + LFt3/2) * n1
- Tw * LCCU * (LCH - LCCU/2) * n1
- (Ap1 * Nap1 * DPCL + Ap2 * Nap2 * DPCU) * n1

Alc = Ast + LCW * LCH * n1

- { (LFw3 * LFt3) + (LFw2 * LFt2) + (LFw1 * LFt1) + (Tw * LCCU) } * n1
- (Ap1 * Nap1 + Ap2 * Nap2) * n1

c) RPF COMPOSITE - GIRDER (RPF 빔 + 상부 슬래브)

▨ #-3단면



Ylcb3 : 합성단면 도심에서 하부콘크리트 하단까지의 거리

Yuct3 : 합성단면 도심에서 상부 슬래브 상단까지의 거리

Yucb3 : 합성단면 도심에서 상부 슬래브 하단까지의 거리

Ylcb3 = Gxuc / Auc

Ec2 = 0.077× (mc^1.5)×3√fcu (fcu = fck+Δf)

Δf는 fck가 40MPa이하면 4MPa, 60MPa 이상이면 6MPa이며,

그 사이는 직선보간으로 구한다.

n2 = Ec2 / Es

Gxuc = Alc * Ylcb2 + SlabL * SlabH * (GH - SlabH/2) * n2

+ WebW * HCH * (GH - SlabH - HCH/2) * n2

+ HCW * HCH * (GH - SlabH - HCH/3) * n2

- UFw1 * UFt1 * (GH - SlabC - UFt3 - UFt2 - UFt1/2) * n2

- UFw2 * UFt2 * (GH - SlabC - UFt3 - UFt2/2) * n2

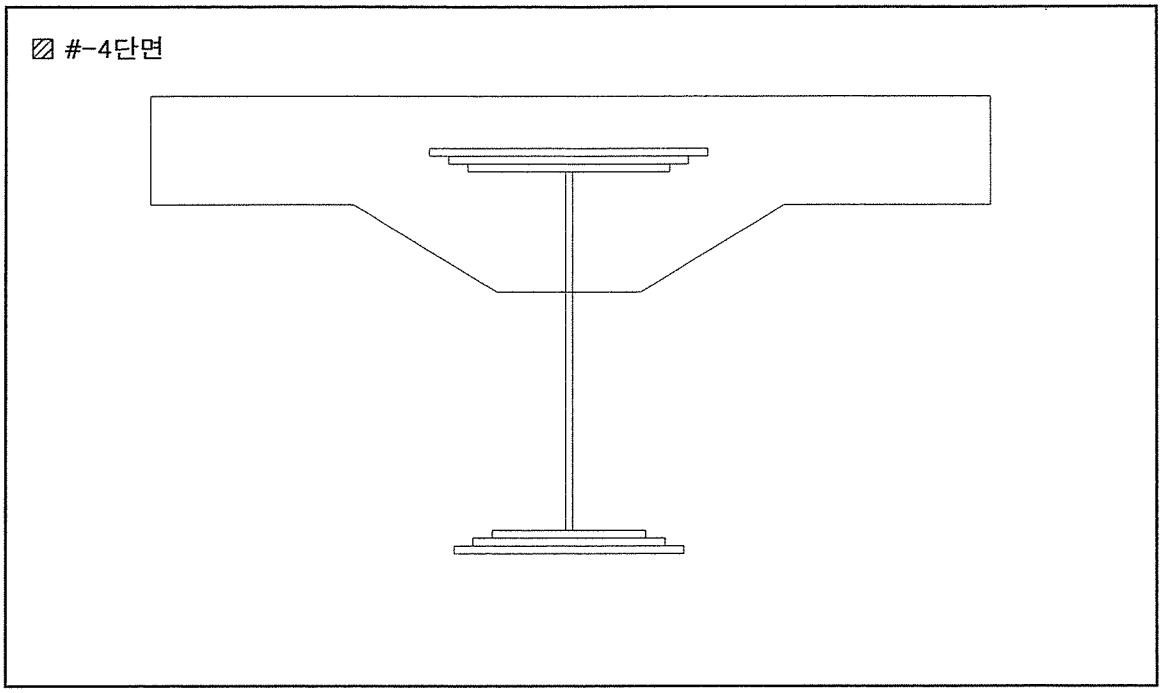
- UFw3 * UFt3 * (GH - SlabC - UFt3/2) * n2

- Tw * SlabCB * (GH - SlabC - UFt3 - UFt2 - UFt1 - SlabCB/2) * n2

Auc = Alc + (SlabL*SlabH + WebW*HCH + HCW*HCH) * n2

- { (UFw3 * UFt3) + (UFw2 * UFt2) + (UFw1 * UFt1) + (Tw * SlabCB) } * n2

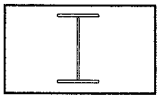
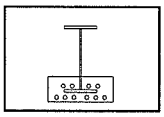
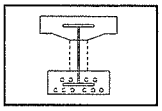
d) 강형 + 상부 슬래브



AREA : 강형단면으로 환산된 합성단면적

I : 합성단면의 단면2차 모멘트

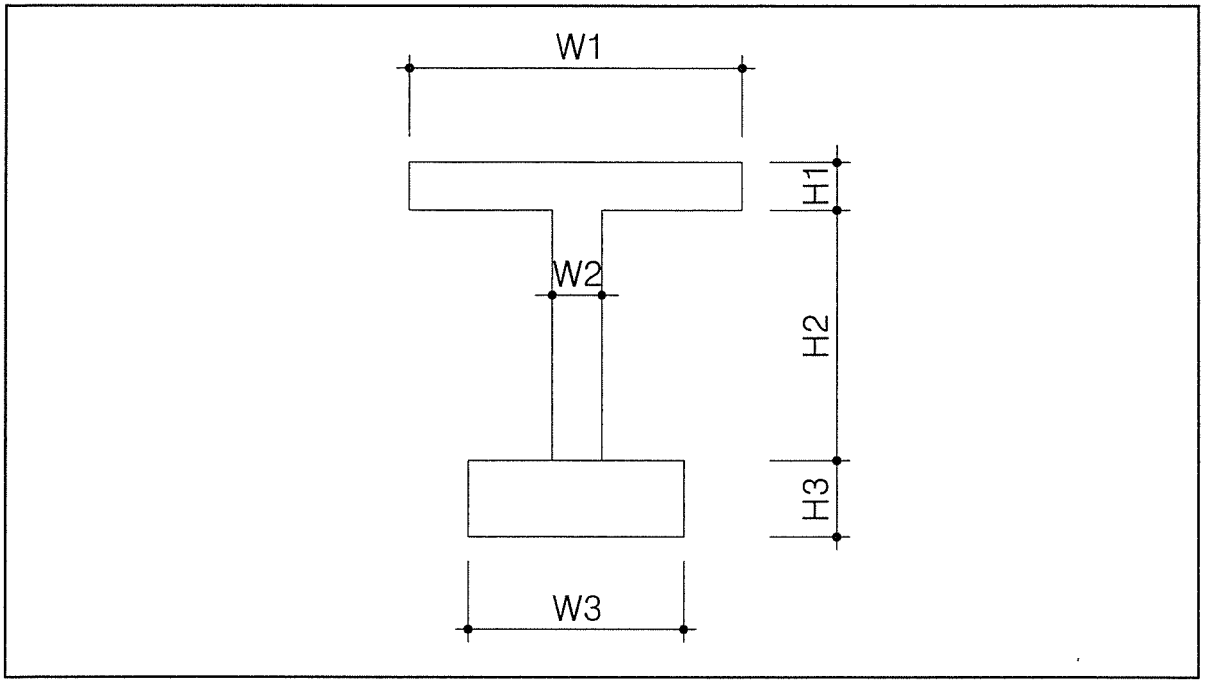
(3) 시공 단계별 작용하중과 저항단면

하 중	하중 기호	저 항 단 면	단면기호
. 강형 자중 . Preflexion 하중	DLO PREF.	 강형	1
. 하부 콘크리트 . 상부 콘크리트 . 가 로 보 . 릴리즈에 의한 하중 . 프리스트레스 힘 . 프리스트레싱 전까지 하부 콘크리트의 크리프와 건조수축 . 프리스트레싱 후부터 슬래브 타설전까지 하부 콘크리트의 크리프와 건조수축	DL1 DL2 DL2 RELEASE or RELE. P.S. CR1 SH1 CR2 SH2	 강형 + 하부콘크리트	2
. 합성후 고정하중 . 활하중 + 충격하중 . 크리프와 건조수축에 의한 프리스트레스 손실 . PC 강선의 릴랙세이션에 의한 손실 . 슬래브 타설후, 하부 콘크리트의 크리프와 건조수축 . 상부 슬래브의 크리프와 건조수축	DL3 LL+I PS LOSS RELAX CR3 SH3 CR4 SH4	 강형 + 하부콘크리트 + 상부슬래브	3

5.2 하중 및 각 거더별 하중 분배계수의 산정

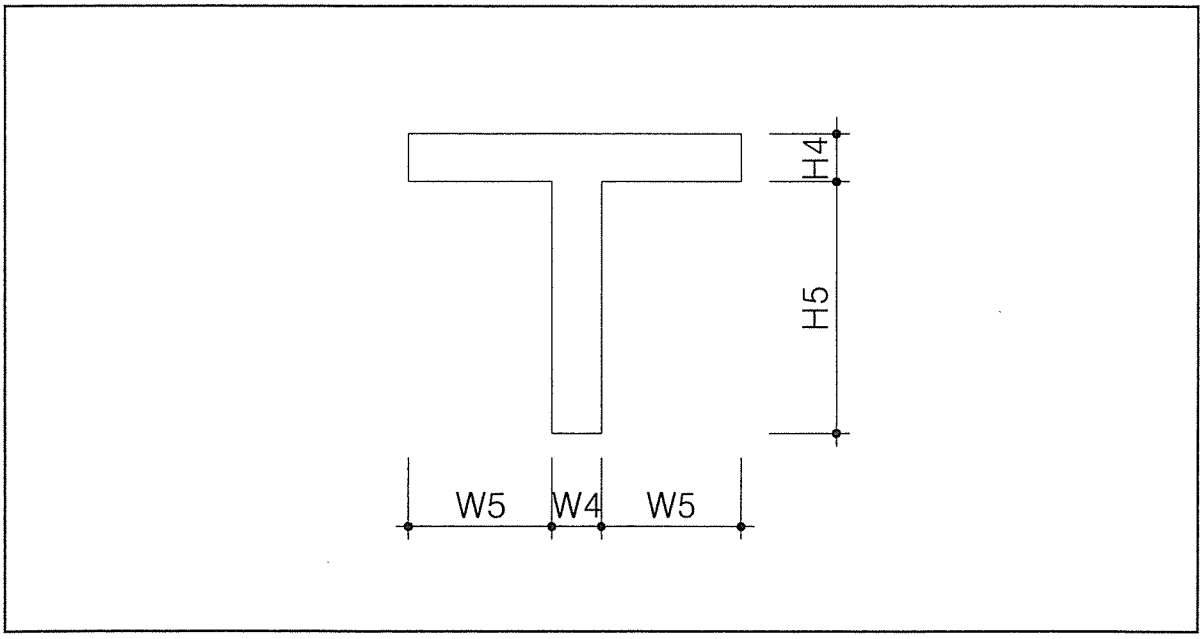
(1) 하중 분배 계수

· J_ℓ 및 I_ℓ 값 계산을 위한 주빔 단면



W1 =	1700	mm	W2 =	300	mm	W3 =	1200	mm
H1 =	280	mm	H2 =	2270	mm	H3 =	450	mm

· J_t 및 I_t 값 계산을 위한 횡빔 단면



W4 =	300	mm	W5 =	4243	mm
H4 =	280	mm	H5 =	2270	mm

1) 휨 강성 계수

$$\Theta = \frac{b}{\ell}\sqrt[4]{\frac{E_\ell I_\ell q_t}{E_t I_t q_\ell}} = 0.10555$$

2b	: 유효폭	=	5.100	m
ℓ	: 지간	=	43.930	m
E_ℓ	: 주빔 콘크리트의 탄성계수	=	34285.33	MPa
E_t	: 횡빔 콘크리트의 탄성계수	=	30250.52	MPa
I_ℓ	: 주빔의 단면2차모멘트	=	2.19389	m^4
I_t	: 횡빔의 단면2차모멘트	=	1.17554	m^4
q_ℓ	: 주빔 간격	=	1.700	m
q_t	: 횡빔 간격	=	8.786	m

2) 비틀림 강성 계수

$$\alpha = \frac{\frac{J_\ell}{q_\ell} + \frac{J_t}{q_t}}{2 \times \sqrt{\frac{E_\ell I_\ell}{q_\ell} \times \frac{E_t I_t}{q_t}}} = 0.02208$$

J_ℓ : 주빔의 비틀림 강성 = 0.0542 × 0.43 × E_ℓ

J_t : 횡빔의 비틀림 강성 = 0.0817 × 0.43 × E_t

$$J = \Sigma\beta \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5} \cdot \frac{a}{b}\left(\tanh\frac{\pi b}{2a} + \frac{1}{3^5}\tanh\frac{3\pi b}{2a} + \frac{1}{5^5}\tanh\frac{5\pi b}{2a} + \cdots\right)$$

β =

a : 단면의 길이

b : 장변의 길이

3) 하중 분배 계수

id	point	beam1	beam2	beam3
1	-1.00b	2.708	.999	-.708
2	-.75b	2.281	1.000	-.281
3	-.50b	1.854	1.000	.146
4	-.25b	1.427	1.000	.573
5	.00b	1.000	1.001	1.000
6	.25b	.573	1.000	1.427
7	.50b	.146	1.000	1.854
8	.75b	-.281	1.000	2.281
9	1.00b	-.708	.999	2.708

하 중	beam1	beam2	beam3
보도 바닥, 마감(좌측)	2.146	.849	-.445
보도 바닥, 마감(우측)	.000	.000	.000
도상, 방수,방진재	3.467	4.251	5.033
보도 연석, 방음벽,난간	2.529	.999	-.528
보도 연석, 방음벽,난간	-.691	.999	2.692
활하중 1	0.244	0.333	0.423

(2) 하중 산정

1) 고정하중

㉠ 프리플렉스형의 자중

프로그램 내에서 자동고려

㉡ 합성전 고정하중

ⓐ 바닥판, 복부, 헌치, 하부플랜지 콘크리트, 가로보

프로그램 내에서 자동고려

ⓑ 배수기울기 콘크리트

24.5 kN/m³ × 3.80 × 0.076 ÷ 2 ÷ 3

= 1.179 kN/m

㉢ 합성후 고정하중

ⓐ 궤도(단선재하) : 3 kN/m (1선당 1.5 kN/m)

ⓑ 도상(자갈) : 19.0 × 0.565 × 1.3

= 13.956 kN/m²

ⓒ 방수, 방진재 : 11.0 × 0.02 = 0.220 kN/m²

ⓓ 자갈막이(좌측) : 0.000 kN/m²

ⓔ 자갈막이(우측) : 0.000 kN/m²

ⓕ 보도바닥, 마감(좌측) : 24.5 × 0.30 = 7.249 kN/m²

ⓖ 보도바닥, 마감(우측) : 24.5 × 0.00 = 0.000 kN/m²

ⓗ 연석,방음벽기초(좌측) : 24.5 × 0.69 × 0.23 = 3.804 kN/m

ⓘ 연석,방음벽기초(우측) : 24.5 × 1.13 × 0.27 = 7.492 kN/m

ⓙ 난간 및 방음벽(좌측) : 3.000 kN/m

ⓚ 난간 및 방음벽(우측) : 3.000 kN/m

Ⓛ 탈선방지벽(좌측) : 24.5 × 0.25 × 1.05 = 6.431 kN/m

ⓜ 탈선방지벽(우측) : 24.5 × 0.00 × 0.00 = 0.000 kN/m

ⓝ 전철주, 기초(좌측) : 20.00 + 24.5 × 1.16 = 48.518 kN

등가하중으로 치환 : 8 × (48.518 × 0.977 + 10.000) / 43.93 ²

= 0.238 kN/m

ⓞ 전철주, 기초(우측) : 0.00 + 24.5 × 0.00 = 0.000 kN

등가하중으로 치환 : 8 × (0.000 × 0.977 + 0.000) / 43.93 ²

= 0.000 kN/m

※ 전철주는 좌우측 모두 지점에서 1m 에 위치함

ⓟ 전선(좌측) : 1.000 kN/m

ⓠ 전선(우측) : 0.000 kN/m

2) 활하중

㉠ 보도적재하중

ⓐ 보도적재하중(좌측) : 3.5 kN/m²

ⓑ 보도적재하중(우측) : 0.0 kN/m²

㉡ 활하중

KRL-2012 표준열차 (단선)

㉢ 충격하중

㉣ 활하중의 재하위치(궤도위치)

3. 단면가정 참조

1 궤도에서의 레일 간격 : 1.435 m

(3) 거더별 하중

1) Girder : 1

- 궤도

  3.0 * .244 = .732

- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽

  1 / 3 * (14.473* 2.529 + 10.492* -.691) = 9.784

- 도상, 방수, 방진재

  1 / 3 * 12.570 * 3.467 = 14.527

- 보도바닥 및 마감(좌.우측)

  1 / 3 * (7.249* 2.146 + 7.249* .000) = 5.185

- 총 합성후 고정하중

  30.228

- 보도적재하중(좌.우측)

  1 / 3 * (3.500* 2.146 + 3.500* .000) = 2.504

- 활하중 분배 계수

  0.244

2) Girder : 2

- 궤도

  3.0 * .333 = 1.000

- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽

  1 / 3 * (14.473* .999 + 10.492* .999) = 8.313

- 도상, 방수, 방진재

  1 / 3 * 12.570 * 4.251 = 17.812

- 보도바닥 및 마감(좌.우측)

  1 / 3 * (7.249* .849 + 7.249* .000) = 2.051

- 총 합성후 고정하중

  29.177

- 보도적재하중(좌.우측)

  1 / 3 * (3.500* .849 + 3.500* .000) = .990

- 활하중 분배 계수

  0.333

3) Girder : 3

- 궤도

  3.0 * .423 = 1.268

- 보도연석(좌.우측), 난간, 방음벽

  1 / 3 * (14.473* -.528 + 10.492* 2.692) = 6.868

- 도상, 방수, 방진재

  1 / 3 * 12.570 * 5.033 = 21.088

- 보도바닥 및 마감(좌.우측)

  1 / 3 * (7.249* -.445 + 7.249* .000) = -1.075

- 총 합성후 고정하중

  28.148

- 보도적재하중(좌.우측)

  1 / 3 * (3.500* -.445 + 3.500* .000) = -.519

- 활하중 분배 계수

  0.423

5.3 합성거더의 설계 (G1 : KRL-2012)

PROGRAM DARP2000
DESIGN AND ANALYSIS OF REPRESTRESSED PREFLEX BEAM
VERSION 13.12.1H

1) 설계 조건

1-1) 일반사항

교량 등급 = KRL-2012 표준열차
주형의 갯수 = 3 ea
받침간 거리 = 43.930 m
주형의 간격 = 1.700 m
외측 주형

1-2) 강형 단면의 제원

강형의 총높이 = 2700.00 mm
강형 복부의 두께 = 20.00 mm

상부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	520.00<UFw1>	43930.00	21.00<UFt1>	(mm)
2	790.00<UFw2>	27400.00	35.00<UFt2>	(mm)

하부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	230.00<LFw1>	43930.00	14.00<LFt1>	(mm)
2	230.00<LFw2>	28000.00	14.00<LFt2>	(mm)

1-3) 콘크리트 단면의 제원

합성 주형의 총 높이 = 3000.00 mm

하부 콘크리트
하부 콘크리트의 두께 = 450.00 mm
하부 콘크리트의 폭 = 1200.00 mm
하부 콘크리트의 피복 두께 = 140.00 mm

복부 콘크리트
복부 콘크리트의 두께 = 300.00 mm

상부 슬래브
상부 슬래브의 두께 = 280.00 mm
상부 슬래브의 폭 = 2050.00 mm
상부 슬래브의 피복 두께 = 160.00 mm

헌치

헌치의 높이	=	150.00 mm
헌치의 폭	=	450.00 mm

1-4) 캔틸레버 제원

포장 두께	=	.00 mm
캔틸레버 길이	=	1200.00 mm

1-5) 재료의 성질

강재의 탄성계수	=	205000.00000 MPa
강재의 항복응력	=	355.00000 MPa
강재의 단위중량	=	.00007700 N/mm^3
콘크리트의 단위중량	=	.00002450 N/mm^3
하부콘크리트의 설계기준강도	=	45.00000 MPa
상부슬래브의 설계기준강도	=	30.00000 MPa
하부콘크리트의 탄성계수	=	34285.33000 MPa
상부슬래브의 탄성계수	=	30250.52000 MPa
탄성계수비 (강재/하부콘크리트)	=	5.97923
탄성계수비 (강재/상부슬래브)	=	6.77674

1-6) 크리프 및 건조수축

초기-프리스트레싱시의 크리프	=	.500
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 크리프	=	.000
슬래브 타설시-최종의 크리프	=	1.500
초기-최종의 크리프	=	2.000
초기-프리스트레싱시의 건조수축율	=	.000270
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 건조수축율	=	.000000
슬래브 타설시-최종의 건조수축율	=	.000000
초기-최종의 건조수축율	=	.000270

1-7) 프리플랙션

지점에서 재하점까지의 거리 / 지간	=	.300
프리플랙션시 강형의 응력 / 항복응력	=	.560
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

하부에 배치된 긴장재의 수	=	30 ea
상부에 배치된 긴장재의 수	=	36 ea
긴장재 1개의 단면적	=	138.700 mm^2
긴장재 1개의 프리스트레스 힘	=	171500.000 N
하부에 배치된 긴장재의 위치	=	85.000 mm
상부에 배치된 긴장재의 위치	=	190.000 mm

1-9) 전단연결재

스터드의 직경 = 22.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (하부CONC) = 70.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (슬래브) = 90.000 mm

2) 단면의 성질

2-1) 외력에 대한 단면의 성질

단면 환산시 n(탄성계수비) 적용

2-1-1) 총단면 성질

* 총단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 미고려

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
1-3		.2549E+06	.3747E+12	-1219.3	1466.7	1156.7	1606.7	-1393.3	-1113.3
1-4		.1662E+06	.1130E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
2-3		.2549E+06	.3747E+12	-1219.3	1466.7	1156.7	1606.7	-1393.3	-1113.3
2-4		.1662E+06	.1130E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
3-3		.2692E+06	.3948E+12	-1168.7	1531.3	1221.3	1671.3	-1328.7	-1048.7
3-4		.1804E+06	.1160E+12						

2-1-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
1-2	0- 7965	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		

1-3		.2521E+06	.3685E+12	-1202.6	1483.4	1173.4	1623.4	-1376.6	-1096.6
1-4		.1662E+06	.1130E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
2-3		.2521E+06	.3685E+12	-1202.6	1483.4	1173.4	1623.4	-1376.6	-1096.6
2-4		.1662E+06	.1130E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
3-3		.2663E+06	.3880E+12	-1152.2	1547.8	1237.8	1687.8	-1312.2	-1032.2
3-4		.1804E+06	.1160E+12						

* DIST : 지점으로부터의 거리
* I : 단면 2차 모멘트
* Yst : 중립축에서 강형상면까지의 거리
* Ysb : 중립축에서 강형하면까지의 거리
* Ylct : 중립축에서 하부콘크리트 상면까지의 거리
* Ylcb : 중립축에서 하부콘크리트 하면까지의 거리
* Yuct : 중립축에서 상부슬래브 상면까지의 거리
* Yucb : 중립축에서 상부슬래브 하면까지의 거리
* #-1 : 강형 단면
* #-2 : 강형+하부콘크리트 단면
* #-3 : 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면
* #-4 : 강형+상부슬래브 단면

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
1-3				670880.	172.
2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
2-3				670880.	172.
3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
3-3				654150.	172.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적

* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	1-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	1-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	1-3		.2169E+06	.2886E+12	-976.9	1709.1	1399.1	1849.1	-1150.9	-870.9
S3	1-3		.2017E+06	.2452E+12	-854.3	1831.7	1521.7	1971.7	-1028.3	-748.3
C4	1-3		.2054E+06	.2825E+12	-1513.7	1172.3	862.3	1312.3	-1687.7	-1407.7
S4	1-3		.1889E+06	.2410E+12	-1646.1	1039.9	729.9	1179.9	-1820.1	-1540.1
C1	2-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	2-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	2-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	2-3		.2169E+06	.2886E+12	-976.9	1709.1	1399.1	1849.1	-1150.9	-870.9
S3	2-3		.2017E+06	.2452E+12	-854.3	1831.7	1521.7	1971.7	-1028.3	-748.3
C4	2-3		.2054E+06	.2825E+12	-1513.7	1172.3	862.3	1312.3	-1687.7	-1407.7
S4	2-3		.1889E+06	.2410E+12	-1646.1	1039.9	729.9	1179.9	-1820.1	-1540.1
C1	3-2		.1549E+06	.1792E+12	-1723.8	976.2	666.2	1116.2		
S1	3-2		.1431E+06	.1689E+12	-1650.1	1049.9	739.9	1189.9		
C2	3-2		.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
S2	3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
C3	3-3		.2312E+06	.3014E+12	-930.5	1769.5	1459.5	1909.5	-1090.5	-810.5
S3	3-3		.2159E+06	.2549E+12	-811.8	1888.2	1578.2	2028.2	-971.8	-691.8
C4	3-3		.2209E+06	.3155E+12	-1421.4	1278.6	968.6	1418.6	-1581.4	-1301.4
S4	3-3		.2049E+06	.2808E+12	-1532.2	1167.8	857.8	1307.8	-1692.2	-1412.2

2-2-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	1-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	1-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	1-2	0- 7965	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	1-3		.2152E+06	.2838E+12	-963.9	1722.1	1412.1	1862.1	-1137.9	-857.9
S3	1-3		.2005E+06	.2413E+12	-843.8	1842.2	1532.2	1982.2	-1017.8	-737.8
C4	1-3		.2026E+06	.2785E+12	-1497.1	1188.9	878.9	1328.9	-1671.1	-1391.1
S4	1-3		.1861E+06	.2379E+12	-1630.1	1055.9	745.9	1195.9	-1804.1	-1524.1
C1	2-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	2-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	2-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	2-3		.2152E+06	.2838E+12	-963.9	1722.1	1412.1	1862.1	-1137.9	-857.9
S3	2-3		.2005E+06	.2413E+12	-843.8	1842.2	1532.2	1982.2	-1017.8	-737.8
C4	2-3		.2026E+06	.2785E+12	-1497.1	1188.9	878.9	1328.9	-1671.1	-1391.1
S4	2-3		.1861E+06	.2379E+12	-1630.1	1055.9	745.9	1195.9	-1804.1	-1524.1
C1	3-2		.1526E+06	.1770E+12	-1709.2	990.8	680.8	1130.8		
S1	3-2		.1412E+06	.1667E+12	-1635.9	1064.1	754.1	1204.1		
C2	3-2		.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
S2	3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
C3	3-3		.2295E+06	.2963E+12	-917.9	1782.1	1472.1	1922.1	-1077.9	-797.9
S3	3-3		.2148E+06	.2508E+12	-801.7	1898.3	1588.3	2038.3	-961.7	-681.7
C4	3-3		.2181E+06	.3108E+12	-1404.6	1295.4	985.4	1435.4	-1564.6	-1284.6
S4	3-3		.2020E+06	.2769E+12	-1515.6	1184.4	874.4	1324.4	-1675.6	-1395.6

* C1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프
* S4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축
* #-2 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트 단면 성질
* #-3 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면 성질

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱
* 단계2 : 프리스트레싱 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

2-2-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
C1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
C3	1-3				670880.	172.
S3	1-3				670880.	172.
C4	1-3				670880.	172.
S4	1-3				670880.	172.
C1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
C3	2-3				670880.	172.
S3	2-3				670880.	172.
C4	2-3				670880.	172.
S4	2-3				670880.	172.
C1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
C3	3-3				654150.	172.
S3	3-3				654150.	172.
C4	3-3				654150.	172.
S4	3-3				654150.	172.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적
* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
  또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

- 강형의 자중 (w0)
  .0000770 * 83890. = 6.4595 (N/mm)

- 하부콘크리트 (w1)
  .0000245 * (1200. * 450. - 230. * 14. - 20. * 296.) = 13.0061 (N/mm)

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [(1200.+1700./2.)*280. + 450.* 150. + 300.*(3000.-280.-450.)
  - 520.* 21. -2355.* 20.] = 30.9798 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 6. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(1700.-300.)*(3000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(1700.-300.)] / 2 = 12588.7 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.179 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  30.228 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .044

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .244 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

2.504 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
22.0	1558.2	3137.5	8089.5	7291.9	6068.3	604.0	.0	26749.4
14.6	1385.0	2788.7	7190.3	6481.4	5412.5	536.9	.0	23794.8
13.2	1308.9	2635.5	6793.0	6125.2	5117.5	507.4	.0	22487.5
8.3	952.0	1916.9	4947.8	4455.2	3729.5	369.1	.0	16370.5
8.0	925.2	1862.9	4806.7	4329.6	3623.5	358.6	.0	15906.4
.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

* DL0 = w0*L*X/2 - w0*X*X/2
* DL1 = w1*L*X/2 - w1*X*X/2
* DL2 = w2*L*X/2 - w2*X*X/2 (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L*X/2 - w3*X*X/2
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 모멘트로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-3) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	TOTAL
22.0	.0	.0	.0	.0	119.7	.0	119.7
14.6	47.3	95.2	248.1	221.4	235.5	18.3	865.8
13.2	56.8	114.3	295.1	265.6	266.7	22.0	1020.5
8.3	88.5	178.2	465.8	414.1	381.6	34.3	1562.5
8.0	90.4	182.1	475.4	423.2	388.4	35.1	1594.6
.0	141.9	285.7	731.5	664.0	571.3	55.0	2449.3

* DL0 = w0*L/2 - w0*X
* DL1 = w1*L/2 - w1*X
* DL2 = w2*L/2 - w2*X (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L/2 - w3*X
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 전단력으로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (142.+ 286.+ 732.+ 664.) = 1914.218 kN
* 활하중 = 1.05 * 626.281 = 657.596 kN
* 총하중 = 2571.813 kN

4) 외력에 의한 응력

2-1-2)와 3-2)의 결과를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2	3	3	2	2	
DIST.	POSI.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	add. M1	add. M2	TOTAL
	ST	-20.5	-29.7	-76.7	-21.7	-19.8	.0	.0	-168.4
	SB	36.6	14.9	38.3	29.1	26.6	.0	.0	145.4
22.0	LCT		1.6	4.2	3.9	3.6	.0	.0	13.3
	LCB		2.9	7.4	5.3	4.9	.0	.0	20.4
	UCT			.0	-3.6	-3.3			-7.0
	UCB			.0	-2.9	-2.6			-5.5
	ST	-18.2	-26.4	-68.2	-19.2	-17.7	.0	.0	-149.7
	SB	32.5	13.2	34.0	25.9	23.7	.0	.0	129.3
14.6	LCT		1.4	3.7	3.5	3.2	.0	.0	11.8
	LCB		2.6	6.6	4.7	4.3	.0	.0	18.2
	UCT			.0	-3.2	-3.0			-6.2
	UCB			.0	-2.5	-2.3			-4.9
	ST	-17.2	-25.0	-64.4	-18.2	-16.7	.0	.0	-141.5
	SB	30.7	12.5	32.2	24.4	22.4	.0	.0	122.2
13.2	LCT		1.4	3.5	3.3	3.0	.0	.0	11.2
	LCB		2.4	6.2	4.5	4.1	.0	.0	17.2
	UCT			.0	-3.1	-2.8			-5.9
	UCB			.0	-2.4	-2.2			-4.6
	ST	-20.8	-29.1	-75.1	-14.5	-13.4	.0	.0	-152.9
	SB	26.0	10.3	26.7	17.9	16.5	.0	.0	97.4
8.3	LCT		1.0	2.5	2.4	2.2	.0	.0	8.0
	LCB		2.1	5.3	3.3	3.0	.0	.0	13.7
	UCT			.0	-2.5	-2.3			-4.7
	UCB			.0	-2.0	-1.8			-3.8

	ST	-20.2	-28.3	-72.9	-14.1	-13.0	.0	.0	-148.5
	SB	25.3	10.0	25.9	17.4	16.0	.0	.0	94.7
8.0	LCT		.9	2.4	2.3	2.1	.0	.0	7.8
	LCB		2.0	5.2	3.2	2.9	.0	.0	13.3
	UCT			.0	-2.4	-2.2			-4.6
	UCB			.0	-1.9	-1.7			-3.7
	ST	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	SB	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
.0	LCT		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	LCB		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	UCT			.0	.0	.0			.0
	UCB			.0	.0	.0			.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL0 : 강형 자중에 의한 응력
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 응력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 응력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 응력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 응력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

5) 프리플랙션 및 프리스트레스

5-1) 프리플랙션

* 프리플랙션 하중의 크기 (Pf) : 524743.900 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 13.179 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 6915600.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)

* 프리스트레스 응력(fi) : Pi/Ap = 171500.0/138.7 = 1236.482 MPa
* 정착시의 손실(DEL Pa) : Ap*Ep*DEL L/SPAN = 138.7*200000.0*6.00 / 44630.00 = 3729.330
* 탄성수축에 의한 손실 : 77.830 N

DEL Pel = Ap * 0.5 * n * fci

(긴장은 2회에 걸쳐 실시하며, 1단계에서는 목표 긴장량의 70%만큼, 2단계에서는 목표 긴장량의 100%가 되게끔 실시)

DEL Pel : 탄성수축에 의해 손실된 힘

DEL L : 정착장치에서 강연선의 활동량

Ap : 강연선의 단면적
Ep : 강연선의 탄성계수
n : 콘크리트에 대한 강연선의 탄성계수비
fci : 프리스트레싱에 의한 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 압축응력

* 잭 킹 힘 : Pi + DEL Pa + DEL Pel * N(긴장재의 수-1) / 2
= 171500.000+3729.330+ 77.830*32.5 = 177758.800 N

* 신장량 : 177758.8* 44630.0 / (138.7* 200000.0) =285.990 mm

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
22.0	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
14.6	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
13.2	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-94.6	65.8	46.6
	SB	118.4	-23.4	-116.8
8.3	LCT		-2.2	-16.4
	LCB		-4.7	-21.0
	ST	-91.2	63.4	46.6
	SB	114.1	-22.5	-116.8
8.0	LCT		-2.1	-16.4
	LCB		-4.5	-21.0
	ST	.0	.0	46.6
	SB	.0	.0	-116.8
.0	LCT		.0	-16.4
	LCB		.0	-21.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PREF. : 프리플랙션에 의한 응력
* RELEASE : 릴리즈에 의한 응력
* P.S. : 프리스트레스에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력

6) 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 영향

6-1) 단면력

크리프
* Pcr = [1 - e**(-a*phi)] * Ncr
- Pcr : 크리프에 의한 축하중
- a : 합성전의 단면적, 단면계수에 대한 합성후의 단면적, 단면계수에 대한 비
- phi : 크리프 계수
- Ncr : 합성된 콘크리트의 작용 축하중
* Mcr = Pcr * dcr
- dcr : 합성단면의 중립축에서 크리프 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

건조수축
* Psh = Es * es * Ac / nsh
- Psh : 건조수축에 의한 축하중
- Es : 강재의 탄성계수
- es : 건조수축계수
- Ac : 콘크리트의 단면적
- nsh : 건조수축 고려시의 탄성계수비
* Msh = Psh * dsh
- dsh : 합성단면의 중립축에서 건조수축 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

(단위 : m kN kN-m)

DIST.	CLAS.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
22.0	P.	-127.0	-3170.1	.0	.0	-1185.8	.0	-960.6	-1781.0
	M.	-114.7	-3096.5	.0	.0	-2009.6	.0	1338.2	2678.6
14.6	P.	-138.7	-3170.1	.0	.0	-1373.9	.0	-853.9	-1781.0
	M.	-125.3	-3096.5	.0	.0	-2328.4	.0	1189.5	2678.6
13.2	P.	-143.9	-3170.1	.0	.0	-1456.7	.0	-806.9	-1781.0
	M.	-130.0	-3096.5	.0	.0	-2468.8	.0	1124.1	2678.6

8.3	P.	-86.1	-3170.1	.0	.0	-1607.7	.0	-504.6	-1826.5
	M.	-59.8	-2404.8	.0	.0	-2628.3	.0	756.7	2981.7
8.0	P.	-82.4	-3170.1	.0	.0	-1622.6	.0	-490.4	-1826.5
	M.	-57.3	-2404.8	.0	.0	-2652.6	.0	735.3	2981.7
.0	P.	.0	-3170.1	.0	.0	-2260.3	.0	.0	-1826.5
	M.	.0	-2404.8	.0	.0	-3695.1	.0	.0	2981.7

* CR1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프에 의한 영향
* SH4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축에 의한 영향

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱 전
* 단계2 : 프리스트레싱 후 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

6-2) 응력

2-2-2)와 6-1)의 결과를 이용하여 계산

1단계
* 크리프 (CR1)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
  A : 단면적 (크리프에 대한)
  I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
  y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
  ncr : 크리프 고려시의 탄성계수비
  sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH1)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

3단계
* 크리프 (CR3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
sum f : 콘크리트 응력의 합
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
n : 상부 슬래브의 탄성계수비
* 건조수축 (SH3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es
A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)

4단계
* 크리프 (CR4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)
A : 단면적 (건조수축에 대한)

I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)

y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)

1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

(단위 : m MPa)

저항단면		2	2	2	2	3	3	3	3
DIST.	POSI.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.1	.0	-10.5	-23.5
	SB	-1.5	-42.2	.0	.0	-17.3	.0	1.2	2.6
22.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.6	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	.8	.0	.3	.7
	UCT					.3	.0	.9	1.5
	UCB					.0	.0	.6	1.6
	PS					-15.9	.0	.5	1.2
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.2	.0	-9.3	-23.5
	SB	-1.6	-42.2	.0	.0	-20.0	.0	1.0	2.6
14.6	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.0	.0	.3	.7
	UCT					.4	.0	.8	1.5
	UCB					.0	.0	.5	1.6
	PS					-18.4	.0	.5	1.2
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.3	.0	-8.8	-23.5
	SB	-1.7	-42.2	.0	.0	-21.2	.0	1.0	2.6
13.2	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.0	.0	.2	.7
	UCT					.4	.0	.7	1.5
	UCB					.0	.0	.5	1.6
	PS					-19.5	.0	.5	1.2
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.5	.0	-6.6	-30.2
	SB	-1.0	-42.9	.0	.0	-23.4	.0	.7	3.4
8.3	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.9
	UCT					.5	.0	.3	1.1
	UCB					.1	.0	.2	1.3
	PS					-21.6	.0	.3	1.6
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.5	.0	-6.4	-30.2
	SB	-1.0	-42.9	.0	.0	-23.6	.0	.7	3.4
8.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1

	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.9
	UCT					.5	.0	.3	1.1
	UCB					.1	.0	.2	1.3
	PS					-21.8	.0	.3	1.6
	ST	.0	12.4	.0	.0	2.0	.0	.0	-30.2
	SB	.0	-42.9	.0	.0	-32.9	.0	.0	3.4
.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.9	.0	.0	-.1
	LCB	.0	1.1	.0	.0	1.8	.0	.0	.9
	UCT					.6	.0	.0	1.1
	UCB					.1	.0	.0	1.3
	PS					-30.3	.0	.0	1.6

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력
* PS : PS강재 도심에서의 응력

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

* 크리프 및 건조수축
2-1-2)의 단면계수와 6-2)의 PS강재 도심에서의 응력결과를 이용하여 계산

* 릴랙세이션
2-1-2)의 단면계수와 릴랙세이션율 2.5 % 를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		3	3
DIST.	POSI.	PS LOSS	RELAX.
	ST	-.1	-.2
	SB	1.8	2.8
22.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2

	SB	1.8	2.8
14.6	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.1	-.2
	SB	1.8	2.8
13.2	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.2
	SB	1.8	2.8
8.3	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.2
	SB	1.8	2.8
8.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.2
	SB	1.8	2.8
.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PS LOSS : 긴장력 손실(크리프,건조수축)에 의한 응력
* RELAX. : 긴장력 손실(릴랙세이션)에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

7) 응력 검토

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 고려시)

4), 5-3), 6-2)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP1	STEP2	STEP2-1	STEP2-2	STEP3	
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	
	ST	-111.3	-37.7	-37.7	-37.7	-189.1	==> O.K
	SB	198.8	22.5	22.5	22.5	107.6	==> O.K
22.0	LCT		-16.3	-16.3	-16.3	-3.4	==> O.K
	LCB		-22.6	-22.6	-22.6	-2.5	==> O.K
	UCT					-4.4	==> O.K
	UCB					-3.2	==> O.K
	ST	-109.0	-32.1	-32.1	-32.1	-169.1	==> O.K
	SB	194.7	16.6	16.6	16.6	88.5	==> O.K
14.6	LCT		-16.4	-16.4	-16.4	-4.8	==> O.K
	LCB		-22.9	-22.9	-22.9	-4.6	==> O.K
	UCT					-3.7	==> O.K
	UCB					-2.7	==> O.K
	ST	-108.0	-29.6	-29.6	-29.6	-160.2	==> O.K
	SB	193.0	14.0	14.0	14.0	80.1	==> O.K
13.2	LCT		-16.5	-16.5	-16.5	-5.4	==> O.K
	LCB		-23.1	-23.1	-23.1	-5.5	==> O.K
	UCT					-3.4	==> O.K
	UCB					-2.5	==> O.K
	ST	-115.4	-19.4	-19.4	-19.4	-158.1	==> O.K
	SB	144.4	-29.3	-29.3	-29.3	17.1	==> O.K
8.3	LCT		-15.5	-15.5	-15.5	-7.1	==> O.K
	LCB		-22.4	-22.4	-22.4	-7.7	==> O.K
	UCT					-2.9	==> O.K
	UCB					-2.2	==> O.K
	ST	-111.4	-16.9	-16.9	-16.9	-152.6	==> O.K
	SB	139.4	-33.8	-33.8	-33.8	10.7	==> O.K

8.0	LCT		-15.5	-15.5	-15.5	-7.3 ==> O.K
	LCB		-22.3	-22.3	-22.3	-7.9 ==> O.K
	UCT					-2.8 ==> O.K
	UCB					-2.1 ==> O.K
	ST	.0	59.0	59.0	59.0	30.4 ==> O.K
	SB	.0	-159.7	-159.7	-159.7	-184.6 ==> O.K
.0	LCT		-14.3	-14.3	-14.3	-12.8 ==> O.K
	LCB		-19.9	-19.9	-19.9	-16.4 ==> O.K
	UCT					1.7 ==> O.K
	UCB					1.4 ==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0
	UCT					-12.0~2.1
	UCB					-12.0~2.1

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

STEP1 : DL0 + PREFLEX
STEP2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
STEP2-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1
STEP2-2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2
STEP3 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ C3 + S3 + C4 + S4 + RELAXATION + PS LOSS

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

4), 5-3)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산
(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP3-1

허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	
22.0	ST	-164.4	==> O.K
	SB	164.7	==> O.K
14.6	ST	-145.7	==> O.K
	SB	148.7	==> O.K
13.2	ST	-137.5	==> O.K
	SB	141.5	==> O.K
8.3	ST	-135.5	==> O.K
	SB	80.3	==> O.K
8.0	ST	-130.1	==> O.K
	SB	74.1	==> O.K
.0	ST	46.2	==> O.K
	SB	-112.2	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력

STEP3-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + P.S.
+ add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ RELAXATION + PS LOSS

항복에 대한 안전 검토 (최대응력 발생 단면)

* 강형 상연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = -257.9 > -355.0 MPa ==> O.K.

* 강형 하연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = 171.8 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -8.5 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -6.5 > -18.0 MPa ==> O.K.

8) 처짐 검토

8-1) 프리플랙스 및 릴리즈에 의한 처짐

8-1-1) 0 < X < .3000 L

d = P * (.1050*L^2*X - .1667*X^3) / (E*I)

L : 받침간 거리

X : 지점으로 부터의 거리

P : 집중 하중

E : 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

8-1-2) .3000 L < X < 0.5 L

d = P * (.1500*L^2*X - .1500*X^2*L - .0045*L^3) / (E*I)

8-2) 강형 자중, 하부콘크리트 자중, 합성전 고정하중, 합성후 고정하중에 의한 처짐

d = w * [X*(L^3 - 2*L*X^2 + X^3) / 24] / (E*I)

w : 등분포 하중

8-3) 크리프, 건조수축, 프리스트레스, 프리스트레스 손실에 의한 처짐

d = M * [X*(L-X) / 2] / (E*I)

M : 모멘트

8-4) 하중별 처짐

(단위 : mm)

DIST.	.0	2745.6	5491.3	8236.9	10982.5	13728.1	16473.8	19219.4	21965.0
DL0	.0	-4.1	-8.0	-11.6	-14.8	-17.3	-19.2	-20.3	-20.7
PREF.	.0	-21.1	-41.4	-60.1	-76.5	-89.7	-99.2	-104.9	-106.8
RELE.	.0	7.5	14.6	21.2	27.0	31.7	35.0	37.0	37.7
DL1	.0	-3.2	-6.3	-9.1	-11.5	-13.5	-15.0	-15.9	-16.2
CR1	.0	.2	.3	.5	.6	.7	.7	.8	.8
SH1	.0	5.1	9.6	13.3	16.4	18.8	20.5	21.5	21.9
P.S.	.0	14.7	27.5	38.3	47.2	54.1	59.0	61.9	62.9
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-8.4	-16.4	-23.7	-30.1	-35.2	-39.1	-41.4	-42.2
DL3	.0	-3.7	-7.2	-10.4	-13.1	-15.4	-17.1	-18.1	-18.4

CR3	.0	1.9	3.5	4.9	6.0	6.9	7.5	7.9	8.0
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
CR4	.0	-1.2	-2.2	-3.1	-3.8	-4.4	-4.8	-5.0	-5.1
SH4	.0	-2.7	-5.0	-6.9	-8.5	-9.8	-10.7	-11.2	-11.4
PS LOSS	.0	-.2	-.4	-.5	-.6	-.7	-.8	-.8	-.8
RELAX	.0	-.3	-.6	-.8	-1.0	-1.1	-1.2	-1.3	-1.3
SUM1	.0	-18.3	-37.1	-55.4	-71.8	-85.4	-95.5	-101.6	-103.7
SUM2	.0	-15.5	-31.9	-48.0	-62.8	-75.1	-84.2	-89.8	-91.7

* SUM1 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3
* SUM2 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3 + PS LOSS + RELAX
+ CR1 + SH1 + CR2 + SH2 + CR3 + SH3 + CR4 + SH4

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 16.9 mm
* SPAN / DELTA : 2599.4 > 1900 ==> O.K

* 주행안전성에 대한 검토도 만족함

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	285.68	731.54	663.96	626.28	2307.46	-524.74
8.0	182.08	475.40	423.19	423.49	1504.16	-524.74
8.3	178.18	465.75	414.12	415.92	1473.98	-524.74
22.0	.00	.00	.00	119.67	119.67	.00

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 전단력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 전단력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 전단력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 전단력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* TOTAL : DL1 + DL2 + DL3 + LL+I
* RELEASE : 릴리즈에 의한 전단력

9-2) 하부콘크리트

9-2-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	H0
0.	85912.	617.	.5298E+08	-239066.	.1306E+12	-261.
7965.	85912.	617.	.5298E+08	-342659.	.1306E+12	-243.
8265.	85912.	617.	.5298E+08	-346561.	.1306E+12	-243.
21965.	85912.	812.	.6976E+08	0.	.1899E+12	0.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트) 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 하부콘크리트의 단면 1차 모멘트
(= Ac/n * dvc)
* n : 5.97923
* Ac : 2-1-3) AREA N. 참조
* S1 : DL1 + RELEASE
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* H0 : S1 * G / Iv + Hps<dist>

* 프리스트레스에 의한 영향 (Hps<0>)

a : 21965.000
Pps : -9527224.000
Fps : .189
Hps<0> = 2*Pps*Fps/a = -163.719 (N/mm)
a : 단면의 수평력 저항 범위
Pps : 프리스트레스에 의한 수평력

$$Fps = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923
As : 강형의 단면적
d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트
Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 2050.000
Ps : 1585073.000
Fs : .408

Hs = 2*Ps*Fs/a = 630.826 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 17.93770

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 2050.000

Pt : 211343.100

Ft : .189

Ht = 2*Pt*Ft/a = 38.913 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Hs+Ht
0.	261.	631.	39.	930.
7965.	243.	0.	0.	243.
8265.	243.	0.	0.	243.
21965.	0.	0.	0.	0.

9-2-4) 스터드 간격 (하부콘크리트)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	70.0	6	17975.	930.4	115.9
7965.	22.0	70.0	6	17975.	243.3	443.2
7965.	22.0	70.0	6	17975.	243.3	443.2
21965.	22.0	70.0	6	17975.	.1	10000.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	98997.	1205.	.1193E+09	1290240.	.3685E+12	418.
7965.	98997.	1205.	.1193E+09	846679.	.3685E+12	274.
8265.	98997.	1205.	.1193E+09	830040.	.3685E+12	269.
21965.	96529.	1141.	.1101E+09	119671.	.3880E+12	34.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트+상부슬래브) 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 상부슬래브의 단면 1차 모멘트
  (= Ac/n * dvc)
* n : 6.77674
* Ac : 2-1-3) AREA G. 참조
* S1 : DL3 + LL+I
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* Ho : S1 * G / Iv

9-3-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 2050.000

Ps : 1826502.000

Fs : .453

Hs = 2*Ps*Fs/a = 806.680 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 20.33023

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 2050.000

Pt : 211343.100

Ft : .217

Ht = 2*Pt*Ft/a = 44.643 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 6.77674

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

9-3-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Ht	Hs+Ht
0.	418.	807.	45.	462.	851.
7965.	274.	0.	0.	274.	0.
8265.	269.	0.	0.	269.	0.

21965.	34.	0.	0.	34.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	84.0	6	17612.	851.3	124.1
8265.	22.0	84.0	6	17612.	268.7	393.2
8265.	22.0	70.0	6	14677.	268.7	327.7
21965.	22.0	70.0	6	14677.	34.0	2593.3

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

10) 전단응력 검토

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* Tw = 20.000 mm < 1-2) 참조 >
* Vmax = 2449346.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =2651.00*20.00 = 53020. mm^2
* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .2665E+08 mm^3
* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 46.197 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 59.697 MPa ===> O.K.

11) 피로응력 검토

* 응력 반복 횟수 (철.설 p.9-32 참조)
  200만회 이상

구 분	응력 범주	허용피로응력범위
그루브 용접 연결		
상.하 플랜지의 맞대기 이음부	B	112 MPa

11-1) 상.하 플랜지의 맞대기 이음부

* 활하중, 충격하중 및 보도 등분포하중에 의한 강형에서의 최대 휨응력
  - 상 연 : -19.8 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 26.6 MPa ===> O.K.

12) 강형 단면 변화 구간의 결정

12-1) 단면 1-2 변화 구간

12-1-1) 상부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Yst
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Yst : 1193.15800 mm
허용 최대 길이 X = 21280.70 mm

b) 강형의 허용응력을 .560*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .560*355.0*Is/Yst
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Yst : 1193.15800 mm
허용 최대 길이 X = 14480.17 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8765.00 mm ===> O.K.

12-1-2) 하부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Ysb
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 16684.44 mm

b) 강형의 허용응력을 .560*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .560*355.0*Is/Ysb
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 11430.04 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8465.00 mm ===> O.K.

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* Vmax = 2449346.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .1291E+08 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 45.451 MPa ===> O.K.

13-1-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* Vmax = 2449346.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .4784E+07 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 25.257 MPa ===> O.K.

13-2) 프리플랙션하중 재하점부 검토 (프리플랙션 하중에 의한 전단력 및 수직력)

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Yst = 968.996 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw(I) = < 1-2) 참조 >
* UFt(I) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DLO = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .2631E+08 mm^3

* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DLO+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 16.290 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -108.01 * 951.5 / 969.0 = -106.1 (MPa)
- 평균 수직력 = -106.06 * 790.0 * 35.0 + (0.) = -2932585. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = -2932585. / (2*13179.0 * 4.24) = -26.2 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1731.004 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .5551E+07 mm^3
* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 5.156 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 192.95 * 1724.0 / 1731.0 = 192.2 (MPa)
- 평균 수직력 = 192.17 * 230.0 * 14.0 + (0.) = 618789. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = 618789. / (2*13179.0 * 4.24) = 5.5 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .1291E+08 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 12.370 MPa ===> O.K.

13-3-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .4784E+07 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 6.874 MPa ===> O.K.

5.4 합성거더의 설계 (G2 : KRL-2012)

PROGRAM DARP2000
DESIGN AND ANALYSIS OF REPRESTRESSED PREFLEX BEAM
VERSION 13.12.1H

1) 설계 조건

1-1) 일반사항

교량 등급 = KRL-2012 표준열차
주형의 갯수 = 3 ea
받침간 거리 = 43.930 m
주형의 간격 = 1.700 m
내측 주형

1-2) 강형 단면의 제원

강형의 총높이 = 2700.00 mm
강형 복부의 두께 = 20.00 mm

상부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	520.00<UFw1>	43930.00	21.00<UFt1>	(mm)
2	790.00<UFw2>	27400.00	35.00<UFt2>	(mm)

하부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	230.00<LFw1>	43930.00	14.00<LFt1>	(mm)
2	230.00<LFw2>	28000.00	14.00<LFt2>	(mm)

1-3) 콘크리트 단면의 제원

합성 주형의 총 높이 = 3000.00 mm

하부 콘크리트
하부 콘크리트의 두께 = 450.00 mm
하부 콘크리트의 폭 = 1200.00 mm
하부 콘크리트의 피복 두께 = 140.00 mm

복부 콘크리트
복부 콘크리트의 두께 = 300.00 mm

상부 슬래브
상부 슬래브의 두께 = 280.00 mm
상부 슬래브의 폭 = 1700.00 mm
상부 슬래브의 피복 두께 = 160.00 mm

헌치

헌치의 높이	=	150.00 mm
헌치의 폭	=	450.00 mm

1-4) 캔틸레버 제원

포장 두께	=	.00 mm
캔틸레버 길이	=	1200.00 mm

1-5) 재료의 성질

강재의 탄성계수	=	205000.00000 MPa
강재의 항복응력	=	355.00000 MPa
강재의 단위중량	=	.00007700 N/mm^3
콘크리트의 단위중량	=	.00002450 N/mm^3
하부콘크리트의 설계기준강도	=	45.00000 MPa
상부슬래브의 설계기준강도	=	30.00000 MPa
하부콘크리트의 탄성계수	=	34285.33000 MPa
상부슬래브의 탄성계수	=	30250.52000 MPa
탄성계수비 (강재/하부콘크리트)	=	5.97923
탄성계수비 (강재/상부슬래브)	=	6.77674

1-6) 크리프 및 건조수축

초기-프리스트레싱시의 크리프	=	.500
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 크리프	=	.000
슬래브 타설시-최종의 크리프	=	1.500
초기-최종의 크리프	=	2.000
초기-프리스트레싱시의 건조수축율	=	.000270
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 건조수축율	=	.000000
슬래브 타설시-최종의 건조수축율	=	.000000
초기-최종의 건조수축율	=	.000270

1-7) 프리플랙션

지점에서 재하점까지의 거리 / 지간	=	.300
프리플랙션시 강형의 응력 / 항복응력	=	.560
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

하부에 배치된 긴장재의 수	=	30 ea
상부에 배치된 긴장재의 수	=	36 ea
긴장재 1개의 단면적	=	138.700 mm^2
긴장재 1개의 프리스트레스 힘	=	171500.000 N
하부에 배치된 긴장재의 위치	=	85.000 mm
상부에 배치된 긴장재의 위치	=	190.000 mm

1-9) 전단연결재

스터드의 직경 = 22.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (하부CONC) = 70.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (슬래브) = 90.000 mm

2) 단면의 성질

2-1) 외력에 대한 단면의 성질

단면 환산시 n(탄성계수비) 적용

2-1-1) 총단면 성질

* 총단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 미고려

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
1-3		.2405E+06	.3505E+12	-1294.7	1391.3	1081.3	1531.3	-1468.7	-1188.7
1-4		.1517E+06	.1087E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
2-3		.2405E+06	.3505E+12	-1294.7	1391.3	1081.3	1531.3	-1468.7	-1188.7
2-4		.1517E+06	.1087E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
3-3		.2547E+06	.3731E+12	-1236.2	1463.8	1153.8	1603.8	-1396.2	-1116.2
3-4		.1660E+06	.1124E+12						

2-1-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
1-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
1-2	0- 7965	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		

1-3		.2376E+06	.3449E+12	-1277.9	1408.1	1098.1	1548.1	-1451.9	-1171.9
1-4		.1517E+06	.1087E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
2-3		.2376E+06	.3449E+12	-1277.9	1408.1	1098.1	1548.1	-1451.9	-1171.9
2-4		.1517E+06	.1087E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
3-3		.2519E+06	.3669E+12	-1219.5	1480.5	1170.5	1620.5	-1379.5	-1099.5
3-4		.1660E+06	.1124E+12						

* DIST : 지점으로부터의 거리
* I : 단면 2차 모멘트
* Yst : 중립축에서 강형상면까지의 거리
* Ysb : 중립축에서 강형하면까지의 거리
* Yict : 중립축에서 하부콘크리트 상면까지의 거리
* Yicb : 중립축에서 하부콘크리트 하면까지의 거리
* Yuct : 중립축에서 상부슬래브 상면까지의 거리
* Yucb : 중립축에서 상부슬래브 하면까지의 거리
* #-1 : 강형 단면
* #-2 : 강형+하부콘크리트 단면
* #-3 : 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면
* #-4 : 강형+상부슬래브 단면

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
1-3				572880.	177.
2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
2-3				572880.	177.
3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
3-3				556150.	177.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적

* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	1-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	1-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	1-3		.2024E+06	.2727E+12	-1049.1	1636.9	1326.9	1776.9	-1223.1	-943.1
S3	1-3		.1872E+06	.2328E+12	-922.9	1763.1	1453.1	1903.1	-1096.9	-816.9
C4	1-3		.1982E+06	.2645E+12	-1570.1	1115.9	805.9	1255.9	-1744.1	-1464.1
S4	1-3		.1841E+06	.2270E+12	-1690.1	995.9	685.9	1135.9	-1864.1	-1584.1
C1	2-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	2-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	2-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	2-3		.2024E+06	.2727E+12	-1049.1	1636.9	1326.9	1776.9	-1223.1	-943.1
S3	2-3		.1872E+06	.2328E+12	-922.9	1763.1	1453.1	1903.1	-1096.9	-816.9
C4	2-3		.1982E+06	.2645E+12	-1570.1	1115.9	805.9	1255.9	-1744.1	-1464.1
S4	2-3		.1841E+06	.2270E+12	-1690.1	995.9	685.9	1135.9	-1864.1	-1584.1
C1	3-2		.1549E+06	.1792E+12	-1723.8	976.2	666.2	1116.2		
S1	3-2		.1431E+06	.1689E+12	-1650.1	1049.9	739.9	1189.9		
C2	3-2		.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
S2	3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
C3	3-3		.2167E+06	.2874E+12	-994.0	1706.0	1396.0	1846.0	-1154.0	-874.0
S3	3-3		.2015E+06	.2441E+12	-871.5	1828.5	1518.5	1968.5	-1031.5	-751.5
C4	3-3		.2137E+06	.2999E+12	-1470.2	1229.8	919.8	1369.8	-1630.2	-1350.2
S4	3-3		.2000E+06	.2689E+12	-1569.6	1130.4	820.4	1270.4	-1729.6	-1449.6

2-2-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	1-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	1-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	1-2	0- 7965	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	1-3		.2008E+06	.2683E+12	-1035.7	1650.3	1340.3	1790.3	-1209.7	-929.7
S3	1-3		.1861E+06	.2292E+12	-912.0	1774.0	1464.0	1914.0	-1086.0	-806.0
C4	1-3		.1953E+06	.2608E+12	-1553.8	1132.2	822.2	1272.2	-1727.8	-1447.8
S4	1-3		.1813E+06	.2242E+12	-1674.3	1011.7	701.7	1151.7	-1848.3	-1568.3
C1	2-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	2-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	2-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	2-3		.2008E+06	.2683E+12	-1035.7	1650.3	1340.3	1790.3	-1209.7	-929.7
S3	2-3		.1861E+06	.2292E+12	-912.0	1774.0	1464.0	1914.0	-1086.0	-806.0
C4	2-3		.1953E+06	.2608E+12	-1553.8	1132.2	822.2	1272.2	-1727.8	-1447.8
S4	2-3		.1813E+06	.2242E+12	-1674.3	1011.7	701.7	1151.7	-1848.3	-1568.3
C1	3-2		.1526E+06	.1770E+12	-1709.2	990.8	680.8	1130.8		
S1	3-2		.1412E+06	.1667E+12	-1635.9	1064.1	754.1	1204.1		
C2	3-2		.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
S2	3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
C3	3-3		.2150E+06	.2826E+12	-981.0	1719.0	1409.0	1859.0	-1141.0	-861.0
S3	3-3		.2003E+06	.2402E+12	-861.0	1839.0	1529.0	1979.0	-1021.0	-741.0
C4	3-3		.2108E+06	.2955E+12	-1453.5	1246.5	936.5	1386.5	-1613.5	-1333.5
S4	3-3		.1972E+06	.2652E+12	-1553.1	1146.9	836.9	1286.9	-1713.1	-1433.1

* C1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프
* S4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축
* #-2 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트 단면 성질
* #-3 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면 성질

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱
* 단계2 : 프리스트레싱 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

2-2-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
C1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
C3	1-3				572880.	177.
S3	1-3				572880.	177.
C4	1-3				572880.	177.
S4	1-3				572880.	177.
C1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
C3	2-3				572880.	177.
S3	2-3				572880.	177.
C4	2-3				572880.	177.
S4	2-3				572880.	177.
C1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
C3	3-3				556150.	177.
S3	3-3				556150.	177.
C4	3-3				556150.	177.
S4	3-3				556150.	177.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적
* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
  또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

- 강형의 자중 (w0)
  .0000770 * 83890. = 6.4595 (N/mm)

- 하부콘크리트 (w1)
  .0000245 * (1200. * 450. - 230. * 14. - 20. * 296.) = 13.0061 (N/mm)

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [1700.*280. + 450.* 150. + 300.*(3000.-280.-450.)
  - 520.* 21. -2355.* 20.] = 28.5788 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 6. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(1700.-300.)*(3000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(1700.-300.)] = 25177.4 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.179 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  29.177 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .044

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .333 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

.990 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
22.0	1558.2	3137.5	7842.1	7038.4	8281.7	238.8	.0	28096.7
14.6	1385.0	2788.7	6970.4	6256.0	7386.7	212.3	.0	24999.1
13.2	1308.9	2635.5	6582.9	5912.2	6984.2	200.6	.0	23624.4
8.3	952.0	1916.9	4802.0	4300.3	5089.8	145.9	.0	17207.0
8.0	925.2	1862.9	4663.3	4179.0	4945.1	141.8	.0	16717.3
.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

* DL0 = w0*L*X/2 - w0*X*X/2
* DL1 = w1*L*X/2 - w1*X*X/2
* DL2 = w2*L*X/2 - w2*X*X/2 (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L*X/2 - w3*X*X/2
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 모멘트로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-3) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	TOTAL
22.0	.0	.0	.0	.0	163.3	.0	163.3
14.6	47.3	95.2	243.1	213.7	321.3	7.2	927.9
13.2	56.8	114.3	286.6	256.3	364.0	8.7	1086.7
8.3	88.5	178.2	458.0	399.7	520.8	13.6	1658.8
8.0	90.4	182.1	467.0	408.5	530.1	13.9	1691.9
.0	141.9	285.7	704.0	640.9	779.7	21.7	2573.8

* DL0 = w0*L/2 - w0*X
* DL1 = w1*L/2 - w1*X
* DL2 = w2*L/2 - w2*X (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L/2 - w3*X
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 전단력으로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (142.+ 286.+ 704.+ 641.) = 1861.040 kN
* 활하중 = 1.05 * 801.404 = 841.474 kN
* 총하중 = 2702.513 kN

4) 외력에 의한 응력

2-1-2)와 3-2)의 결과를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2	3	3	2	2	
DIST.	POSI.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	add. M1	add. M2	TOTAL
	ST	-20.5	-29.7	-74.3	-23.4	-28.3	.0	.0	-176.3
	SB	36.6	14.9	37.1	28.4	34.4	.0	.0	151.3
22.0	LCT		1.6	4.1	3.8	4.5	.0	.0	14.0
	LCB		2.9	7.2	5.2	6.3	.0	.0	21.5
	UCT			.0	-3.9	-4.7			-8.6
	UCB			.0	-3.1	-3.8			-6.9
	ST	-18.2	-26.4	-66.1	-20.8	-25.3	.0	.0	-156.8
	SB	32.5	13.2	33.0	25.2	30.7	.0	.0	134.6
14.6	LCT		1.4	3.6	3.3	4.1	.0	.0	12.5
	LCB		2.6	6.4	4.6	5.6	.0	.0	19.2
	UCT			.0	-3.5	-4.2			-7.7
	UCB			.0	-2.8	-3.4			-6.1
	ST	-17.2	-25.0	-62.4	-19.6	-23.9	.0	.0	-148.1
	SB	30.7	12.5	31.2	23.9	29.0	.0	.0	127.2
13.2	LCT		1.4	3.4	3.2	3.8	.0	.0	11.8
	LCB		2.4	6.0	4.4	5.3	.0	.0	18.1
	UCT			.0	-3.3	-4.0			-7.3
	UCB			.0	-2.6	-3.2			-5.8
	ST	-20.8	-29.1	-72.9	-15.9	-19.4	.0	.0	-158.1
	SB	26.0	10.3	25.9	17.6	21.4	.0	.0	101.1
8.3	LCT		1.0	2.4	2.3	2.8	.0	.0	8.5
	LCB		2.1	5.2	3.2	3.9	.0	.0	14.4
	UCT			.0	-2.7	-3.3			-5.9
	UCB			.0	-2.2	-2.6			-4.8

	ST	-20.2	-28.3	-70.8	-15.5	-18.8	.0	.0	-153.5
	SB	25.3	10.0	25.1	17.1	20.8	.0	.0	98.3
8.0	LCT		.9	2.4	2.2	2.7	.0	.0	8.2
	LCB		2.0	5.0	3.1	3.8	.0	.0	14.0
	UCT			.0	-2.6	-3.2			-5.8
	UCB			.0	-2.1	-2.6			-4.6
	ST	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	SB	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
.0	LCT		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	LCB		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	UCT			.0	.0	.0			.0
	UCB			.0	.0	.0			.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL0 : 강형 자중에 의한 응력
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 응력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 응력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 응력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 응력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

5) 프리플랙션 및 프리스트레스

5-1) 프리플랙션
* 프리플랙션 하중의 크기 (Pf) : 524743.900 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 13.179 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 6915600.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)
* 프리스트레스 응력(fi) : Pi/Ap = 171500.0/138.7 = 1236.482 MPa
* 정착시의 손실(DEL Pa) : Ap*Ep*DEL L/SPAN = 138.7*200000.0*6.00 / 44630.00 = 3729.330
* 탄성수축에 의한 손실 : 77.830 N

DEL Pel = Ap * 0.5 * n * fci
(긴장은 2회에 걸쳐 실시하며, 1단계에서는 목표 긴장량의 70%만큼, 2단계에서는
목표 긴장량의 100%가 되게끔 실시)
DEL Pel : 탄성수축에 의해 손실된 힘
DEL L : 정착장치에서 강연선의 활동량

Ap : 강연선의 단면적
Ep : 강연선의 탄성계수
n : 콘크리트에 대한 강연선의 탄성계수비
fci : 프리스트레싱에 의한 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 압축응력

* 잭 킹 힘 : Pi + DEL Pa + DEL Pel * N(긴장재의 수-1) / 2
= 171500.000+3729.330+ 77.830*32.5 = 177758.800 N

* 신장량 : 177758.8* 44630.0 / (138.7* 200000.0) =285.990 mm

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
22.0	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
14.6	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
13.2	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-94.6	65.8	46.6
	SB	118.4	-23.4	-116.8
8.3	LCT		-2.2	-16.4
	LCB		-4.7	-21.0
	ST	-91.2	63.4	46.6
	SB	114.1	-22.5	-116.8
8.0	LCT		-2.1	-16.4
	LCB		-4.5	-21.0
	ST	.0	.0	46.6
	SB	.0	.0	-116.8
.0	LCT		.0	-16.4
	LCB		.0	-21.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PREF. : 프리플랙션에 의한 응력
* RELEASE : 릴리즈에 의한 응력
* P.S. : 프리스트레스에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력

6) 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 영향

6-1) 단면력

크리프
* Pcr = [1 - e**(-a*phi)] * Ncr
- Pcr : 크리프에 의한 축하중
- a : 합성전의 단면적, 단면계수에 대한 합성후의 단면적, 단면계수에 대한 비
- phi : 크리프 계수
- Ncr : 합성된 콘크리트의 작용 축하중
* Mcr = Pcr * dcr
- dcr : 합성단면의 중립축에서 크리프 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

건조수축
* Psh = Es * es * Ac / nsh
- Psh : 건조수축에 의한 축하중
- Es : 강재의 탄성계수
- es : 건조수축계수
- Ac : 콘크리트의 단면적
- nsh : 건조수축 고려시의 탄성계수비
* Msh = Psh * dsh
- dsh : 합성단면의 중립축에서 건조수축 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

(단위 : m kN kN-m)

DIST.	CLAS.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
22.0	P.	-127.0	-3170.1	.0	.0	-1221.8	.0	-950.9	-1514.1
	M.	-114.7	-3096.5	.0	.0	-1993.5	.0	1365.9	2325.7
14.6	P.	-138.7	-3170.1	.0	.0	-1404.8	.0	-845.2	-1514.1
	M.	-125.3	-3096.5	.0	.0	-2292.1	.0	1214.1	2325.7
13.2	P.	-143.9	-3170.1	.0	.0	-1485.6	.0	-798.8	-1514.1
	M.	-130.0	-3096.5	.0	.0	-2424.0	.0	1147.3	2325.7

8.3	P.	-86.1	-3170.1	.0	.0	-1626.0	.0	-518.8	-1559.7
	M.	-59.8	-2404.8	.0	.0	-2541.2	.0	804.6	2606.7
8.0	P.	-82.4	-3170.1	.0	.0	-1640.3	.0	-504.2	-1559.7
	M.	-57.3	-2404.8	.0	.0	-2563.7	.0	781.9	2606.7
.0	P.	.0	-3170.1	.0	.0	-2251.3	.0	.0	-1559.7
	M.	.0	-2404.8	.0	.0	-3518.6	.0	.0	2606.7

* CR1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프에 의한 영향
* SH4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축에 의한 영향

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱 전
* 단계2 : 프리스트레싱 후 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

6-2) 응력

2-2-2)와 6-1)의 결과를 이용하여 계산

1단계
* 크리프 (CR1)
 - 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Pcr/A + Mcr/I*y
 - 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
  A : 단면적 (크리프에 대한)
  I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
  y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
  ncr : 크리프 고려시의 탄성계수비
  sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH1)
 - 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Psh/A + Msh/I*y
 - 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

3단계
* 크리프 (CR3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
sum f : 콘크리트 응력의 합
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
n : 상부 슬래브의 탄성계수비
* 건조수축 (SH3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es
A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)

4단계
* 크리프 (CR4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)
A : 단면적 (건조수축에 대한)

I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)

y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)

1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

(단위 : m MPa)

저항단면		2	2	2	2	3	3	3	3
DIST.	POSI.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.2	.0	-11.2	-21.3
	SB	-1.5	-42.2	.0	.0	-17.8	.0	1.3	2.4
22.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	.8	.0	.3	.6
	UCT					.3	.0	1.1	1.6
	UCB					.1	.0	.8	1.7
	PS					-16.4	.0	.6	1.1
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.4	.0	-10.0	-21.3
	SB	-1.6	-42.2	.0	.0	-20.5	.0	1.1	2.4
14.6	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.0	.0	.3	.6
	UCT					.4	.0	1.0	1.6
	UCB					.1	.0	.7	1.7
	PS					-18.9	.0	.5	1.1
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.5	.0	-9.4	-21.3
	SB	-1.7	-42.2	.0	.0	-21.7	.0	1.1	2.4
13.2	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.1	.0	.3	.6
	UCT					.4	.0	.9	1.6
	UCB					.1	.0	.7	1.7
	PS					-19.9	.0	.5	1.1
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.7	.0	-7.4	-28.1
	SB	-1.0	-42.9	.0	.0	-23.7	.0	.8	3.2
8.3	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.8
	UCT					.5	.0	.4	1.2
	UCB					.1	.0	.3	1.4
	PS					-21.8	.0	.4	1.5
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.7	.0	-7.2	-28.1
	SB	-1.0	-42.9	.0	.0	-23.9	.0	.8	3.2
8.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1

	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.8
	UCT					.5	.0	.4	1.2
	UCB					.1	.0	.3	1.4
	PS					-22.0	.0	.4	1.5
	ST	.0	12.4	.0	.0	2.4	.0	.0	-28.1
	SB	.0	-42.9	.0	.0	-32.9	.0	.0	3.2
.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.9	.0	.0	-.1
	LCB	.0	1.1	.0	.0	1.8	.0	.0	.8
	UCT					.7	.0	.0	1.2
	UCB					.1	.0	.0	1.4
	PS					-30.2	.0	.0	1.5

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력
* PS : PS강재 도심에서의 응력

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

* 크리프 및 건조수축
2-1-2)의 단면계수와 6-2)의 PS강재 도심에서의 응력결과를 이용하여 계산

* 릴랙세이션
2-1-2)의 단면계수와 릴랙세이션율 2.5 % 를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		3	3
DIST.	POSI.	PS LOSS	RELAX.
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
22.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3

	SB	1.8	2.8
14.6	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
13.2	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
8.3	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
8.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PS LOSS : 긴장력 손실(크리프,건조수축)에 의한 응력
* RELAX. : 긴장력 손실(릴랙세이션)에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

7) 응력 검토

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 고려시)

4), 5-3), 6-2)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP1	STEP2	STEP2-1	STEP2-2	STEP3	
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	
	ST	-111.3	-37.7	-37.7	-37.7	-195.4	==> O.K
	SB	198.8	22.5	22.5	22.5	112.8	==> O.K
22.0	LCT		-16.3	-16.3	-16.3	-2.6	==> O.K
	LCB		-22.6	-22.6	-22.6	-1.4	==> O.K
	UCT					-5.7	==> O.K
	UCB					-4.4	==> O.K
	ST	-109.0	-32.1	-32.1	-32.1	-174.5	==> O.K
	SB	194.7	16.6	16.6	16.6	93.2	==> O.K
14.6	LCT		-16.4	-16.4	-16.4	-4.1	==> O.K
	LCB		-22.9	-22.9	-22.9	-3.6	==> O.K
	UCT					-4.8	==> O.K
	UCB					-3.7	==> O.K
	ST	-108.0	-29.6	-29.6	-29.6	-165.2	==> O.K
	SB	193.0	14.0	14.0	14.0	84.5	==> O.K
13.2	LCT		-16.5	-16.5	-16.5	-4.8	==> O.K
	LCB		-23.1	-23.1	-23.1	-4.6	==> O.K
	UCT					-4.4	==> O.K
	UCB					-3.4	==> O.K
	ST	-115.4	-19.4	-19.4	-19.4	-161.9	==> O.K
	SB	144.4	-29.3	-29.3	-29.3	20.4	==> O.K
8.3	LCT		-15.5	-15.5	-15.5	-6.7	==> O.K
	LCB		-22.4	-22.4	-22.4	-7.1	==> O.K
	UCT					-3.9	==> O.K
	UCB					-3.0	==> O.K
	ST	-111.4	-16.9	-16.9	-16.9	-156.1	==> O.K
	SB	139.4	-33.8	-33.8	-33.8	13.9	==> O.K

8.0	LCT		-15.5	-15.5	-15.5	-6.8	==> O.K
	LCB		-22.3	-22.3	-22.3	-7.3	==> O.K
	UCT					-3.7	==> O.K
	UCB					-2.9	==> O.K
	ST	.0	59.0	59.0	59.0	32.8	==> O.K
	SB	.0	-159.7	-159.7	-159.7	-184.7	==> O.K
.0	LCT		-14.3	-14.3	-14.3	-12.8	==> O.K
	LCB		-19.9	-19.9	-19.9	-16.5	==> O.K
	UCT					1.8	==> O.K
	UCB					1.5	==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

STEP1 : DL0 + PREFLEX
STEP2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
STEP2-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1
STEP2-2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2
STEP3 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ C3 + S3 + C4 + S4 + RELAXATION + PS LOSS

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

4), 5-3)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산
(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP3-1

허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	
22.0	ST	-172.4	==> O.K
	SB	170.7	==> O.K
14.6	ST	-152.8	==> O.K
	SB	154.0	==> O.K
13.2	ST	-144.2	==> O.K
	SB	146.6	==> O.K
8.3	ST	-140.8	==> O.K
	SB	84.0	==> O.K
8.0	ST	-135.2	==> O.K
	SB	77.7	==> O.K
.0	ST	46.1	==> O.K
	SB	-112.1	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력

STEP3-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + P.S.
+ add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ RELAXATION + PS LOSS

항복에 대한 안전 검토 (최대응력 발생 단면)

* 강형 상연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = -271.3 > -355.0 MPa ==> O.K.

* 강형 하연

1.35*(DL0+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = 183.0 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

=-11.1 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연
1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4
= -8.6 > -18.0 MPa ==> O.K.

8) 처짐 검토

8-1) 프리플랙스 및 릴리즈에 의한 처짐
8-1-1) 0 < X < .3000 L
d = P * (.1050*L^2*X - .1667*X^3) / (E*I)
L : 받침간 거리
X : 지점으로 부터의 거리
P : 집중 하중
E : 탄성계수
I : 단면 2차 모멘트

8-1-2) .3000 L < X < 0.5 L
d = P * (.1500*L^2*X - .1500*X^2*L - .0045*L^3) / (E*I)

8-2) 강형 자중, 하부콘크리트 자중, 합성전 고정하중, 합성후 고정하중에 의한 처짐
d = w * [X*(L^3 - 2*L*X^2 + X^3) / 24] / (E*I)
w : 등분포 하중

8-3) 크리프, 건조수축, 프리스트레스, 프리스트레스 손실에 의한 처짐
d = M * [X*(L-X) / 2] / (E*I)
M : 모멘트

8-4) 하중별 처짐

(단위 : mm)

DIST.	.0	2745.6	5491.3	8236.9	10982.5	13728.1	16473.8	19219.4	21965.0
DL0	.0	-4.1	-8.0	-11.6	-14.8	-17.3	-19.2	-20.3	-20.7
PREF.	.0	-21.1	-41.4	-60.1	-76.5	-89.7	-99.2	-104.9	-106.8
RELE.	.0	7.5	14.6	21.2	27.0	31.7	35.0	37.0	37.7
DL1	.0	-3.2	-6.3	-9.1	-11.5	-13.5	-15.0	-15.9	-16.2
CR1	.0	.2	.3	.5	.6	.7	.7	.8	.8
SH1	.0	5.1	9.6	13.3	16.4	18.8	20.5	21.5	21.9
P.S.	.0	14.7	27.5	38.3	47.2	54.1	59.0	61.9	62.9
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-8.2	-16.1	-23.2	-29.5	-34.5	-38.3	-40.6	-41.3
DL3	.0	-3.7	-7.3	-10.6	-13.4	-15.7	-17.4	-18.5	-18.8

CR3	.0	1.9	3.6	5.1	6.2	7.1	7.8	8.2	8.3
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
CR4	.0	-1.3	-2.4	-3.3	-4.1	-4.7	-5.1	-5.4	-5.4
SH4	.0	-2.4	-4.5	-6.3	-7.7	-8.9	-9.7	-10.2	-10.3
PS LOSS	.0	-.2	-.4	-.5	-.6	-.7	-.8	-.8	-.9
RELAX	.0	-.3	-.6	-.8	-1.0	-1.2	-1.3	-1.3	-1.3
SUM1	.0	-18.2	-36.9	-55.1	-71.5	-85.0	-95.0	-101.2	-103.2
SUM2	.0	-15.1	-31.3	-47.2	-61.7	-73.9	-82.9	-88.4	-90.3

* SUM1 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3
* SUM2 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3 + PS LOSS + RELAX
+ CR1 + SH1 + CR2 + SH2 + CR3 + SH3 + CR4 + SH4

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 19.3 mm
* SPAN / DELTA : 2276.2 > 1900 ==> O.K

* 주행안전성에 대한 검토도 만족함

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	285.68	703.98	640.87	801.40	2431.94	-524.74
8.0	182.08	466.96	408.48	543.97	1601.50	-524.74
8.3	178.18	458.04	399.72	534.37	1570.31	-524.74
22.0	.00	.00	.00	163.32	163.32	.00

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 전단력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 전단력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 전단력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 전단력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* TOTAL : DL1 + DL2 + DL3 + LL+I
* RELEASE : 릴리즈에 의한 전단력

9-2) 하부콘크리트

9-2-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	H0
0.	85912.	617.	.5298E+08	-239066.	.1306E+12	-261.
7965.	85912.	617.	.5298E+08	-342659.	.1306E+12	-243.
8265.	85912.	617.	.5298E+08	-346561.	.1306E+12	-243.
21965.	85912.	812.	.6976E+08	0.	.1899E+12	0.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트) 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 하부콘크리트의 단면 1차 모멘트
(= Ac/n * dvc)
* n : 5.97923
* Ac : 2-1-3) AREA N. 참조
* S1 : DL1 + RELEASE
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* H0 : S1 * G / Iv + Hps<dist>

* 프리스트레스에 의한 영향 (Hps<0>)

a : 21965.000
Pps : -9527224.000
Fps : .189
Hps<0> = 2*Pps*Fps/a = -163.719 (N/mm)
a : 단면의 수평력 저항 범위
Pps : 프리스트레스에 의한 수평력

$$Fps = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923
As : 강형의 단면적
d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트
Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1700.000
Ps : 1585073.000
Fs : .408

Hs = 2*Ps*Fs/a = 760.701 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 17.93770

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1700.000

Pt : 211343.100

Ft : .189

Ht = 2*Pt*Ft/a = 46.925 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Hs+Ht
0.	261.	761.	47.	1068.
7965.	243.	0.	0.	243.
8265.	243.	0.	0.	243.
21965.	0.	0.	0.	0.

9-2-4) 스터드 간격 (하부콘크리트)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	70.0	6	17975.	1068.3	101.0
7965.	22.0	70.0	6	17975.	243.3	443.2
7965.	22.0	70.0	6	17975.	243.3	443.2
21965.	22.0	70.0	6	17975.	.1	10000.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	84536.	1275.	.1078E+09	1442276.	.3449E+12	451.
7965.	84536.	1275.	.1078E+09	952451.	.3449E+12	298.
8265.	84536.	1275.	.1078E+09	934094.	.3449E+12	292.
21965.	82067.	1202.	.9867E+08	163321.	.3669E+12	44.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트+상부슬래브) 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 상부슬래브의 단면 1차 모멘트
  (= Ac/n * dvc)
* n : 6.77674
* Ac : 2-1-3) AREA G. 참조
* S1 : DL3 + LL+I
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* Ho : S1 * G / Iv

9-3-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1700.000

Ps : 1559693.000

Fs : .493

Hs = 2*Ps*Fs/a = 904.809 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 20.33023

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1700.000

Pt : 211343.100

Ft : .245

Ht = 2*Pt*Ft/a = 60.970 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 6.77674

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

9-3-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Ht	Hs+Ht
0.	451.	905.	61.	512.	966.
7965.	298.	0.	0.	298.	0.
8265.	292.	0.	0.	292.	0.

21965.	44.	0.	0.	44.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	84.0	6	17612.	965.8	109.4
8265.	22.0	84.0	6	17612.	291.9	362.0
8265.	22.0	70.0	6	14677.	291.9	301.7
21965.	22.0	70.0	6	14677.	43.9	2005.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

10) 전단응력 검토

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* Tw = 20.000 mm < 1-2) 참조 >
* Vmax = 2573823.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =2651.00*20.00 = 53020. mm^2
* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .2665E+08 mm^3
* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 48.544 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 62.731 MPa ===> O.K.

11) 피로응력 검토

* 응력 반복 횟수 (철.설 p.9-32 참조)
  200만회 이상

구 분	응력 범주	허용피로응력범위
그루브 용접 연결 상.하 플랜지의 맞대기 이음부	B	112 MPa

11-1) 상.하 플랜지의 맞대기 이음부

* 활하중, 충격하중 및 보도 등분포하중에 의한 강형에서의 최대 휨응력
  - 상 연 : -28.3 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 34.4 MPa ===> O.K.

12) 강형 단면 변화 구간의 결정

12-1) 단면 1-2 변화 구간

12-1-1) 상부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Yst
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Yst : 1193.15800 mm
허용 최대 길이 X = 21280.70 mm

b) 강형의 허용응력을 .560*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .560*355.0*Is/Yst
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Yst : 1193.15800 mm
허용 최대 길이 X = 14480.17 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8765.00 mm ===> O.K.

12-1-2) 하부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Ysb
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 16684.44 mm

b) 강형의 허용응력을 .560*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .560*355.0*Is/Ysb
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 11430.04 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8465.00 mm ===> O.K.

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* Vmax = 2573823.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .1291E+08 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 47.760 MPa ===> O.K.

13-1-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* Vmax = 2573823.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .4784E+07 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 26.540 MPa ===> O.K.

13-2) 프리플랙션하중 재하점부 검토 (프리플랙션 하중에 의한 전단력 및 수직력)

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Yst = 968.996 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw(I) = < 1-2) 참조 >
* UFt(I) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .2631E+08 mm^3

* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 16.290 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -108.01 * 951.5 / 969.0 = -106.1 (MPa)
- 평균 수직력 = -106.06 * 790.0 * 35.0 + (0.) = -2932585. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = -2932585. / (2*13179.0 * 4.24) = -26.2 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1731.004 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .5551E+07 mm^3
* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 5.156 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 192.95 * 1724.0 / 1731.0 = 192.2 (MPa)
- 평균 수직력 = 192.17 * 230.0 * 14.0 + (0.) = 618789. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = 618789. / (2*13179.0 * 4.24) = 5.5 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .1291E+08 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 12.370 MPa ===> O.K.

13-3-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .4784E+07 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 6.874 MPa ===> O.K.

5.5 합성거더의 설계 (G3 : KRL-2012)

PROGRAM DARP2000
DESIGN AND ANALYSIS OF REPRESTRESSED PREFLEX BEAM
VERSION 13.12.1H

1) 설계 조건

1-1) 일반사항

교량 등급 = KRL-2012 표준열차
주형의 갯수 = 3 ea
받침간 거리 = 43.930 m
주형의 간격 = 1.700 m
외측 주형

1-2) 강형 단면의 제원

강형의 총높이 = 2700.00 mm
강형 복부의 두께 = 20.00 mm

상부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	520.00<UFw1>	43930.00	21.00<UFt1>	(mm)
2	790.00<UFw2>	27400.00	35.00<UFt2>	(mm)

하부플랜지 단면 종류의 수 = 2

no	폭	변화단면간 거리	두께	
1	230.00<LFw1>	43930.00	14.00<LFt1>	(mm)
2	230.00<LFw2>	28000.00	14.00<LFt2>	(mm)

1-3) 콘크리트 단면의 제원

합성 주형의 총 높이 = 3000.00 mm

하부 콘크리트
하부 콘크리트의 두께 = 450.00 mm
하부 콘크리트의 폭 = 1200.00 mm
하부 콘크리트의 피복 두께 = 140.00 mm

복부 콘크리트
복부 콘크리트의 두께 = 300.00 mm

상부 슬래브
상부 슬래브의 두께 = 280.00 mm
상부 슬래브의 폭 = 1850.00 mm
상부 슬래브의 피복 두께 = 160.00 mm

헌치

헌치의 높이	=	150.00 mm
헌치의 폭	=	450.00 mm

1-4) 캔틸레버 제원

포장 두께	=	.00 mm
캔틸레버 길이	=	1000.00 mm

1-5) 재료의 성질

강재의 탄성계수	=	205000.00000 MPa
강재의 항복응력	=	355.00000 MPa
강재의 단위중량	=	.00007700 N/mm^3
콘크리트의 단위중량	=	.00002450 N/mm^3
하부콘크리트의 설계기준강도	=	45.00000 MPa
상부슬래브의 설계기준강도	=	30.00000 MPa
하부콘크리트의 탄성계수	=	34285.33000 MPa
상부슬래브의 탄성계수	=	30250.52000 MPa
탄성계수비 (강재/하부콘크리트)	=	5.97923
탄성계수비 (강재/상부슬래브)	=	6.77674

1-6) 크리프 및 건조수축

초기-프리스트레싱시의 크리프	=	.500
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 크리프	=	.000
슬래브 타설시-최종의 크리프	=	1.500
초기-최종의 크리프	=	2.000
초기-프리스트레싱시의 건조수축율	=	.000270
프리스트레싱시-슬래브 타설시의 건조수축율	=	.000000
슬래브 타설시-최종의 건조수축율	=	.000000
초기-최종의 건조수축율	=	.000270

1-7) 프리플랙션

지점에서 재하점까지의 거리 / 지간	=	.300
프리플랙션시 강형의 응력 / 항복응력	=	.560
프리플랙션시 처짐 보정계수	=	.100

1-8) 프리스트레싱

하부에 배치된 긴장재의 수	=	30 ea
상부에 배치된 긴장재의 수	=	36 ea
긴장재 1개의 단면적	=	138.700 mm^2
긴장재 1개의 프리스트레스 힘	=	171500.000 N
하부에 배치된 긴장재의 위치	=	85.000 mm
상부에 배치된 긴장재의 위치	=	190.000 mm

1-9) 전단연결재

스터드의 직경 = 22.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (하부CONC) = 70.000 mm

스터드 상면까지의 피복 두께 (슬래브) = 90.000 mm

2) 단면의 성질

2-1) 외력에 대한 단면의 성질

단면 환산시 n(탄성계수비) 적용

2-1-1) 총단면 성질

* 총단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 미고려

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Yict	Yicb	Yuct	Yucb
1-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
1-3		.2467E+06	.3612E+12	-1261.3	1424.7	1114.7	1564.7	-1435.3	-1155.3
1-4		.1579E+06	.1106E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
2-3		.2467E+06	.3612E+12	-1261.3	1424.7	1114.7	1564.7	-1435.3	-1155.3
2-4		.1579E+06	.1106E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
3-3		.2609E+06	.3827E+12	-1206.3	1493.7	1183.7	1633.7	-1366.3	-1086.3
3-4		.1722E+06	.1140E+12						

2-1-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Yict	Yicb	Yuct	Yucb
1-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
1-2	0- 7965	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		

1-3		.2438E+06	.3553E+12	-1244.6	1441.4	1131.4	1581.4	-1418.6	-1138.6
1-4		.1579E+06	.1106E+12						
2-1		.6716E+05	.5468E+11	-1193.2	1492.8				
2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
2-3		.2438E+06	.3553E+12	-1244.6	1441.4	1131.4	1581.4	-1418.6	-1138.6
2-4		.1579E+06	.1106E+12						
3-1		.8389E+05	.7378E+11	-969.0	1731.0				
3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
3-3		.2581E+06	.3763E+12	-1189.7	1510.3	1200.3	1650.3	-1349.7	-1069.7
3-4		.1722E+06	.1140E+12						

* DIST : 지점으로부터의 거리
* I : 단면 2차 모멘트
* Yst : 중립축에서 강형상면까지의 거리
* Ysb : 중립축에서 강형하면까지의 거리
* Yict : 중립축에서 하부콘크리트 상면까지의 거리
* Yicb : 중립축에서 하부콘크리트 하면까지의 거리
* Yuct : 중립축에서 상부슬래브 상면까지의 거리
* Yucb : 중립축에서 상부슬래브 하면까지의 거리
* #-1 : 강형 단면
* #-2 : 강형+하부콘크리트 단면
* #-3 : 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면
* #-4 : 강형+상부슬래브 단면

2-1-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
1-3				614880.	174.
2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
2-3				614880.	174.
3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
3-3				598150.	175.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적

* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

2-2) 크리프와 건조수축에 대한 단면의 성질

2-2-1) 총단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	1-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	1-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	1-2	0- 7965	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	1-3		.2086E+06	.2798E+12	-1016.9	1669.1	1359.1	1809.1	-1190.9	-910.9
S3	1-3		.1934E+06	.2383E+12	-892.2	1793.8	1483.8	1933.8	-1066.2	-786.2
C4	1-3		.2013E+06	.2723E+12	-1545.4	1140.6	830.6	1280.6	-1719.4	-1439.4
S4	1-3		.1862E+06	.2331E+12	-1670.9	1015.1	705.1	1155.1	-1844.9	-1564.9
C1	2-2		.1382E+06	.1243E+12	-1917.0	769.0	459.0	909.0		
S1	2-2		.1263E+06	.1181E+12	-1852.9	833.1	523.1	973.1		
C2	2-2		.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
S2	2-2	7965- 8265	.1559E+06	.1320E+12	-1994.9	691.1	381.1	831.1		
C3	2-3		.2086E+06	.2798E+12	-1016.9	1669.1	1359.1	1809.1	-1190.9	-910.9
S3	2-3		.1934E+06	.2383E+12	-892.2	1793.8	1483.8	1933.8	-1066.2	-786.2
C4	2-3		.2013E+06	.2723E+12	-1545.4	1140.6	830.6	1280.6	-1719.4	-1439.4
S4	2-3		.1862E+06	.2331E+12	-1670.9	1015.1	705.1	1155.1	-1844.9	-1564.9
C1	3-2		.1549E+06	.1792E+12	-1723.8	976.2	666.2	1116.2		
S1	3-2		.1431E+06	.1689E+12	-1650.1	1049.9	739.9	1189.9		
C2	3-2		.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
S2	3-2	8265-21965	.1727E+06	.1922E+12	-1815.5	884.5	574.5	1024.5		
C3	3-3		.2229E+06	.2936E+12	-965.8	1734.2	1424.2	1874.2	-1125.8	-845.8
S3	3-3		.2077E+06	.2489E+12	-844.9	1855.1	1545.1	1995.1	-1004.9	-724.9
C4	3-3		.2168E+06	.3067E+12	-1448.9	1251.1	941.1	1391.1	-1608.9	-1328.9
S4	3-3		.2021E+06	.2741E+12	-1553.3	1146.7	836.7	1286.7	-1713.3	-1433.3

2-2-2) 순단면 성질

* 순단면 : 하부콘크리트에서의 긴장재에 의한 단면 손실을 고려한 단면으로서 응력 검토시 적용

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA	I	Yst	Ysb	Ylct	Ylcb	Yuct	Yucb
C1	1-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	1-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	1-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	1-2	0- 7965	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	1-3		.2070E+06	.2752E+12	-1003.7	1682.3	1372.3	1822.3	-1177.7	-897.7
S3	1-3		.1923E+06	.2346E+12	-881.5	1804.5	1494.5	1944.5	-1055.5	-775.5
C4	1-3		.1984E+06	.2685E+12	-1529.0	1157.0	847.0	1297.0	-1703.0	-1423.0
S4	1-3		.1833E+06	.2301E+12	-1655.1	1030.9	720.9	1170.9	-1829.1	-1549.1
C1	2-2		.1359E+06	.1230E+12	-1904.0	782.0	472.0	922.0		
S1	2-2		.1244E+06	.1167E+12	-1840.1	845.9	535.9	985.9		
C2	2-2		.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
S2	2-2	7965- 8265	.1531E+06	.1306E+12	-1982.0	704.0	394.0	844.0		
C3	2-3		.2070E+06	.2752E+12	-1003.7	1682.3	1372.3	1822.3	-1177.7	-897.7
S3	2-3		.1923E+06	.2346E+12	-881.5	1804.5	1494.5	1944.5	-1055.5	-775.5
C4	2-3		.1984E+06	.2685E+12	-1529.0	1157.0	847.0	1297.0	-1703.0	-1423.0
S4	2-3		.1833E+06	.2301E+12	-1655.1	1030.9	720.9	1170.9	-1829.1	-1549.1
C1	3-2		.1526E+06	.1770E+12	-1709.2	990.8	680.8	1130.8		
S1	3-2		.1412E+06	.1667E+12	-1635.9	1064.1	754.1	1204.1		
C2	3-2		.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
S2	3-2	8265-21965	.1698E+06	.1899E+12	-1800.6	899.4	589.4	1039.4		
C3	3-3		.2212E+06	.2887E+12	-952.9	1747.1	1437.1	1887.1	-1112.9	-832.9
S3	3-3		.2065E+06	.2449E+12	-834.6	1865.4	1555.4	2005.4	-994.6	-714.6
C4	3-3		.2139E+06	.3022E+12	-1432.2	1267.8	957.8	1407.8	-1592.2	-1312.2
S4	3-3		.1992E+06	.2703E+12	-1536.8	1163.2	853.2	1303.2	-1696.8	-1416.8

* C1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프
* S3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축
* C4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프
* S4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축
* #-2 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트 단면 성질
* #-3 : #단면에 대한 강형+하부콘크리트+상부슬래브 단면 성질

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱
* 단계2 : 프리스트레싱 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

2-2-3) 콘크리트 단면 성질

(단위 : mm)

구분	단면	DIST.	AREA N.	Yc N.	AREA G.	Yc G.
C1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	1-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	1-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	1-2	0- 7965	513687.	227.	530860.	225.
C3	1-3				614880.	174.
S3	1-3				614880.	174.
C4	1-3				614880.	174.
S4	1-3				614880.	174.
C1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	2-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	2-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	2-2	7965- 8265	513687.	227.	530860.	225.
C3	2-3				614880.	174.
S3	2-3				614880.	174.
C4	2-3				614880.	174.
S4	2-3				614880.	174.
C1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S1	3-2		513687.	227.	530860.	225.
C2	3-2		513687.	227.	530860.	225.
S2	3-2	8265-21965	513687.	227.	530860.	225.
C3	3-3				598150.	175.
S3	3-3				598150.	175.
C4	3-3				598150.	175.
S4	3-3				598150.	175.

* DIST : 지점으로부터의 거리
* AREA N. : 순단면적
* AREA G. : 총단면적
* Yc N. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
* Yc G. : 콘크리트하연(#-2 단면)으로부터 하부콘크리트 중심까지의 거리
  또는 콘크리트상연(#-3단면)으로부터 상부슬래브 중심까지의 거리
* #-2 : 하부콘크리트 단면
* #-3 : 상부슬래브 단면

3) 단면력 산정

3-1) 하중

3-1-1) 고정하중

- 강형의 자중 (w0)
  .0000770 * 83890. = 6.4595 (N/mm)

- 하부콘크리트 (w1)
  .0000245 * (1200. * 450. - 230. * 14. - 20. * 296.) = 13.0061 (N/mm)

- 합성전 고정하중 (w2) : 상부슬래브, 복부, 헌치
  .0000245 * [(1000.+1700./2.)*280. + 450.* 150. + 300.*(3000.-280.-450.)
  - 520.* 21. -2355.* 20.] = 29.6078 (N/mm)

- 가로보 (w2) : 집중하중으로서 고려
  가로보의 수 : 6. (개)
  가로보 1개의 중량
  .0000245 * [{(1700.-300.)*(3000.-280.-450.) - 450.*150.}*300.
  + 450.*150.*(1700.-300.)] / 2 = 12588.7 (N)

- 추가적인 합성전 고정하중 (w2)
  1.179 (N/mm)

- 합성후 고정하중 (w3)
  28.148 (N/mm)

3-1-2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중

3-1-3) 충격계수

i = .044

3-1-4) 횡분배계수

D.F. = .423 (이방성 판이론에 의거하여 산정)

3-1-5) 보도 등분포하중

.000 (N/mm)

3-2) 모멘트

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	add.M1+M2	TOTAL
22.0	1558.2	3137.5	7758.5	6790.2	10520.0	.0	.0	29764.4
14.6	1385.0	2788.7	6896.1	6035.4	9383.1	.0	.0	26488.3
13.2	1308.9	2635.5	6514.9	5703.7	8871.8	.0	.0	25034.9
8.3	952.0	1916.9	4745.6	4148.6	6465.5	.0	.0	18228.6
8.0	925.2	1862.9	4610.1	4031.7	6281.7	.0	.0	17711.5
.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

* DL0 = w0*L*X/2 - w0*X*X/2
* DL1 = w1*L*X/2 - w1*X*X/2
* DL2 = w2*L*X/2 - w2*X*X/2 (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L*X/2 - w3*X*X/2
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 모멘트로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-3) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	PEDE	TOTAL
22.0	.0	.0	.0	.0	207.5	.0	207.5
14.6	47.3	95.2	238.0	206.1	408.2	.0	994.9
13.2	56.8	114.3	283.1	247.3	462.4	.0	1163.8
8.3	88.5	178.2	447.0	385.6	661.6	.0	1760.8
8.0	90.4	182.1	456.2	394.1	673.4	.0	1796.2
.0	141.9	285.7	701.4	618.3	990.4	.0	2737.6

* DL0 = w0*L/2 - w0*X
* DL1 = w1*L/2 - w1*X
* DL2 = w2*L/2 - w2*X (가로보에 의한 영향은 집중하중으로 고려하여 포함시켰음)
* DL3 = w3*L/2 - w3*X
* LL+I = 활하중 및 충격에 의한 전단력으로서 영향선 개념을 이용하여 산정
* PEDE = 보도 등분포하중
* L = 지간 (받침간 거리)
* X = 지점으로부터의 거리 (DIST)

3-4) 지점 반력

* 고정하중 = 1.05 * (142.+ 286.+ 701.+ 618.) = 1834.603 kN
* 활하중 = 1.05 * 990.377 = 1039.896 kN
* 총하중 = 2874.499 kN

4) 외력에 의한 응력

2-1-2)와 3-2)의 결과를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2	3	3	2	2	
DIST.	POSI.	DL0	DL1	DL2	DL3	LL+I	add. M1	add. M2	TOTAL
	ST	-20.5	-29.7	-73.6	-21.5	-33.3	.0	.0	-178.5
	SB	36.6	14.9	36.7	27.3	42.2	.0	.0	157.6
22.0	LCT		1.6	4.0	3.6	5.6	.0	.0	14.9
	LCB		2.9	7.1	5.0	7.7	.0	.0	22.7
	UCT			.0	-3.6	-5.6			-9.2
	UCB			.0	-2.8	-4.4			-7.3
	ST	-18.2	-26.4	-65.4	-19.1	-29.7	.0	.0	-158.8
	SB	32.5	13.2	32.7	24.2	37.7	.0	.0	140.2
14.6	LCT		1.4	3.6	3.2	5.0	.0	.0	13.3
	LCB		2.6	6.3	4.4	6.9	.0	.0	20.2
	UCT			.0	-3.2	-5.0			-8.2
	UCB			.0	-2.5	-3.9			-6.5
	ST	-17.2	-25.0	-61.8	-18.0	-28.1	.0	.0	-150.0
	SB	30.7	12.5	30.9	22.9	35.6	.0	.0	132.5
13.2	LCT		1.4	3.4	3.0	4.7	.0	.0	12.5
	LCB		2.4	6.0	4.2	6.5	.0	.0	19.1
	UCT			.0	-3.0	-4.7			-7.7
	UCB			.0	-2.4	-3.7			-6.1
	ST	-20.8	-29.1	-72.0	-14.5	-22.6	.0	.0	-159.0
	SB	26.0	10.3	25.6	16.8	26.2	.0	.0	105.0
8.3	LCT		1.0	2.4	2.2	3.4	.0	.0	9.0
	LCB		2.1	5.1	3.1	4.8	.0	.0	15.1
	UCT			.0	-2.4	-3.8			-6.3
	UCB			.0	-2.0	-3.1			-5.0

	ST	-20.2	-28.3	-70.0	-14.1	-22.0	.0	.0	-154.5
	SB	25.3	10.0	24.8	16.4	25.5	.0	.0	102.0
8.0	LCT		.9	2.3	2.1	3.3	.0	.0	8.8
	LCB		2.0	5.0	3.0	4.7	.0	.0	14.7
	UCT			.0	-2.4	-3.7			-6.1
	UCB			.0	-1.9	-3.0			-4.9
	ST	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	SB	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
.0	LCT		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	LCB		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
	UCT			.0	.0	.0			.0
	UCB			.0	.0	.0			.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL0 : 강형 자중에 의한 응력
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 응력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 응력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 응력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 응력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

5) 프리플랙션 및 프리스트레스

5-1) 프리플랙션

* 프리플랙션 하중의 크기 (Pf) : 524743.900 N
* 지점에서 재하점까지의 거리 (Df) : 13.179 m
* 프리플랙션에 의한 모멘트 (Mpf) : Pf*Df = 6915600.000 N-m

5-2) 프리스트레스 (긴장재 1개당)

* 프리스트레스 응력(fi) : Pi/Ap = 171500.0/138.7 = 1236.482 MPa
* 정착시의 손실(DEL Pa) : Ap*Ep*DEL L/SPAN = 138.7*200000.0*6.00 / 44630.00 = 3729.330
* 탄성수축에 의한 손실 : 77.830 N

DEL Pel = Ap * 0.5 * n * fci

(긴장은 2회에 걸쳐 실시하며, 1단계에서는 목표 긴장량의 70%만큼, 2단계에서는 목표 긴장량의 100%가 되게끔 실시)

DEL Pel : 탄성수축에 의해 손실된 힘

DEL L : 정착장치에서 강연선의 활동량

Ap : 강연선의 단면적
Ep : 강연선의 탄성계수
n : 콘크리트에 대한 강연선의 탄성계수비
fci : 프리스트레싱에 의한 긴장재 도심 위치에서의 콘크리트 압축응력

* 잭 킹 힘 : Pi + DEL Pa + DEL Pel * N(긴장재의 수-1) / 2
= 171500.000+3729.330+ 77.830*32.5 = 177758.800 N

* 신장량 : 177758.8* 44630.0 / (138.7* 200000.0) =285.990 mm

5-3) 프리플랙션 및 프리스트레스에 의한 응력

(단위 : m MPa)

저항단면		1	2	2
DIST.	POSI.	PREF.	RELEASE	P.S.
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
22.0	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
14.6	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-90.8	65.6	29.6
	SB	162.2	-32.7	-114.7
13.2	LCT		-3.6	-16.4
	LCB		-6.3	-20.4
	ST	-94.6	65.8	46.6
	SB	118.4	-23.4	-116.8
8.3	LCT		-2.2	-16.4
	LCB		-4.7	-21.0
	ST	-91.2	63.4	46.6
	SB	114.1	-22.5	-116.8
8.0	LCT		-2.1	-16.4
	LCB		-4.5	-21.0
	ST	.0	.0	46.6
	SB	.0	.0	-116.8
.0	LCT		.0	-16.4
	LCB		.0	-21.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PREF. : 프리플랙션에 의한 응력
* RELEASE : 릴리즈에 의한 응력
* P.S. : 프리스트레스에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력

6) 콘크리트의 크리프 및 건조수축에 의한 영향

6-1) 단면력

크리프
* Pcr = [1 - e**(-a*phi)] * Ncr
- Pcr : 크리프에 의한 축하중
- a : 합성전의 단면적, 단면계수에 대한 합성후의 단면적, 단면계수에 대한 비
- phi : 크리프 계수
- Ncr : 합성된 콘크리트의 작용 축하중
* Mcr = Pcr * dcr
- dcr : 합성단면의 중립축에서 크리프 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

건조수축
* Psh = Es * es * Ac / nsh
- Psh : 건조수축에 의한 축하중
- Es : 강재의 탄성계수
- es : 건조수축계수
- Ac : 콘크리트의 단면적
- nsh : 건조수축 고려시의 탄성계수비
* Msh = Psh * dsh
- dsh : 합성단면의 중립축에서 건조수축 고려시의 콘크리트 축방향력 작용 중심까지의 거리

(단위 : m kN kN-m)

DIST.	CLAS.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
22.0	P.	-127.0	-3170.1	.0	.0	-1255.1	.0	-908.6	-1628.5
	M.	-114.7	-3096.5	.0	.0	-2083.1	.0	1288.0	2479.1
14.6	P.	-138.7	-3170.1	.0	.0	-1434.9	.0	-807.6	-1628.5
	M.	-125.3	-3096.5	.0	.0	-2381.5	.0	1144.8	2479.1
13.2	P.	-143.9	-3170.1	.0	.0	-1514.1	.0	-763.2	-1628.5
	M.	-130.0	-3096.5	.0	.0	-2513.0	.0	1081.9	2479.1

8.3	P.	-86.1	-3170.1	.0	.0	-1649.7	.0	-487.2	-1674.0
	M.	-59.8	-2404.8	.0	.0	-2631.1	.0	744.7	2769.8
8.0	P.	-82.4	-3170.1	.0	.0	-1663.3	.0	-473.5	-1674.0
	M.	-57.3	-2404.8	.0	.0	-2652.8	.0	723.7	2769.8
.0	P.	.0	-3170.1	.0	.0	-2255.4	.0	.0	-1674.0
	M.	.0	-2404.8	.0	.0	-3597.2	.0	.0	2769.8

* CR1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH1 : 단계1 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH2 : 단계2 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 크리프에 의한 영향
* SH3 : 단계3 동안의 하부콘크리트에서의 건조수축에 의한 영향
* CR4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 크리프에 의한 영향
* SH4 : 단계4 동안의 상부슬래브에서의 건조수축에 의한 영향

* 단계1 : 초기(릴리즈) - 프리스트레싱 전
* 단계2 : 프리스트레싱 후 - 슬래브 타설
* 단계3 : 슬래브 타설 - 최종
* 단계4 : 초기 - 최종

6-2) 응력

2-2-2)와 6-1)의 결과를 이용하여 계산

1단계
* 크리프 (CR1)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
  A : 단면적 (크리프에 대한)
  I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
  y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
  ncr : 크리프 고려시의 탄성계수비
  sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH1)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
  Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
  1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

3단계
* 크리프 (CR3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
sum f : 콘크리트 응력의 합
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
n : 상부 슬래브의 탄성계수비
* 건조수축 (SH3)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es
A : 단면적 (건조수축에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)

4단계
* 크리프 (CR4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Pcr/A + Mcr/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Pcr/A + Mcr/I*y)
A : 단면적 (크리프에 대한)
I : 단면2차 모멘트 (크리프에 대한)
y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (크리프에 대한)
- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)
1/ncr*(Pcr/A + Mcr/I*y) - {1-e**(-a*phi)}*sum f
sum f : 콘크리트 응력의 합
* 건조수축 (SH4)
- 강형 상연 및 하연 (ST,SB)
Psh/A + Msh/I*y
- 하부 콘크리트 상연 및 하연 (LCT,LCB)
1/n*(Psh/A + Msh/I*y)
A : 단면적 (건조수축에 대한)

I : 단면2차 모멘트 (건조수축에 대한)

y : 중립축에서 상연 및 하연까지의 거리 (건조수축에 대한)

- 상부 슬래브 상연 및 하연 (UCT,UCB)

1/nsh*(Psh/A + Msh/I*y) - 1/nsh*Es*es

(단위 : m MPa)

저항단면		2	2	2	2	3	3	3	3
DIST.	POSI.	CR1	SH1	CR2	SH2	CR3	SH3	CR4	SH4
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.2	.0	-10.4	-22.3
	SB	-1.5	-42.2	.0	.0	-18.3	.0	1.2	2.5
22.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	.8	.0	.3	.6
	UCT					.3	.0	.9	1.6
	UCB					.0	.0	.7	1.7
	PS					-16.8	.0	.5	1.2
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.4	.0	-9.2	-22.3
	SB	-1.6	-42.2	.0	.0	-20.9	.0	1.0	2.5
14.6	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.0	.0	.3	.6
	UCT					.4	.0	.8	1.6
	UCB					.1	.0	.6	1.7
	PS					-19.2	.0	.5	1.2
	ST	.3	7.9	.0	.0	1.5	.0	-8.7	-22.3
	SB	-1.7	-42.2	.0	.0	-22.1	.0	1.0	2.5
13.2	LCT	.0	2.1	.0	.0	.7	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.2	.0	.0	1.1	.0	.2	.6
	UCT					.4	.0	.8	1.6
	UCB					.1	.0	.6	1.7
	PS					-20.3	.0	.5	1.2
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.6	.0	-6.7	-29.1
	SB	-1.0	-42.9	.0	.0	-24.1	.0	.8	3.3
8.3	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1
	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.8
	UCT					.5	.0	.4	1.2
	UCB					.1	.0	.3	1.4
	PS					-22.1	.0	.3	1.5
	ST	.3	12.4	.0	.0	1.6	.0	-6.5	-29.1
	SB	-1.0	-42.9	.0	.0	-24.3	.0	.7	3.3
8.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.8	.0	.0	-.1

	LCB	.1	1.1	.0	.0	1.2	.0	.2	.8
	UCT					.5	.0	.4	1.2
	UCB					.1	.0	.2	1.4
	PS					-22.3	.0	.3	1.5
	ST	.0	12.4	.0	.0	2.2	.0	.0	-29.1
	SB	.0	-42.9	.0	.0	-32.9	.0	.0	3.3
.0	LCT	.0	2.1	.0	.0	.9	.0	.0	-.1
	LCB	.0	1.1	.0	.0	1.8	.0	.0	.8
	UCT					.7	.0	.0	1.2
	UCB					.1	.0	.0	1.4
	PS					-30.3	.0	.0	1.5

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력
* PS : PS강재 도심에서의 응력

6-3) PS강재의 장기손실에 의한 응력

* 크리프 및 건조수축
2-1-2)의 단면계수와 6-2)의 PS강재 도심에서의 응력결과를 이용하여 계산

* 릴랙세이션
2-1-2)의 단면계수와 릴랙세이션율 2.5 % 를 이용하여 계산

(단위 : m MPa)

저항단면		3	3
DIST.	POSI.	PS LOSS	RELAX.
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
22.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3

	SB	1.8	2.8
14.6	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
13.2	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
8.3	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
8.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0
	ST	-.2	-.3
	SB	1.8	2.8
.0	LCT	.3	.4
	LCB	.3	.5
	UCT	.0	-.1
	UCB	.0	.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* PS LOSS : 긴장력 손실(크리프,건조수축)에 의한 응력
* RELAX. : 긴장력 손실(릴랙세이션)에 의한 응력
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

7) 응력 검토

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 고려시)

4), 5-3), 6-2)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산

(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP1	STEP2	STEP2-1	STEP2-2	STEP3	
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	
	ST	-111.3	-37.7	-37.7	-37.7	-197.8	==> O.K
	SB	198.8	22.5	22.5	22.5	118.7	==> O.K
22.0	LCT		-16.3	-16.3	-16.3	-1.7	==> O.K
	LCB		-22.6	-22.6	-22.6	-.2	==> O.K
	UCT					-6.4	==> O.K
	UCB					-4.9	==> O.K
	ST	-109.0	-32.1	-32.1	-32.1	-176.7	==> O.K
	SB	194.7	16.6	16.6	16.6	98.4	==> O.K
14.6	LCT		-16.4	-16.4	-16.4	-3.3	==> O.K
	LCB		-22.9	-22.9	-22.9	-2.6	==> O.K
	UCT					-5.5	==> O.K
	UCB					-4.2	==> O.K
	ST	-108.0	-29.6	-29.6	-29.6	-167.4	==> O.K
	SB	193.0	14.0	14.0	14.0	89.5	==> O.K
13.2	LCT		-16.5	-16.5	-16.5	-4.0	==> O.K
	LCB		-23.1	-23.1	-23.1	-3.6	==> O.K
	UCT					-5.1	==> O.K
	UCB					-3.9	==> O.K
	ST	-115.4	-19.4	-19.4	-19.4	-163.1	==> O.K
	SB	144.4	-29.3	-29.3	-29.3	23.9	==> O.K
8.3	LCT		-15.5	-15.5	-15.5	-6.1	==> O.K
	LCB		-22.4	-22.4	-22.4	-6.3	==> O.K
	UCT					-4.3	==> O.K
	UCB					-3.4	==> O.K
	ST	-111.4	-16.9	-16.9	-16.9	-157.4	==> O.K
	SB	139.4	-33.8	-33.8	-33.8	17.3	==> O.K

8.0	LCT		-15.5	-15.5	-15.5	-6.3	==> O.K
	LCB		-22.3	-22.3	-22.3	-6.6	==> O.K
	UCT					-4.1	==> O.K
	UCB					-3.2	==> O.K
	ST	.0	59.0	59.0	59.0	31.7	==> O.K
	SB	.0	-159.7	-159.7	-159.7	-184.6	==> O.K
.0	LCT		-14.3	-14.3	-14.3	-12.8	==> O.K
	LCB		-19.9	-19.9	-19.9	-16.4	==> O.K
	UCT					1.7	==> O.K
	UCB					1.4	==> O.K
	ST	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(-)247	
	SB	(+-)284	(+-)215	(+-)215	(+-)215	(+)215	
허용응력	LCT		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	LCB		-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-24.8 ~ 0	-18.0 ~ 0	
	UCT					-12.0~2.1	
	UCB					-12.0~2.1	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력
* LCT : 하부콘크리트 상연의 응력
* LCB : 하부콘크리트 하연의 응력
* UCT : 상부슬래브 상연의 응력
* UCB : 상부슬래브 하연의 응력

STEP1 : DL0 + PREFLEX
STEP2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
STEP2-1 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1
STEP2-2 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2
STEP3 : DL0 + PREFLEX + DL1 +RELEASE + C1 + S1 + P.S.
+ C2 + S2 + add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ C3 + S3 + C4 + S4 + RELAXATION + PS LOSS

응력 집계 종합 (크리프, 건조수축 미고려시)

4), 5-3)의 결과를 주요 단계별로 구분하여 합산 계산
(단위 : m MPa)

DIST.	POSI.	STEP3-1

허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	
22.0	ST	-174.6	==> O.K
	SB	177.0	==> O.K
14.6	ST	-154.8	==> O.K
	SB	159.6	==> O.K
13.2	ST	-146.1	==> O.K
	SB	151.9	==> O.K
8.3	ST	-141.7	==> O.K
	SB	87.9	==> O.K
8.0	ST	-136.2	==> O.K
	SB	81.5	==> O.K
.0	ST	46.1	==> O.K
	SB	-112.1	==> O.K
허용응력	ST	(-)215	
	SB	(+)215	

* DIST : 지점으로부터의 거리
* ST : 강형 상연의 응력
* SB : 강형 하연의 응력

STEP3-1 : DLO + PREFLEX + DL1 +RELEASE + P.S.
+ add. M1 + add M2 + DL2 + DL3 + LL+I(+PEDE)
+ RELAXATION + PS LOSS

항복에 대한 안전 검토 (최대응력 발생 단면)

* 강형 상연

1.35*(DLO+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = -276.9 > -355.0 MPa ==> O.K.

* 강형 하연

1.35*(DLO+DL1+DL2+DL3) + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PREFLEX + RELEASE + P.S. + PS LOSS + REL
+ C1 + S1 + C2 + S2 + C3 +S3 + C4 + S4 = 195.0 < 355.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 상연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

=-12.4 > -18.0 MPa ==> O.K.

* 상부 슬래브 하연

1.35*DL3 + 1.85*(LL+I(+PEDE)) + PS LOSS + RELAX + C3 +S3 + C4 + S4

= -9.7 > -18.0 MPa ==> O.K.

8) 처짐 검토

8-1) 프리플랙스 및 릴리즈에 의한 처짐

8-1-1) 0 < X < .3000 L

d = P * (.1050*L^2*X - .1667*X^3) / (E*I)

L : 받침간 거리

X : 지점으로 부터의 거리

P : 집중 하중

E : 탄성계수

I : 단면 2차 모멘트

8-1-2) .3000 L < X < 0.5 L

d = P * (.1500*L^2*X - .1500*X^2*L - .0045*L^3) / (E*I)

8-2) 강형 자중, 하부콘크리트 자중, 합성전 고정하중, 합성후 고정하중에 의한 처짐

d = w * [X*(L^3 - 2*L*X^2 + X^3) / 24] / (E*I)

w : 등분포 하중

8-3) 크리프, 건조수축, 프리스트레스, 프리스트레스 손실에 의한 처짐

d = M * [X*(L-X) / 2] / (E*I)

M : 모멘트

8-4) 하중별 처짐

(단위 : mm)

DIST.	.0	2745.6	5491.3	8236.9	10982.5	13728.1	16473.8	19219.4	21965.0
DL0	.0	-4.1	-8.0	-11.6	-14.8	-17.3	-19.2	-20.3	-20.7
PREF.	.0	-21.1	-41.4	-60.1	-76.5	-89.7	-99.2	-104.9	-106.8
RELE.	.0	7.5	14.6	21.2	27.0	31.7	35.0	37.0	37.7
DL1	.0	-3.2	-6.3	-9.1	-11.5	-13.5	-15.0	-15.9	-16.2
CR1	.0	.2	.3	.5	.6	.7	.7	.8	.8
SH1	.0	5.1	9.6	13.3	16.4	18.8	20.5	21.5	21.9
P.S.	.0	14.7	27.5	38.3	47.2	54.1	59.0	61.9	62.9
CR2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
SH2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
DL2	.0	-8.0	-15.7	-22.7	-28.8	-33.8	-37.5	-39.7	-40.5
DL3	.0	-3.5	-6.9	-9.9	-12.6	-14.8	-16.4	-17.4	-17.7

CR3	.0	2.0	3.7	5.2	6.4	7.3	8.0	8.4	8.5
SH3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
CR4	.0	-1.2	-2.2	-3.1	-3.8	-4.3	-4.7	-4.9	-5.0
SH4	.0	-2.5	-4.7	-6.6	-8.1	-9.3	-10.1	-10.6	-10.8
PS LOSS	.0	-.2	-.4	-.5	-.7	-.7	-.8	-.9	-.9
RELAX	.0	-.3	-.6	-.8	-1.0	-1.1	-1.3	-1.3	-1.3
SUM1	.0	-17.8	-36.2	-54.0	-70.0	-83.4	-93.2	-99.2	-101.2
SUM2	.0	-14.7	-30.5	-46.0	-60.2	-72.1	-80.9	-86.3	-88.1

* SUM1 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3
* SUM2 = DL0 + PREF + RELE + DL1 + P.S + DL2 + DL3 + PS LOSS + RELAX
+ CR1 + SH1 + CR2 + SH2 + CR3 + SH3 + CR4 + SH4

8-5) 활하중에 의한 최대 처짐

8-5-1) 승객의 승차감 만족에 대한 검토 (FEM 해석)

* 활하중(단선, 충격포함)에 의한 최대 처짐 (DELTA) : 21.7 mm
* SPAN / DELTA : 2024.4 > 1900 ==> O.K

* 주행안전성에 대한 검토도 만족함

9) 전단 연결재

9-1) 전단력

(단위 : kN m)

DIST.	DL1	DL2	DL3	LL+I	TOTAL	RELEASE
.0	285.68	701.41	618.27	990.38	2595.73	-524.74
8.0	182.08	456.19	394.07	673.39	1705.74	-524.74
8.3	178.18	446.96	385.63	661.56	1672.33	-524.74
22.0	.00	.00	.00	207.46	207.46	.00

* DIST : 지점으로부터의 거리
* DL1 : 하부콘크리트 자중에 의한 전단력
* DL2 : 합성전 고정하중(상부슬래브,복부,헌치,가로보)에 의한 전단력
* DL3 : 합성후 고정하중에 의한 전단력
* LL+I : 활하중 및 충격하중에 의한 전단력 (보도 등분포하중에 의한 영향 포함)
* TOTAL : DL1 + DL2 + DL3 + LL+I
* RELEASE : 릴리즈에 의한 전단력

9-2) 하부콘크리트

9-2-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	H0
0.	85912.	617.	.5298E+08	-239066.	.1306E+12	-261.
7965.	85912.	617.	.5298E+08	-342659.	.1306E+12	-243.
8265.	85912.	617.	.5298E+08	-346561.	.1306E+12	-243.
21965.	85912.	812.	.6976E+08	0.	.1899E+12	0.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트) 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 하부콘크리트의 단면 1차 모멘트
(= Ac/n * dvc)
* n : 5.97923
* Ac : 2-1-3) AREA N. 참조
* S1 : DL1 + RELEASE
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* H0 : S1 * G / Iv + Hps<dist>

* 프리스트레스에 의한 영향 (Hps<0>)

a : 21965.000
Pps : -9527224.000
Fps : .189
Hps<0> = 2*Pps*Fps/a = -163.719 (N/mm)
a : 단면의 수평력 저항 범위
Pps : 프리스트레스에 의한 수평력

$$Fps = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923
As : 강형의 단면적
d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리
Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트
Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1850.000
Ps : 1585073.000
Fs : .408

Hs = 2*Ps*Fs/a = 699.023 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 17.93770

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1850.000

Pt : 211343.100

Ft : .189

Ht = 2*Pt*Ft/a = 43.120 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 5.97923

As : 강형의 단면적

d : 강형의 중립축에서 하부콘크리트 중심까지의 거리

Ic : 하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

Is : 강형의 단면 2차 모멘트

9-2-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Hs+Ht
0.	261.	699.	43.	1003.
7965.	243.	0.	0.	243.
8265.	243.	0.	0.	243.
21965.	0.	0.	0.	0.

9-2-4) 스터드 간격 (하부콘크리트)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	70.0	6	17975.	1002.8	107.5
7965.	22.0	70.0	6	17975.	243.3	443.2
7965.	22.0	70.0	6	17975.	243.3	443.2
21965.	22.0	70.0	6	17975.	.1	10000.0

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

9-3) 상부 슬래브

9-3-1) 외력에 의한 전단력

(단위 : N mm)

DIST.	Ac/n	dvc	G	S1	Iv	Ho
0.	90734.	1244.	.1129E+09	1608648.	.3553E+12	511.
7965.	90734.	1244.	.1129E+09	1067459.	.3553E+12	339.
8265.	90734.	1244.	.1129E+09	1047192.	.3553E+12	333.
21965.	88265.	1175.	.1037E+09	207462.	.3763E+12	57.

* dvc : 합성단면(강형+하부콘크리트+상부슬래브) 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리
* G : 합성후 중립축에 관한 강으로 환산된 상부슬래브의 단면 1차 모멘트
  (= Ac/n * dvc)
* n : 6.77674
* Ac : 2-1-3) AREA G. 참조
* S1 : DL3 + LL+I
* Iv : 강으로 환산된 합성후 단면 2차 모멘트
* Ho : S1 * G / Iv

9-3-2) 건조수축 및 온도변화에 의한 전단력

(a) 건조수축에 의한 전단력

a : 1850.000

Ps : 1674040.000

Fs : .475

Hs = 2*Ps*Fs/a = 859.519 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Ps : 건조수축에 의한 수평력

$$Fs = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{ns * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + ns*Is}}$$

ns : 20.33023

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

(b) 온도변화에 의한 전단력

a : 1850.000

Pt : 211343.100

Ft : .232

Ht = 2*Pt*Ft/a = 53.014 (N/mm)

a : 단면의 수평력 저항 범위

Pt : 온도변화에 의한 수평력

$$Ft = \frac{1}{1 + \frac{Ac}{n * As} + \frac{Ac * d^2}{Ic + n*Is}}$$

n : 6.77674

As : 강형+하부콘크리트의 단면적

d : 강형+하부콘크리트의 중립축에서 상부슬래브 중심까지의 거리

Ic : 상부슬래브의 단면 2차 모멘트

Is : 강형+하부콘크리트의 단면 2차 모멘트

9-3-3) 전단력의 합계

(단위 : N mm)

DIST.	Ho	Hs	Ht	Ho+Ht	Hs+Ht
0.	511.	860.	53.	564.	913.
7965.	339.	0.	0.	339.	0.
8265.	333.	0.	0.	333.	0.

21965.	57.	0.	0.	57.	0.

9-3-4) 스터드 간격 (상부 슬래브)

(단위 : N mm)

DIST.	Stud D.	Stud H.	Stud N.	Qa	qv	SPACING
0.	22.0	84.0	6	17612.	912.5	115.8
8265.	22.0	84.0	6	17612.	332.7	317.7
8265.	22.0	70.0	6	14677.	332.7	264.7
21965.	22.0	70.0	6	14677.	57.2	1539.7

* DIST : 지점으로부터의 거리
* STUD D. : 스터드의 직경
* STUD H. : 스터드의 높이
* STUD N. : 스터드의 갯수
* Qa : 스터드의 허용전단력 (철.설 p.9-115)
* qv : Ho+Ht와 Hs+Ht 중에서 큰 값
* SPACING : 스터드의 필요 간격

10) 전단응력 검토

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* Tw = 20.000 mm < 1-2) 참조 >
* Vmax = 2737618.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Aw =2651.00*20.00 = 53020. mm^2
* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2) + Tw*(Yst-UFt1)^2/2
= .2665E+08 mm^3
* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

10-1) 일반 이론

* Sstr = Vmax / Aw
= 51.634 MPa ===> O.K.

10-2) 보 이론

* Sstr = Vmax*Q / (I*Tw)
= 66.723 MPa ===> O.K.

11) 피로응력 검토

* 응력 반복 횟수 (철.설 p.9-32 참조)
  200만회 이상

구 분	응력 범주	허용피로응력범위
그루브 용접 연결 상.하 플랜지의 맞대기 이음부	B	112 MPa

11-1) 상.하 플랜지의 맞대기 이음부

* 활하중, 충격하중 및 보도 등분포하중에 의한 강형에서의 최대 휨응력
  - 상 연 : -33.3 MPa ===> O.K.
  - 하 연 : 42.2 MPa ===> O.K.

12) 강형 단면 변화 구간의 결정

12-1) 단면 1-2 변화 구간

12-1-1) 상부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Yst
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Yst : 1193.15800 mm
허용 최대 길이 X = 21280.70 mm

b) 강형의 허용응력을 .560*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .560*355.0*Is/Yst
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Yst : 1193.15800 mm
허용 최대 길이 X = 14480.17 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8765.00 mm ===> O.K.

12-1-2) 하부 플랜지

a) 강형의 허용응력이 0.800*355.0 MPa인 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = 0.800*355.0*Is/Ysb
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 16684.44 mm

b) 강형의 허용응력을 .560*355.0 MPa로 제한하는 경우
Pf*X + w0*L*X/2 - wi*X^2/2 = .560*355.0*Is/Ysb
Pf : 524743.9 N
w0 : 6.45953 N/mm
wi : 5.17132 N/mm
L : 43930.00000 mm
I : .546808E+11 mm^4
Ysb : 1492.84200 mm
허용 최대 길이 X = 11430.04 mm

c) 지점에서 1번째 단면변화구간 까지의거리
적용 X = 8465.00 mm ===> O.K.

13) 겹침판의 검토

13-1) 단지점부 검토 (외력에 의한 전단력)

13-1-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* Vmax = 2737618.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .1291E+08 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 50.800 MPa ===> O.K.

13-1-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* Vmax = 2737618.000 N (FOR ALL LOADS) < 3-3) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .4784E+07 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = Vmax*Q / (I*2.*목두께)
= 28.229 MPa ===> O.K.

13-2) 프리플랙션하중 재하점부 검토 (프리플랙션 하중에 의한 전단력 및 수직력)

13-2-1) 상부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Yst = 968.996 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw(I) = < 1-2) 참조 >
* UFt(I) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .2631E+08 mm^3

* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 16.290 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = -108.01 * 951.5 / 969.0 = -106.1 (MPa)
- 평균 수직력 = -106.06 * 790.0 * 35.0 + (0.) = -2932585. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = -2932585. / (2*13179.0 * 4.24) = -26.2 (MPa)

13-2-2) 하부 플랜지

a) 전단력에 대한 검토

* Ysb = 1731.004 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw(l) = < 1-2) 참조 >
* LFt(l) = < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 56753.430 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = .5551E+07 mm^3
* I = .7378E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 5.156 MPa ===> O.K.

b) 수직력에 대한 검토

* 1번째 덮개판에 대한 검토
- 평균 수직응력 = 192.95 * 1724.0 / 1731.0 = 192.2 (MPa)
- 평균 수직력 = 192.17 * 230.0 * 14.0 + (0.) = 618789. (N)
- 판의 정착길이 = 43930.0 / 2 - 43930.0 * (0.5 - .300) - 0. = 13179.0 (mm)
- 용접부 응력 = 618789. / (2*13179.0 * 4.24) = 5.5 (MPa)

13-3) 단지점부 필렛용접 검토 (프리플랙션 재하시)

13-3-1) 상부 플랜지

* Yst = 1193.158 mm < 2-1-2) 참조 >
* UFw1 = 520.000 mm < 1-2) 참조 >
* UFt1 = 21.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 6.364 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

* Q = UFw1*UFt1*(Yst-UFt1/2)
= .1291E+08 mm^3

* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 12.370 MPa ===> O.K.

13-3-2) 하부 플랜지

* Ysb = 1492.842 mm < 2-1-2) 참조 >
* LFw1 = 230.000 mm < 1-2) 참조 >
* LFt1 = 14.000 mm < 1-2) 참조 >
* 목두께 = 4.243 mm
* DL0 = 141883.600 N (강형 자중) < 3-3) 참조 >
* Pf = 524743.900 N (프리플랙션하중) < 5-1) 참조 >
* Salw = 120.000 MPa (SM520) < 철.설 p.9-20 참조 >

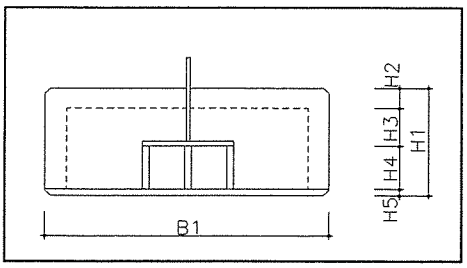
* Q = LFw1*LFt1*(Ysb-LFt1/2)
= .4784E+07 mm^3

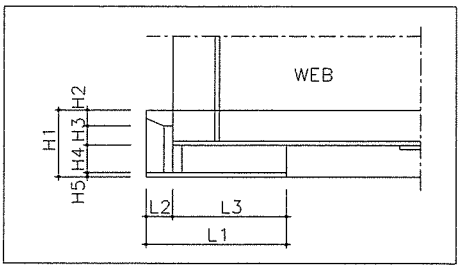
* I = .5468E+11 mm^4 < 2-1-2) 참조 >

* Sstr = (DL0+Pf)*Q / (I*2.*목두께)
= 6.874 MPa ===> O.K.

5.6 국부응력 검토

(1) 받침과 Flange의 연결부 응력검토





B1 =	1,200	mm	H3 =	215	mm	L1 =	900	mm
H1 =	450	mm	H4 =	106	mm	L2 =	150	mm
H2 =	95	mm	H5 =	34	mm	L3 =	750	mm

① 지압응력의 검토

a) 수직력 (지점반력 = 2874.5 kN : 5.8 반력 참조.)

· 콘크리트의 허용지압응력 (fba), [철도설계기준, 2013, P.10-235]

fab = 0.25 × fck × √(Ac/Ab)

= 0.25 × 45.0 × √ {(120.0×90.0) / (120.0×90.0)}

= 11.25 MPa ≤ 0.5 × fck = 22.50 MPa ----------O.K

Ac : 지지하는 콘크리트의 전면적

Ab : 지압을 받는 재하면적

· 콘크리트의 지압응력 (fbc)

fbc = 2,874.5 × 10^3 / (1,200.0×900.0)

= 2.66 MPa < fba = 11.25 MPa ----------O.K

· 보강판의 지압응력 (fbs)

A = 0.034 × 0.750 × 1 ea = 0.02550 m^2

fbs = 2,874.5 × 10^3 / (0.02550 × 10^6)

= 112.73 MPa < fsa = 215.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] 강재의 허용압축응력 SM 520B

b) 수평력

· 수평력 H = 1,914 kN/m × 0.150 = 287.130 kN ; 지점반력 × 0.15 (마찰계수)

· Con'c의 응력 f c = 287.13×10^3 / (120.0 × 3.4 × 100)

= 7.04 MPa < fba = 11.25 MPa ----------O.K

② 받침과 Flange 연결용접부의 응력검토

· 용접길이 = 450.0 mm × 2 EA

· 용접치수 = 7.0 mm

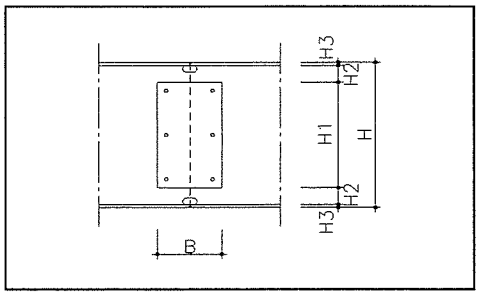
· 유효 목두께 : a = 7.0 × 0.7071 = 4.950 mm

τ = 287.130 × 10^3 / (4.950 × 450.0 × 2)

= 64.46 MPa < τsa = 108.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] SM 520B (현장용접)

(2) 복부 이음판의 응력검토 : PREFLEXION, RELEASE시 검토



H = 2,700 mm

H1 = 2,450 mm

H2 = 100.5 mm

H3 = 35 mm (14 mm)

B = 400 mm

· Preflexion Load = 524.744 kN

· 용접길이 = 2450.0 mm × 2 EA

· 용접치수 = 8.0 mm

· 유효 목두께 : a = 8.0 × 0.7071 = 5.657 mm

τ = 524.7×10^3 / (5.657 × 2450.0 × 2)

= 18.93 MPa < τsa = 108.00 MPa ----------O.K

[철도설계기준, 2013, P.9-20] SM 520B (현장용접)

5.7 정착부응력 검토

(1) 단부의 허용지압응력 [철도설계기준, 2013, P.10-123]

- 긴장재 정착직후

$$fapi = 0.70\ f_{ci}\sqrt{Ab'/Ab} - 0.2 \leq 1.10\ f_{ci}$$

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 콘크리트 압축강도 (40.5 MPa)

Ab': 지지하는 콘크리트의 전면적

Ab : 지압을 받는 재하면적

안전율향상 측면에서 Ab'/Ab = 1로 가정하면

fapi = 25.36 MPa ≤ 44.55 MPa

(2) 단부에서의 응력

P/A + Pe/I *y

P : 프리스트레스힘 = 171500 N <1-8)참조>

A : 단면적 = 153100 mm^2 <2-1-2)참조>

I : 단면2차모멘트 = 130600000000 mm^4 <2-1-2)참조>

y : 단면의 중립축에서 응력을 구하고자 하는 위치까지의 거리 = 844 mm <2-1-2)참조>

e : 단면의 중립축에서 PC강연선 도심까지의 편심거리

e = 844 - (30 * 85 mm + 36 * 190mm) / (30 + 36)

= 701.73 mm <1-8)참조>

∴ f_{LCBS} = {(171500*66)/153100} + {(171500*66*701.73)/130600000000)} * 844

= 125.26 MPa

f_{LCBS}는 강에서의 응력이므로, 탄성계수비(n=5.97923 <1-5)참조>)를 고려한

하부플랜지 콘크리트 하연에서의 응력 f_{LCB}는

∴ $f_{LCB} = f_{LCBS}$/ 5.97923 = 20.95 MPa

(3) 응력 검토

정착부의 지압 응력

∴ f_{LCB} = 20.95 MPa < fapi = 25.36 MPa ∴ O.K

5.8 반력집계표

(1) KRL-2012 표준열차하중

구 분	자 중	합성전 고정하중	합성후 고정하중	보도하중	활하중	합 계	적용받침
G1측	449.0 kN	768.1 kN	697.1 kN	57.8 kN	599.8 kN	2571.8 kN	3500 kN
G2측	449.0 kN	739.2 kN	672.8 kN	22.8 kN	818.7 kN	2702.5 kN	3500 kN
G3측	449.0 kN	736.5 kN	649.1 kN	0.0 kN	1039.9 kN	2874.5 kN	3500 kN

6. 신축량 산정

(1) 계산 조건

신축장	:	ℓ	=	45.000 m	
재료의 선팽창계수	:	α	=	0.000012	
콘크리트 온도의 승강	:	ΔT	=	± 20 °C	
콘크리트 재령 2 개월시	:	β	=	0.5	(저감계수)
콘크리트 크리프 계수	:	Φ	=	2.0	

(2) 신축 이음량 계산

① 온도 변화에 의한 이동량

$\Delta\ell t = \alpha \times \Delta T \times \ell$

$= 0.000012 \times \pm 20 \times 45{,}000 = \pm 10.800$ mm

② 크리프(Creep)에 의한 이동량

$\Delta\ell c = -\Phi \times \beta \times \{ Pt \times \ell / (Ec \times Ac) \}$

$= -2.0 \times 0.5 \times \{11{,}319{,}000 \times 45{,}000 / (30{,}251 \times 1{,}764{,}500)\}$

$= -9.542$ mm

③ 건조수축에 의한 이동량

$\Delta\ell s = -20 \times \alpha \times \beta \times \ell$

$= -20 \times 0.000012 \times 0.5 \times 45{,}000 = -5.400$ mm

④ 보의 처짐에 의한 이동량

$\Delta\ell r = \Sigma (hi \times \Theta i)$

$= -2 \times 2 / 3 \times 3{,}000 \times 1 / 300 = -13.333$ mm

(3) 총 신축량

$+\Delta = \Delta\ell t$	=	10.800	mm
$-\Delta = -(\Delta\ell t + \Delta\ell s + \Delta\ell c + \Delta\ell r)$	=	-39.075	mm
부가여유량 = 기본 신축량 * 20%	=	9.975	mm
설치여유량	=	10.000	mm
합 계 : $+\Delta$	=	30.775	mm
$-\Delta$	=	-59.050	mm

7. 가로보 설계

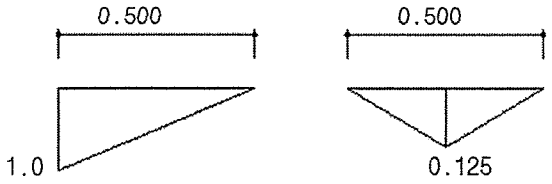
· 거더간격 : 1.700 m

· L.C 폭 : 1.200 m

· 가로보순지간 : 0.500 m

(1) 고정하중에 의한 단면력

전단력 영향선 모멘트 영향선



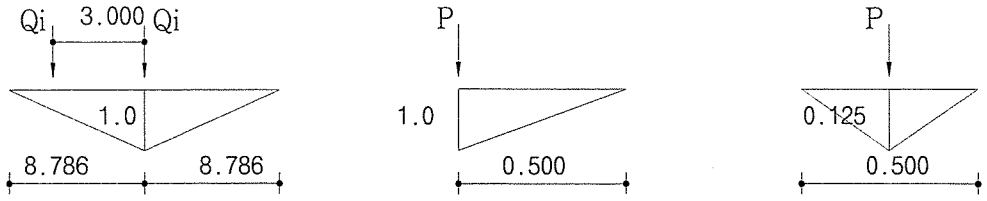
Σ A = 0.250 Σ A = 0.031 <== 영향선의 단면적

(단위 : kN.m)

구 분	두 께	폭	단위중량	전단력	모멘트
바닥판	0.280	8.7860	24.500	15.068	1.883
배수기울기	0.038	8.7860	24.500	2.045	0.256
자갈도상 및 침목	0.650	8.7860	19.000	27.127	3.391
레 일		8.7860	0.867	1.904	0.238
가로보	2.270	0.3000	24.500	4.171	0.521
합 계				50.315	6.289

(2) 활하중에 의한 단면력 [철도설계기준, 2013, P.8-31]

종방향으로의 영향선 전단력 영향선 모멘트 영향선



종거 y1 = 0.659 종거 y2 = 1.000 종거 = 0.125

KRL-2012 하중 : Qi = 110 kN (집중하중), 40 kN/m (분포하중)

충격 계수 : 바닥판 계산서 값 적용 => 0.670

활 하 중 : P = Q * (1 + i) * Σ (종거 : 종단면) = 891.663 kN

전 단 력 : S = P * Σ (종거 : 전단력) = 891.663 kN

모 멘 트 : M = P * Σ (종거 : 모멘트) = 111.458 kN.m

(3) 극한 단면력

Su = 1.35 * Sd + 1.85 * Sl = 1717.502 kN (사용하중 : 941.978 kN)

Mu = 1.35 * Md + 1.85 * Ml = 214.687 kN.m (사용하중 : 117.747 kN.m)

(4) 철근량 계산

① 주철근

f ck =	30.0	MPa	b =	300.0	mm
f y =	400.0	MPa	H =	2550.0	mm
Mu =	214.69	kN-m	d =	2440.0	mm
Vu =	1717.50	kN	dc =	60.0	mm (최외단 피복)
Φ =	0.90	(Bending)	ds =	100.0	mm (상하 철근간격)
Φ =	0.85	(Shear)	k_1 =	0.836	

Mn = 0.85 * f ck * b * d * a − 1/2 * 0.85 * f ck * b * a^2 에서

0.425*f ck*b*a^2− 0.85*f ck*b*d*a + Mu/Φ = 0 (a 에 대한 2차 방정식)

∴ a = 12.813

Req'd As = 0.85 * (f ck/f y) * a * b = 245.050 mm^2

USE As = 2026.80 mm^2 1단 배근 : H 25 * 2.000 EA

2단 배근 : H 25 * 2.000 EA

Md = 0.85²*f ck * a' * b * (d-a'/2) ← a' = 105.976 mm

= 1644.92 kN.m > Mu = 214.69 kN.m ---> O.K

p min = 0.0035 > p = 0.0028 < p max = 0.0240

⊙ Pmin > P 이지만, 사용 철근량이 필요 철근량의 4/3 이상이므로 O.K

♣ 가로보의 인장 철근량 [철도설계기준, 2013, P.10-208]

철도교의 폭 (m)	철근지름(mm)	철근의개수
7m 미만	25	2
7m 이상 9m 미만	25	3
9m 이상 12m 미만	25	4

철도교의 폭 = 5.600 m 이므로

∴ 철근지름 H 25 mm 2개 이상 배근 --- O.K

② 전단 철근

♣ Deep Beam 인지 검토

· ln / d = 0.500 / 2.440 = 0.205 < 5.000

∴ Deep Beam 으로계산.

· 콘크리트가 부담하는 전단력(일반식)

Vc = 1 / 6 √(f ck) * b * d

= 1 / 6 * √(30) * 300 * 2440 = 668.222 kN

· Φ*Vc(=567.989) < Vu (=1717.502) 이므로

(Vu-Φ*Vc) / (Φ*f y*d) = (Av/s) * (1+ln/d) / 12 + (Ah/s_2) * (11-ln/d) / 12

138.5624 = (Av/s) * 0.1004 + (Ah/s_2) * 0.8996 ------- 식①

∴ Ah가 더 유효하므로 Av는 최소 철근량만 배치한다

· 수직 전단철근 (Av)

s = 200.0 mm ≤ 488 mm, 300 mm (s는 d/5 이하, 300mm 이하)

Min Av = 0.0015 * bo * s = 0.0025 * 300 * 200 = 150.00 mm²

Use Av = 397.20 mm² H 16 * 2.000 EA

· 수평 전단철근 (Ah)

s_2 = 200.0 mm ≤ 488 mm, 300 mm (s는 d/5 이하, 300mm 이하)

식①에서 Ah = 3036.232 mm²

Min Ah = 0.0025 * bo * s_2 = 0.0015 * 300 * 200 = 90.00 mm²

Use Av = 397.20 mm² H 16 * 2.000 EA

(5) 인장철근의 간격 검토

M = 117.747 kN.m (service load)

p = 0.0028 , n = Es/Ec = 6.611

k = $-n*p + \sqrt{(n*p)^2 + 2*n*p}$ = 0.175

x = k * d = 426.492 mm

f s = Mser / { As * (d-x/3) }

= 117.747 * 10^6 / { 2026.8 * (2440 - 426.492 / 3)}

= 25.28 Mpa ≤ 0.6*f y = 240.00 MPa ---> O.K

· 인장철근의 간격 [콘크리트구조기준, 2012, P.102]

s_1 = 375 (210 / f s) - 2.5 tc

여기서 tc는 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께

s_2 = 300 (210 / f s), 중 작은 값 이하로 철근의 중심간격 제한

s = Min (2996 , 2492)

= 2.492 m > 사용 인장철근 간격 = 0.180 m == O.K

9.2 교대공

9.2.1 A1

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	946.106	289.983	326.521	1272.627	1134.273	232.831
G2	867.323	768.882	865.761	1733.084	816.566	233.298
G3	942.557	514.818	579.685	1522.242	1133.286	232.769
계	2755.986	1573.683	1771.967	4527.953	3084.125	698.898
Pmax	1733.084				1134.273	233.298
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

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

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m
2) 총 길 이 : 25.000 m
3) PSC BEAM 전장 24.900 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 = 2755.986 kN
나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : R(1+i) = 1771.967 kN
다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : RI = 1573.683 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)

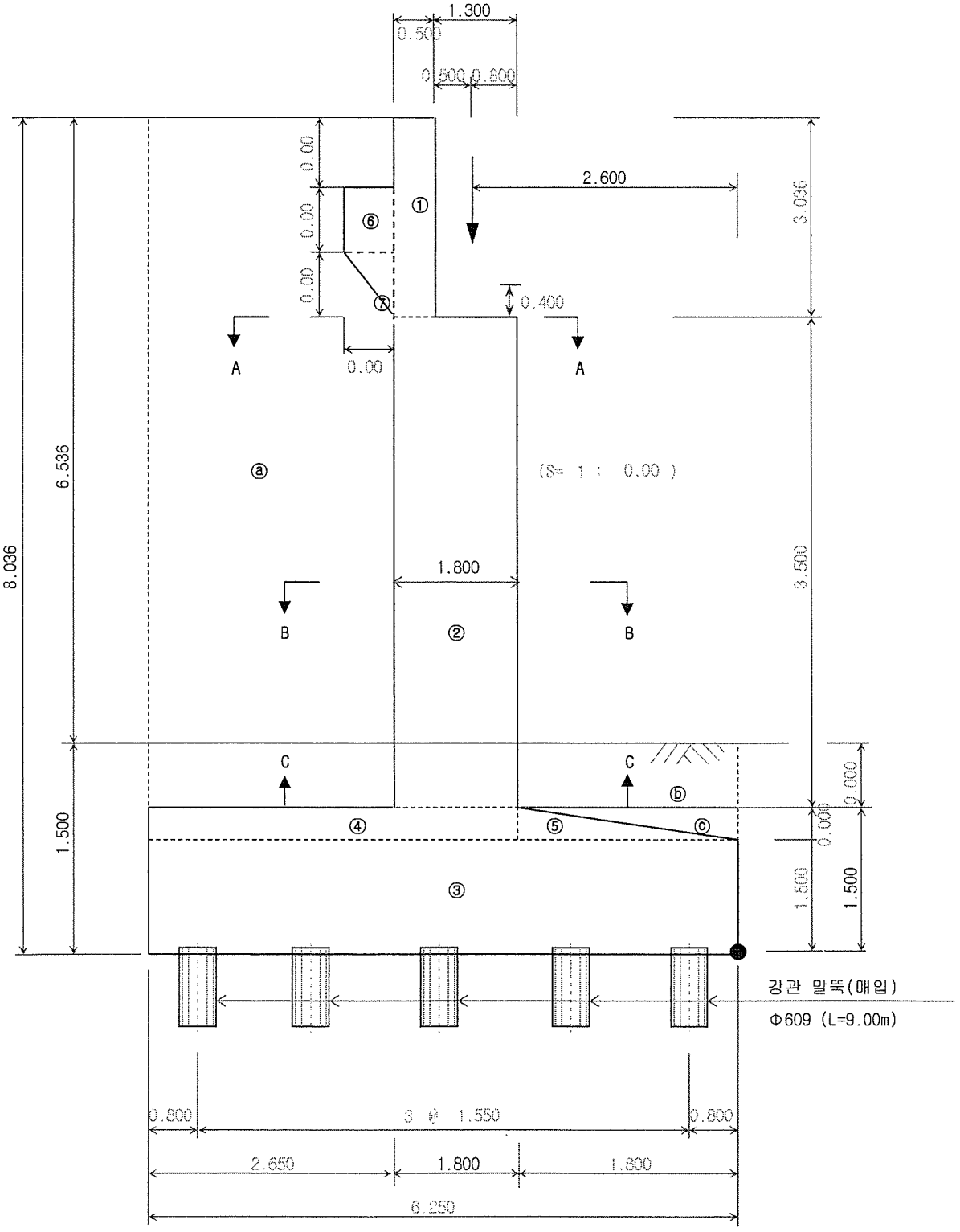
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 5.600 m
◎ 기 초 폭 : L' = 6.250 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.036	×	5.600		=	8.50 ㎥
②	1.800	×	3.500	×	5.600		=	35.28 ㎥
③	1.500	×	6.250	×	6.250		=	58.59 ㎥
④	0.000	×	4.450	×	6.250		=	0.00 ㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	6.250	/ 2	=	0.00 ㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	6.250		=	0.00 ㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	6.250	/ 2	=	0.00 ㎥
ⓐ	2.650	×	6.536	×	6.250		=	108.25 ㎥
ⓑ	1.800	×	0.000	×	6.250		=	0.00 ㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	6.250	/ 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	8.50	24.50	208.27	3.35	697.70	19.24	6.52	125.43
	②	35.28	24.50	864.36	2.70	2333.77	79.87	3.25	259.57
	③	58.59	24.50	1435.55	3.13	4486.08	132.64	0.75	99.48
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.04	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.04	0.00
	계	102.37		2508.18		7517.56	231.76		484.48
토사	ⓐ	108.25	20.00	2165.05	4.93	10662.87	200.05	4.77	953.84
	ⓑ	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	0.00		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	108.25		2165.05		10662.87	200.05		953.84

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 2755.99 kN
- x = = 2.60 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(l+i)$ = 1771.97 kN
- x = = 2.60 m

다. 부력

- Vw = 6.250 × (219.315 - 227.815) × 6.250 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.250 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (2.650 + 0.500) × 5.600 = 264.60 kN
Xc = 6.250 - (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 m
Yc = 1.500 + 3.500 + 3.036 = 8.04 m
MVd = Vd × Xc = 1237.01 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 24.45 kN
MHd = Hd × Yc = 196.47 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 kN/㎡
Vql1 = 27.381 × (2.650 + 0.500) × 5.600 = 483.00 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 2258.03 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 × 25.00 = 500.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.00 = 825.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 고정단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 2755.986 + 1573.683 = 4329.67 kN
Tf (고정단수평력) = 825.000 - 1/2 × 0.15 × 4,329.669
= 500.275 > 412.500 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 500.275 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) = 150.00 kN
Rm (지점 반력) = 2755.986 = 2755.99 kN
Tf (고정단수평력) = 150.000 - 1/2 × 0.15 × 2,755.986
= -56.699 < 75.000 (= 1/2 T)
Tfb (설계수평력) = 75.000 kN (Tf은 1/2T 이상)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 150.00 kN

Rm (지 점 반 력) = 2755.986 + 1771.967 = 4527.95 kN

Tf (고정단수평력) = 150.000 - 1/2 × 0.15 × 4,527.953

= -189.596 < 75.000 (= 1/2 T)

Tfb (설계수평력) = 75.000 kN (Tf은 1/2T 이상)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/m²
- ql = 27.38 kN/m²

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 8.036 × 5.600 = 167.80 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 27.381 × 8.036 × 5.600 = 306.30 kN

y_1 = H / 2 = 4.02 m

나) 토압

h_1 = 8.036 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 × 64.58 × 5.600 = 898.96 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.68 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 8.04 × 0.000 × 5.600 = 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 × 5.600 = 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 × 8.036 × 5.600 = 201.45 kN

ye_1 = H / 2 = 4.02 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 27.381 × 8.036 × 5.600 = 367.73 kN

ye_1 = H / 2 = 4.02 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 64.58 × 5.600

= 1079.24 kN

ye_2 = H / 2 = 4.02 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} = 946.106 × 0.150 = 141.916 kN

T_{s2} = 867.323 × 0.150 = 130.098 kN

T_{s3} = 942.557 × 0.150 = 141.384 kN

T_{s4} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

T_{s5} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

▶ $\sum T_u$ (단선재하시) = 413.398 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	1134.273	232.831
	②	816.566	233.298
	③	1133.286	232.769
	④	0.000	0.000
	⑤	0.000	0.000
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		7693.812		26582.999	1066.760		3082.234

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (26582.999 - 3082.234) / 7693.812 - 6.250 / 2

= -0.070 m

Mo = 7693.812 x 0.0705 = 542.399 kN · m

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

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상부하중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상재하중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	176.400	-	824.670	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	111.867	4.018	449.480
토 압		-	-	-	898.960		2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		4849.626		19005.100	1010.827		2857.494

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (19005.100 - 2857.494) / 4849.626 - 6.250 / 2
= 0.205 m
Mo = 4849.626 x 0.2047 = 992.523 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상재하중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	1373.061		4312.953

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (32932.600 - 4312.953) / 9750.495 - 6.250 / 2
= -0.190 m
Mo = 9750.495 x 0.1898 = 1850.652 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.275	5.400	2701.484
합 계		9750.495		32932.600	1873.336		7014.438

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 7014.438) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.467 m

Mo = 9750.495 x 0.4669 = 4552.136 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온 도		-	-	-	413.398	5.400	2232.349
합 계		9750.495		32932.600	1786.459		6545.302

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (32932.600 - 6545.302) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.419 m

M_o = 9750.495 × 0.419 = 4083.001 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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	5.400	5500.507
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	5.400	942.246
상재하중	고정하중	264.600	-	1237.005	24.449	8.036	196.472
	활 하 중	483.000	-	2258.025	13.389	8.036	107.592
상재토압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	3311.163		14808.482

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 14808.482) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -1.266 m

Mo = 9750.495 x 1.2662 = 12346.181 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	7693.812	1066.760	542.399	-0.070	
LOAD CASE 2	4849.626	1010.827	992.523	0.205	
LOAD CASE 3	9750.495	1373.061	1850.652	-0.190	
LOAD CASE 4	9750.495	1873.336	4552.136	-0.467	모멘트 최대
LOAD CASE 5	9750.495	1786.459	4083.001	-0.419	축력 최대
LOAD CASE 6	9750.495	3311.163	12346.181	-1.266	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	9750.495	1786.459	4083.001	-0.419	
2	모멘트 최대시	9750.495	1873.336	4552.136	-0.419	
3	지 진 시	9750.495	3311.163	12346.181	-1.266	

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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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 = 1112.00 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Ha = 169.40 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) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 65733.615 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.215 1/m

∴ βλ = 0.57 ≤ 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	9750.495	1786.459	4083.001	
모멘트 최대시	9750.495	1873.336	4552.136	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

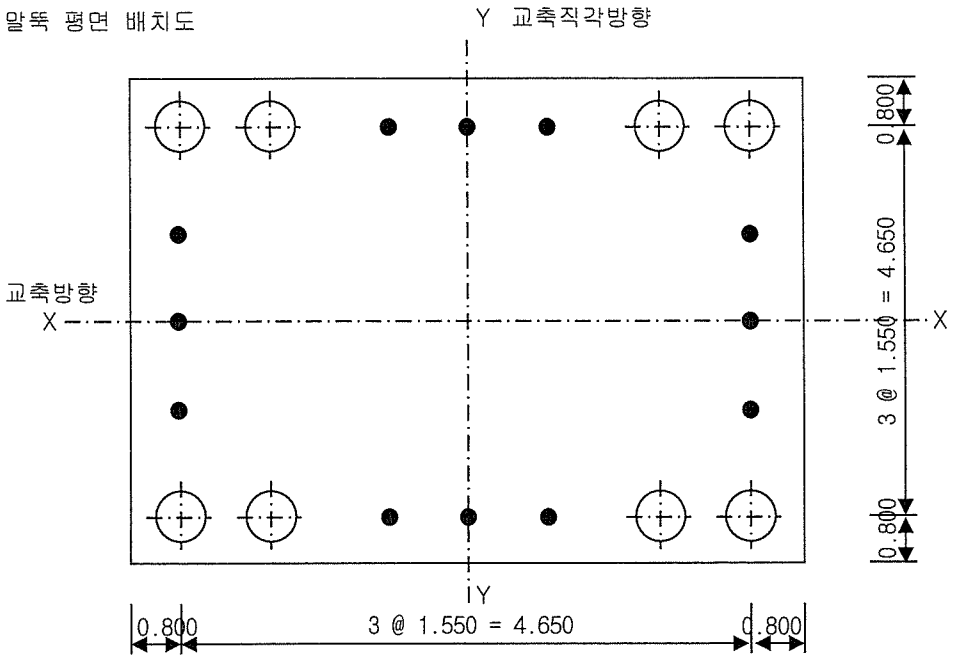
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1016738	0	-1006969	2567719	0	9705770

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1786.459	9750.495	4083.001	0.00242262	0.00379734	0.00067202

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00242	0.00536	860.15	111.65	-68.69
2 열	0.00242	0.00432	692.99	111.65	-68.69
3 열	0.00242	0.00328	525.82	111.65	-68.69
4 열	0.00242	0.00223	358.66	111.65	-68.69
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00242	0.00536	860.15	111.65	68.69

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	508369	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1786.459	9750.495	4083.001	0.0035141	0.0037973	0.0005295

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00351	0.00503	806.97	111.65	0.00
2 열	0.00351	0.00421	675.26	111.65	0.00
3 열	0.00351	0.00339	543.55	111.65	0.00
4 열	0.00351	0.00257	411.84	111.65	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00351	0.00503	806.97	111.65	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	-0.713	0.00351	68.69	0.00242

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.514 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	111.65	말뚝머리 힌 지	수평력	111.65
	수직력	860.15		수직력	806.97
	모멘트	68.69		모멘트	0.71
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	860.15 kN	1112.00 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	111.65 kN	169.40 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1016738	0	-1006969	2567719	0	9705770

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1873.336	9750.495	4552.136	0.00257120	0.00379734	0.00073577

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00257	0.00551	883.94	117.08	-70.10
2 열	0.00257	0.00437	700.92	117.08	-70.10
3 열	0.00257	0.00323	517.89	117.08	-70.10
4 열	0.00257	0.00223	358.66	117.08	-70.10
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00257	0.00551	883.94	117.08	70.10

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	508369	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1873.336	9750.495	4552.136	0.0036850	0.0037973	0.0005903

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00368	0.00517	829.67	117.08	0.00
2 열	0.00368	0.00425	682.83	117.08	0.00
3 열	0.00368	0.00334	535.98	117.08	0.00
4 열	0.00368	0.00242	389.14	117.08	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00368	0.00517	829.67	117.08	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	-0.748	0.00368	70.10	0.00257

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.685 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	117.08	말뚝머리 힌 지	수평력	117.08
	수직력	883.94		수직력	829.67
	모멘트	70.10		모멘트	0.75
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	883.94 kN	1112.00 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	117.08 kN	169.40 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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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) 1668.00 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) Ha = 254.20 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) = 2.650 m

- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 65733.615 kN/m

- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.215 1/m

∴ βλ = 0.57 ≤ 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	9750.495	3311.163	12346.181	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

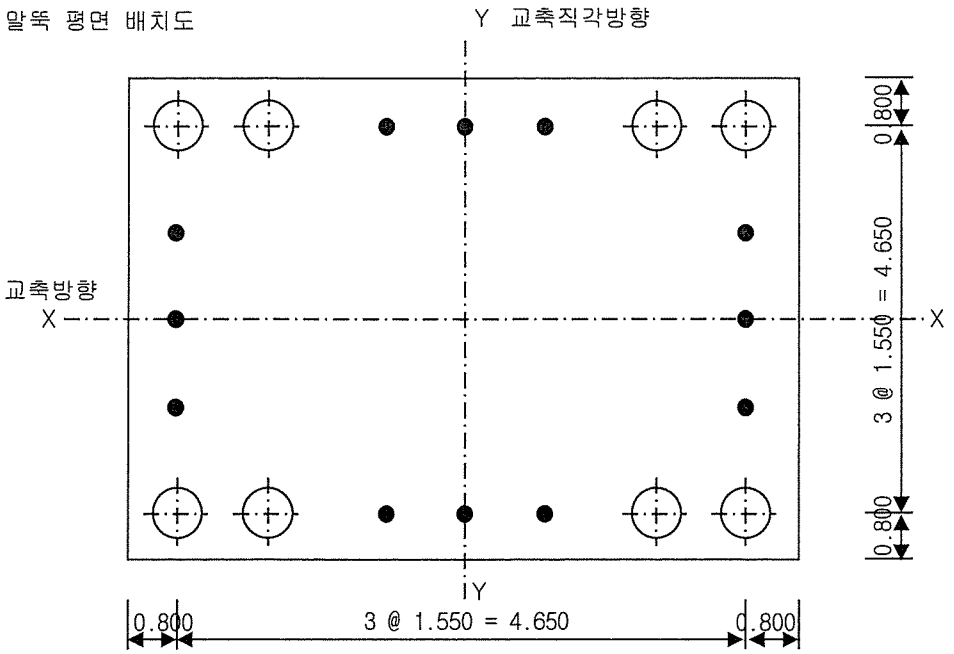
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1384918	0	-1237351	2567719	0	9922196

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3311.163	9750.495	12346.181	0.00394177	0.00379734	0.00173586

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00394	0.00783	1257.09	206.95	-64.96
2 열	0.00394	0.00514	825.30	206.95	-64.96
3 열	0.00394	0.00245	393.51	206.95	-64.96
4 열	0.00394	-0.00024	-38.28	206.95	-64.96
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00394	0.00783	1257.09	206.95	64.96

▷ 축방향 작용 인발력 (38.28 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (178.19 kN) ∴ O.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	692459	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3311.163	9750.495	12346.181	0.0047817	0.0037973	0.0016011

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00478	0.00752	1206.80	206.95	0.00
2 열	0.00478	0.00504	808.54	206.95	0.00
3 열	0.00478	0.00256	410.27	206.95	0.00
4 열	0.00478	0.00007	12.01	206.95	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00478	0.00752	1206.80	206.95	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	-1.192	0.00478	64.96	0.00394

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 4.782 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	206.95	말뚝머리 힌 지	수평력	206.95
	수직력	1257.09		수직력	1206.80
	모멘트	64.96		모멘트	1.19
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1257.09 kN	1668.00 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	206.95 kN	254.20 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	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	1.518	29.213
	계	8.501	24.5	208.270	-	52.067	19.244	-	29.213
B-B (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	3.268	62.890
	②	17.640	24.5	432.180	0.900	388.962	39.933	0.875	34.942
	계	26.141	24.5	640.450	-	441.029	59.178	-	97.832
C-C (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	5.018	96.567
	②	35.280	24.5	864.360	0.900	777.924	79.867	1.750	139.767
	계	43.781	24.5	1072.630	-	829.991	99.111	-	236.334

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 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	×	3.036	×	5.600	=	58.743	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.743	×	cos δ					=	57.387	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.743	×	sin δ					=	12.547	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	3.036	×	5.600	=	107.229	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	107.23	×	cos δ					=	104.755	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	107.23	×	sin δ					=	22.904	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2					=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	1.750	×	5.600	=	33.860	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	33.860	×	cos (δ+θ)					=	33.079	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	33.860	×	sin (δ+θ)					=	7.233	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	1.750	×	5.600	=	61.809	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	61.809	×	cos (δ+θ)					=	60.382	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	61.809	×	sin (δ+θ)					=	13.202	kN
작 용 점 :	y	=	1.75	/	2					=	0.875	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.500	×	5.600	=	67.721	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	67.721	×	cos (δ+θ)					=	66.158	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	67.721	×	sin (δ+θ)					=	14.465	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	3.500	×	5.600	=	123.617	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	123.62	×	cos (δ+θ)					=	120.764	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	123.62	×	sin (δ+θ)					=	26.405	kN
작 용 점 :	y	=	3.5	/	2					=	1.750	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.230	× 20.0 ×	3.036 ^2	×	5.600	=	118.896	kN
수평 분력 :	Ph	=	118.896	×	cos δ				=	116.152	kN
수직 분력 :	Pv	=	118.896	×	sin δ				=	25.396	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	3				=	1.012	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	× 20.0 ×	3.036					=	13.986	kN
	P2	=	13.986 +	0.230	× 20.0 ×	1.750				=	22.048	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986 +	22.048)	×	1.750	×	5.600	=	176.571	kN
수평 분력 :	Ph	=	176.571	× cos (δ+θ)						=	172.496	kN
수직 분력 :	Pv	=	176.571	× sin (δ+θ)						=	37.715	kN
작 용 점 :	y	=	1.750	× (2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	0.810	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.036				=	13.986	kN
	P2	=	13.986	+	0.230	×	20.0	×	3.500		=	30.110	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	30.110)	×	3.500	×	5.600	=	432.149	kN
수평 분력 :	Ph	=	432.149	×	cos (δ+θ)						=	422.176	kN
수직 분력 :	Pv	=	432.149	×	sin (δ+θ)						=	92.307	kN
작 용 점 :	y	=	3.500	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.537	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	×	3.036	×	5.600		=	76.108	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	76.108	×	cos δ						=	76.108	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	76.108	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	3.036	×	5.600		=	138.927	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	138.927	×	cos δ						=	138.927	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	138.927	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2						=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	1.750	×	5.600		=	43.870	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	43.870	×	cos (δ+β)						=	43.870	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	43.870	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	1.75	×	5.600		=	80.080	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	80.080	×	cos (δ+β)						=	80.080	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	80.080	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.750	/	2						=	0.875	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.500	×	5.600		=	87.740	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	87.740	×	cos (δ+β)						=	87.740	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	87.740	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	3.5	×	5.600		=	160.160	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	160.16	×	cos (δ+β)						=	160.160	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	160.16	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.500	/	2						=	1.750	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.298	×	20.0	×	3.036 ^2	×	5.600	=	154.043	kN
수평 분력 :	Ph	=	154.043	×	cos δ						=	154.043	kN
수직 분력 :	Pv	=	154.043	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2						=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.036			=	18.121 kN
	P2	=	18.121	+	0.298	×	20.0	×	1.750	=	28.566 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	28.566)	×	1.750	×	5.600	= 228.767 kN
수평 분력 :	Ph	=	228.767	×	cos (δ+β)					=	228.767 kN
수직 분력 :	Pv	=	228.767	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	1.750	/	2					=	0.875 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.036			=	18.121 kN
	P2	=	18.121	+	0.298	×	20.0	×	3.500	=	39.011 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	39.011)	×	3.500	×	5.600	= 559.897 kN
수평 분력 :	Ph	=	559.897	×	cos (δ+β)					=	559.897 kN
수직 분력 :	Pv	=	559.897	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	3.500	/	2					=	1.750 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
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	288.213	62.567	398.573	84.466	∑H =	173.539	204.660	277.663	327.455
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1..35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.268	187.542	91.820	300.067
		벽 체	1.6	7.233	0.000	0.000	11.572	0.000	33.079	0.875	28.944	52.926	46.311
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽 체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3521.327	3207.515	4774.514	4330.146	∑H =	379.114	676.975	606.582	1083.160
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	5.018	287.969	91.820	460.751
		벽 체	1.6	14.465	0.000	0.000	23.144	0.000	66.158	1.750	115.776	105.853	185.242
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽 체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4015.33	3596.477	5456.875	4855.244	∑H =	661.873	1576.582	1058.997	2522.532

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

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	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	288.213	62.567	398.573	84.466	∑H =	173.539	204.660	277.663	327.455
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.268	187.542	91.820	300.067
		벽 체	1.6	7.233	0.000	0.000	11.572	0.000	33.079	0.875	28.944	52.926	46.311
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽 체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.150	161.250	105.000	225.750
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3521.327	3207.515	4774.514	4330.146	∑H =	454.114	838.225	711.582	1308.910
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	5.018	287.969	91.820	460.751
		벽 체	1.6	14.465	0.000	0.000	23.144	0.000	66.158	1.750	115.776	105.853	185.242
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽 체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.900	292.500	105.000	409.500
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4015.33	3596.477	5456.875	4855.244	∑H =	736.873	1869.082	1163.997	2932.032

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
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	542.553	111.299	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807
		벽체	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.150	161.250	105.000	225.750
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.275	2.150	1075.591	700.385	1505.827
	계			∑V =	5406.07	4998.649	7420.371	6837.733	∑H =	1119.525	2308.988	1676.186	3447.013
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
		벽체	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.900	292.500	105.000	409.500
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.275	3.900	1951.072	700.385	2731.501
	계			∑V =	5913.27	5387.611	8123.856	7362.832	∑H =	1462.667	4557.150	2225.212	6842.726

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	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	542.553	111.299	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807
		벽 체	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽 체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	2.150	888.805	578.757	1244.328
	계			∑V =	5406.07	4998.649	7420.371	6837.733	∑H =	957.649	1960.953	1449.558	2959.763
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	198.284	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
		벽 체	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽 체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	3.900	1612.252	578.757	2257.153
	계			∑V =	5913.27	5189.327	7846.258	7085.234	∑H =	1300.790	3925.830	1998.584	5958.878

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
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	577.053	119.924	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
		충격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807
		벽체	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5406.07	4998.649	8252.256	7643.743	∑H =	544.251	1072.147	870.801	1715.436
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.4	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
		충격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
		벽체	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5913.27	5387.611	8955.741	8168.842	∑H =	887.392	2313.578	1419.827	3701.726

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 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		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	620.454	130.775	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	432.180	0.900	388.962	691.488	622.339	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807
		벽체	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5406.07	4998.649	8649.707	7997.839	∑H =	544.251	1072.147	870.801	1715.436
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②	1.6	864.360	0.900	777.924	1382.976	1244.678	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
		벽체	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5913.27	5387.611	9461.237	8620.178	∑H =	887.392	2313.578	1419.827	3701.726

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	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	3.036	11.782	3.881	11.782
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.036	6.452	2.125	6.452
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	1.518	29.213	19.244	29.213
	상재토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	1.518	326.424	215.035	326.424
	배면토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	1.518	233.837	154.043	233.837
	계			∑V =	326.936	81.734	326.936	81.734	∑H =	394.328	607.708	394.328	607.708
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	4.786	18.574	3.881	18.574
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.786	10.171	2.125	10.171
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	3.268	62.890	19.244	62.890
		②,H/2	1.0	432.180	0.900	388.962	432.180	388.962	39.933	0.875	34.942	39.933	34.942
	상부하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	1018.612	2.150	2190.017	1018.612	2190.017
		활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	174.490	2.150	375.153	174.490	375.153
		충격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	3.268	702.736	215.035	702.736
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	123.950	0.875	108.456	123.950	108.456
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	3.268	503.412	154.043	503.412
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	228.767	0.875	200.171	228.767	200.171
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5088.785	4800.365	5088.785	4800.365	∑H =	1980.081	4206.521	1980.081	4206.521
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	6.536	25.365	3.881	25.365
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.536	13.890	2.125	13.890
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	5.018	96.567	19.244	96.567
		②	1.0	864.360	0.900	777.924	864.360	777.924	79.867	1.750	139.767	79.867	139.767
	상부하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	1018.612	3.900	3972.588	1018.612	3972.588
		활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	174.490	3.900	680.511	174.490	680.511
		충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	5.018	1079.048	215.035	1079.048
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	247.900	1.750	433.825	247.900	433.825
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	5.018	772.986	154.043	772.986
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	559.897	1.750	979.820	559.897	979.820
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5520.97	5189.327	5520.965	5189.327	∑H =	2475.095	8194.368	2475.095	8194.368

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	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	398.573	277.663	411.921	0.783	312.278
2	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	398.573	277.663	411.921	0.783	312.278
3	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	542.553	445.270	693.182	1.028	557.544
4	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	542.553	445.270	693.182	1.028	557.544
5	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	577.053	445.270	701.807	0.966	557.544
6	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	620.454	445.270	712.658	0.899	557.544
7	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708
Max.		278.294			348.465		445.270			607.708

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	3521.327	379.114	3884.490	0.203	715.296	4774.514	606.582	5413.306	0.234	1116.243
2	3521.327	454.114	4045.740	0.249	876.546	4774.514	711.582	5639.056	0.281	1341.993
3	5406.067	1119.525	7307.637	0.452	2442.177	7420.371	1676.186	10284.746	0.486	3606.412
4	5406.067	957.649	6959.602	0.387	2094.142	7420.371	1449.558	9797.496	0.420	3119.162
5	5406.067	544.251	6070.796	0.223	1205.336	8252.256	870.801	9359.179	0.234	1932.148
6	5406.067	544.251	6070.796	0.223	1205.336	8649.707	870.801	9713.274	0.223	1928.538
7	5088.785	1980.081	9006.886	0.870	4426.980	5088.785	1980.081	9006.886	0.870	4426.980
Max.		1119.525			2442.177		1980.081			4426.980

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	4015.331	661.873	5173.060	0.388	1559.262	5456.875	1058.997	7377.776	0.452	2466.588
2	4015.331	736.873	5465.560	0.461	1851.762	5456.875	1163.997	7787.276	0.527	2876.088
3	5913.273	1462.667	9944.761	0.782	4622.816	8123.856	2225.212	14205.558	0.849	6894.087
4	5913.273	1300.790	9115.157	0.641	3793.212	7846.258	1998.584	13044.112	0.762	5982.480
5	5913.273	887.392	7701.190	0.402	2379.244	8955.741	1419.827	11870.567	0.425	3810.400
6	5913.273	887.392	7701.190	0.402	2379.244	9461.237	1419.827	12321.903	0.402	3806.790
7	5520.965	2475.095	13383.695	1.524	8414.827	5520.965	2475.095	13383.695	1.524	8414.827
Max.		1462.667			4622.816		2475.095			8414.827

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	607.708	445.270	348.465	
벽체 중앙	4426.980	1980.081	2442.177	
벽체 하단	8414.827	2475.095	4622.816	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	790.532	353.586	436.103	
벽체 하단	1502.648	441.981	825.503	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.036 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	108.519	79.512	62.226

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 2.077]

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 = 765.082 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 = 1020.11 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 (= 108.519 kN · m) [사용률 = 2.041] ∴ O.K!!

나) 전단검토

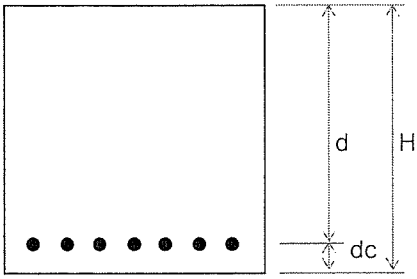
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

x 310.38 > Vu = 79.512 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 =	62.226	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)) = 105.270 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 105.270 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 518.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 518 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 = 1.75 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	1800.00	1700.00	100.00	790.532	353.586	436.103

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 3.119]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06405 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

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 = 1299.510 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 = 1732.68 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) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 790.532 kN · m) [사용률 = 3.078] ∴ O.K!!

나) 전단검토

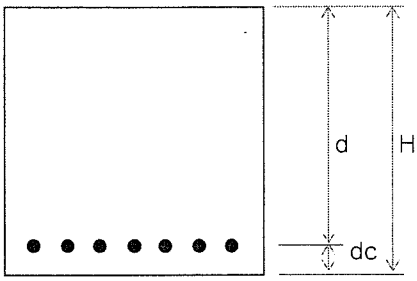
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 353.586 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 =	436.103	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)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 67.010 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 67.010 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 940.16 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 940 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 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 = 3.5 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	1800.00	1700.00	100.00	1502.648	441.981	825.503

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 =	200	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm^2 [사용률 1.632]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06405 > 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 = 2483.769 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 = 3311.69 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) = 2433.631 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1502.648 kN · m) [사용률 = 1.620] ∴ O.K!!

나) 전단검토

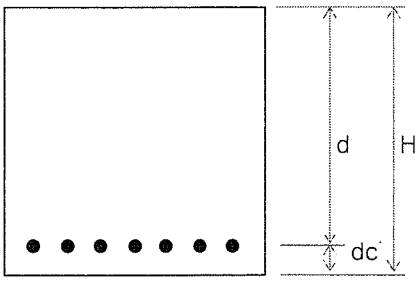
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 441.981 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 =	825.503	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)) = 283.52 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 126.844 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 126.844 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 402.09 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 402 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 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/㎡

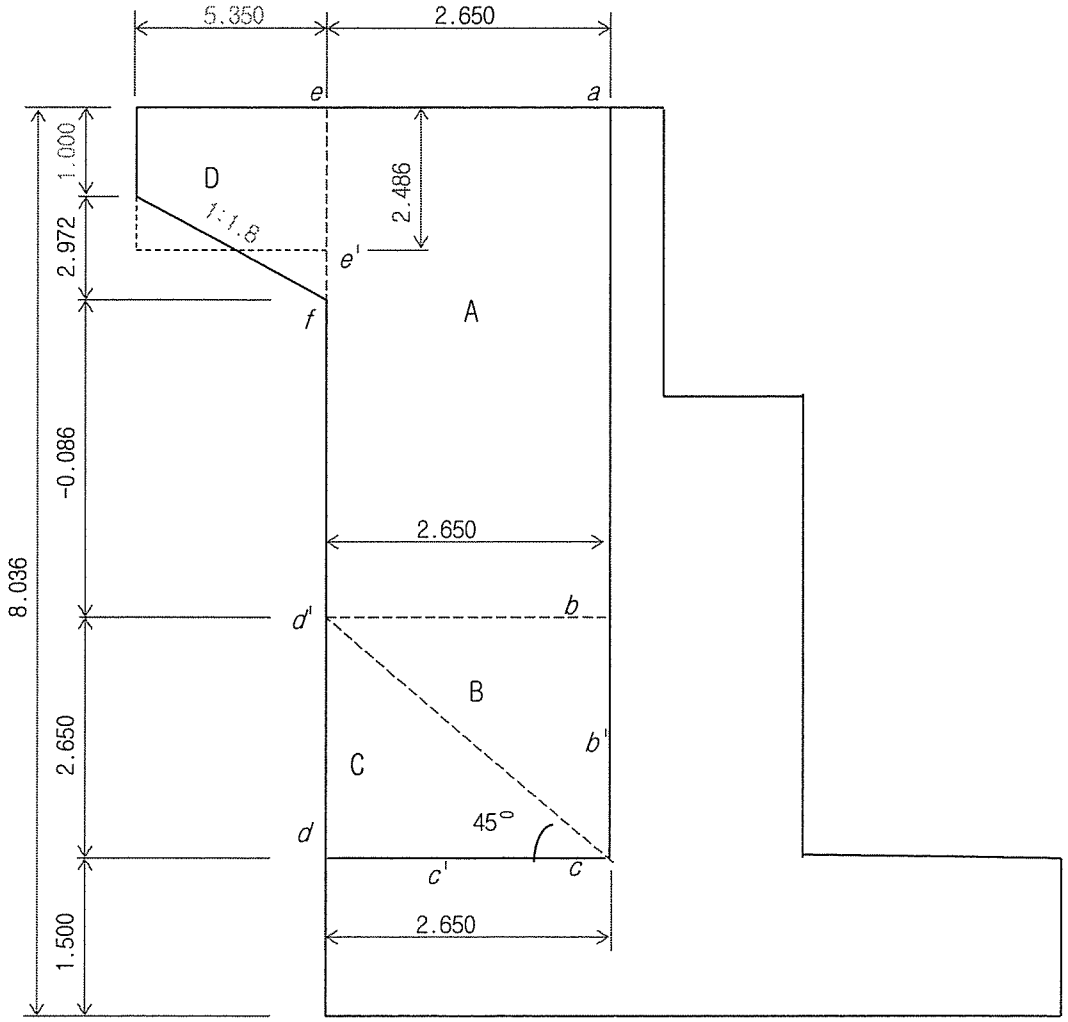
(2) 정지토압계수

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	×	2.486	+ Pe	=	39.707 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.486	×	5.350		=	396.451 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350				=	1060.507 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000				=	31.855 kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.486	+ Pe	=	63.531 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.486	×	5.350		=	634.322 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350				=	1696.811 kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=									=	19.909 kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	3.886	+ Pe	=	50.856 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	3.886	×	2.650		=	364.37 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	760.82 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650 + Md	=	2593.89 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=									=	31.855 kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	3.886	+ Pe	=	81.370 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	3.886	×	2.650		=	582.99 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	1217.31 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650 + Md	=	4150.22 kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=									=	50.856 kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.65						=	134.769 kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.650^2				=	178.569 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 81.370 kN/㎡

Vb = Pb × 2.65 = 215.630 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 2.650^{2} = 285.710 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 50.856 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.398 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 71.960 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 162.731 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650^{2} = 203.269 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 81.370 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.398 × 20.00 × 2.65 + Pd' = 115.136 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 2.650 = 260.370 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 2.650^{2} = 325.23 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	682.547	1067.993	285.710	325.230
설계 하중(S)	255.158	313.255	215.630	260.370
사용 하중(M)	426.592	667.496	178.569	203.269

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.972m]

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	682.547	255.158	426.592

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 1.443]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04347 > 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 = 2146.788 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 = 2862.38 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) = 975.832 kN · mm

ΦMn > Mu (= 682.547 kN · m) [사용률 = 1.430] ∴ O.K!!

나) 전단검토

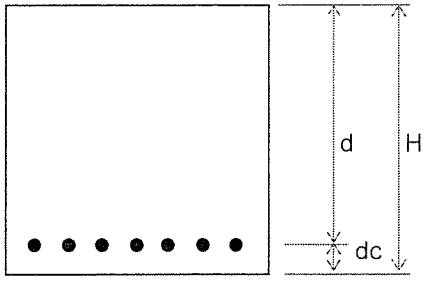
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 255.158 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 =	426.592	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)) = 177.04 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 163.799 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 163.799 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 258.27 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 258 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.886m]

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	1067.993	313.255	667.496

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 1.193]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03250 > 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 = 3396.829 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 = 4529.11 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) = 1266.194 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1067.993 kN · m) [사용률 = 1.186] ∴ O.K!!

나) 전단검토

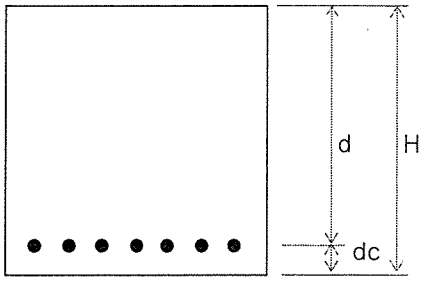
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 313.255 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 =	667.496	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)) = 199.40 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 197.553 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 197.553 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 179.88 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 180 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.536m]

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	285.710	215.630	178.569

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	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) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.742]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08993 > 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 = 888.704 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 = 1184.94 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 285.710 kN · m) [사용률 = 1.732] ∴ O.K!!

나) 전단검토

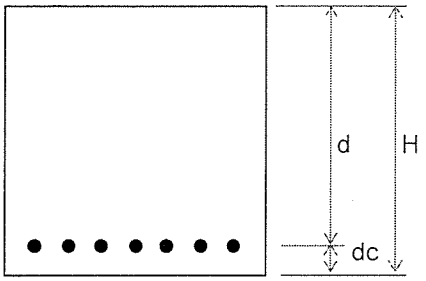
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 215.630 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 =	178.569	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 134.581 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 134.581 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 362.65 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 363 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.536m]

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	325.230	260.370	203.269

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	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) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.529]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08993 > 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 = 1012.736 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 = 1350.31 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 325.230 kN · m) [사용률 = 1.521] ∴ O.K!!

나) 전단검토

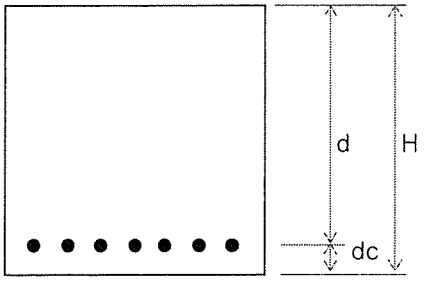
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 260.370 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 =	203.269	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 153.197 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 153.197 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 291.54 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 292 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		7693.812		26582.999	1066.760		3082.234

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (26582.999 - 3082.234) / 7693.812 - 6.250 / 2

= -0.070 m

Mo = 7693.812 x 0.0705 = 542.399 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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10386.647		35887.049	1706.816		4931.575

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (35887.049 - 4931.575) / 10386.647 - 6.250 / 2

= -0.145 m

Mo = 10386.647 x 0.1447 = 1502.798 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		7693.812		26582.999	1141.760		3487.234

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (26582.999 - 3487.234) / 7693.812 - 6.250 / 2

= -0.123 m

Mo = 7693.812 x 0.1231 = 947.399 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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10386.647		35887.049	1811.816		5498.575

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (35887.049 - 5498.575) / 10386.647 - 6.250 / 2

= -0.199 m

Mo = 10386.647 x 0.1993 = 2069.798 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-		306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장대레일종하중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.275	5.400	2701.484
합 계		9750.495		32932.600	1948.336		7419.438

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (32932.600 - 7419.438) / 9750.495 - 6.250 / 2
= -0.508 m
Mo = 9750.495 x 0.5084 = 4957.136 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장대레일종하중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	700.385	5.400	3782.078
합 계		13543.601		45498.244	3002.283		11249.803

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (45498.244 - 11249.803) / 13543.601 - 6.250 / 2
= -0.596 m
Mo = 13543.601 x 0.5962 = 8075.312 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	P_L	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	413.398	5.400	2232.349
합 계		9750.495		32932.600	1786.459		6545.302

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (32932.600 - 6545.302) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.419 m

M_o = 9750.495 × 0.419 = 4083.001 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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	P_L	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	578.757	5.400	3125.288
합 계		13543.601		45498.244	2775.655		10026.014

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (45498.244 - 10026.014) / 13543.601 - 6.250 / 2

= -0.506 m

M_o = 13543.601 × 0.506 = 6851.522 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	1373.061		4312.953

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 4312.953) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.190 m

Mo = 9750.495 x 0.1898 = 1850.652 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2911.313	2.600	7569.415	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14191.510		47633.810	2196.898		6900.726

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (47633.810 - 6900.726) / 14191.510 - 6.250 / 2

= -0.255 m

Mo = 14191.510 x 0.2548 = 3615.385 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	1373.061		4312.953

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 4312.953) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.190 m

Mo = 9750.495 x 0.1898 = 1850.652 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	4013.082	-	12779.851	-	-	-
	배 면 토	3464.080	-	18126.881	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4409.578	2.600	11464.902	-	-	-
	활 하 중	2517.893	2.600	6546.521	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	423.360	4.675	1979.208	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	4093.624
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		15600.793		54510.202	2196.898		7141.527

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (54510.202 - 7141.527) / 15600.793 - 6.250 / 2

= -0.089 m

Mo = 15600.793 x 0.0887 = 1383.802 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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	5.400	5500.507
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	5.400	942.246
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	24.449	-	196.472
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	107.592
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	3311.163		14808.482

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 14808.482) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -1.266 m

Mo = 9750.495 x 1.2662 = 12346.181 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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	5.400	5500.507
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	5.400	942.246
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	24.449	-	196.472
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	107.592
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	3311.163		14808.482

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 14808.482) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -1.266 m

Mo = 9750.495 x 1.2662 = 12346.181 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	7693.812	1066.760	542.399	-0.070	
LOAD CASE2	7693.812	1141.760	947.399	-0.123	
LOAD CASE3	9750.495	1948.336	4957.136	-0.508	
LOAD CASE4	9750.495	1786.459	4083.001	-0.419	
LOAD CASE5	9750.495	1373.061	1850.652	-0.190	
LOAD CASE6	9750.495	1373.061	1850.652	-0.190	
LOAD CASE7	9750.495	3311.163	12346.181	-1.266	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	10386.647	1706.816	1502.798	-0.145	
LOAD CASE2	10386.647	1811.816	2069.798	-0.199	
LOAD CASE3	13543.601	3002.283	8075.312	-0.596	
LOAD CASE4	13543.601	2775.655	6851.522	-0.506	
LOAD CASE5	14191.510	2196.898	3615.385	-0.255	
LOAD CASE6	15600.793	2196.898	1383.802	-0.089	
LOAD CASE7	9750.495	3311.163	12346.181	-1.266	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	9750.495	1948.336	4957.136	13543.601	3002.283	8075.312
축 력 최대시	9750.495	1786.459	4083.001	15600.793	2196.898	1383.802
지 진 시	9750.495	3311.163	12346.181	9750.495	3311.163	12346.181

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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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	9750.495	1786.459	4083.001	
극 한 하 중	15600.793	2196.898	1383.802	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

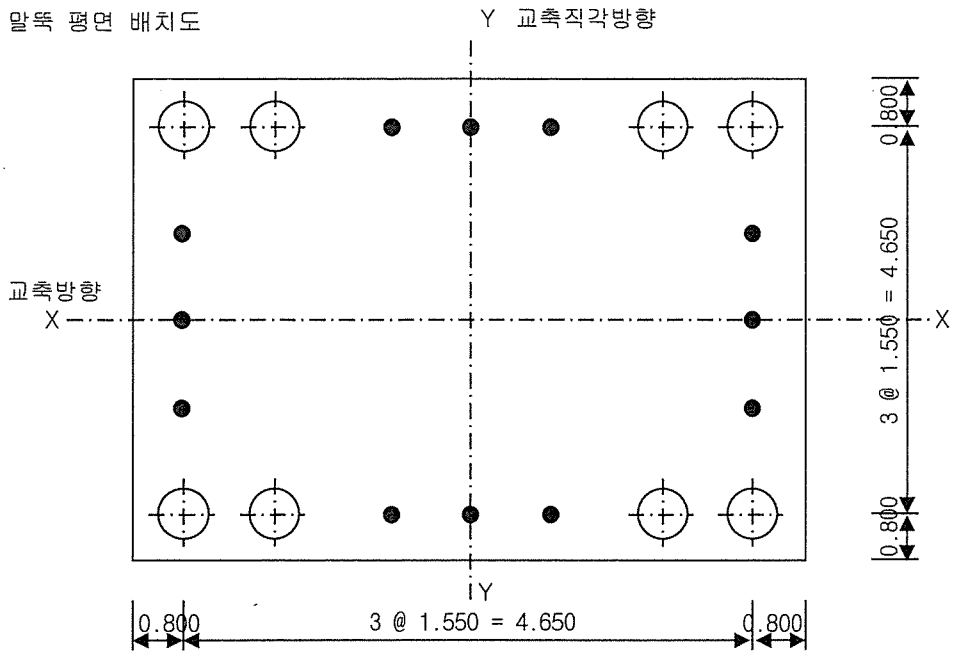
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1021776	0	-1010293	2567719	0	9709059

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1786.459	9750.495	4083.001	0.00241240	0.00379734	0.00067156

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00241	0.00536	859.98	111.65	-68.47
2 열	0.00241	0.00432	692.93	111.65	-68.47
3 열	0.00241	0.00328	525.88	111.65	-68.47
4 열	0.00241	0.00224	358.83	111.65	-68.47
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00241	0.00536	859.98	111.65	68.47

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	510888	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1786.459	9750.495	4083.001	0.0034968	0.0037973	0.0005295

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00350	0.00503	806.97	111.65	0.00
2 열	0.00350	0.00421	675.26	111.65	0.00
3 열	0.00350	0.00339	543.55	111.65	0.00
4 열	0.00350	0.00257	411.84	111.65	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00350	0.00503	806.97	111.65	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	-0.712	0.00350	68.47	0.00241

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	111.65	말뚝머리 힌 지	수평력	111.65
	수직력	859.98		수직력	806.97
	모멘트	68.47		모멘트	0.71
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	100.6	17.0	61.7	17.0
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 859.98}{\pi \times 0.609\ \hat{}2}$$

$= 2.952$ MPa $<$ $fca = 7.500$ MPa **- O.K -**

$fca = 0.25 \times fck = 7.50$ MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)h} = \frac{859.980}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.400\ )\ x\ 1.400}$$

$= 0.097$ 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{111.654}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.833 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{111.654}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.058 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π × (유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) /1000$

= 38589.980 kN ≥ 1127.381 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	2196.898	15600.793	1383.80	0.00255	0.00608	0.00041

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1127.381	137.306
2 열	1025.827	137.306
3 열	924.272	137.306
4 열	822.718	137.306
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1127.381	137.306

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	2196.898207	15600.793	1383.801597	0.00430	0.00608	0.00018

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1042.008	137.306
2 열	997.369	137.306
3 열	952.730	137.306
4 열	908.091	137.306
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1042.008	137.306

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1127.381	859.980
2 열	1025.827	692.931
3 열	924.272	525.881
4 열	822.718	358.832
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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	9750.495	1948.336	4957.136	
극 한 하 중	13543.601	3002.283	8075.312	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

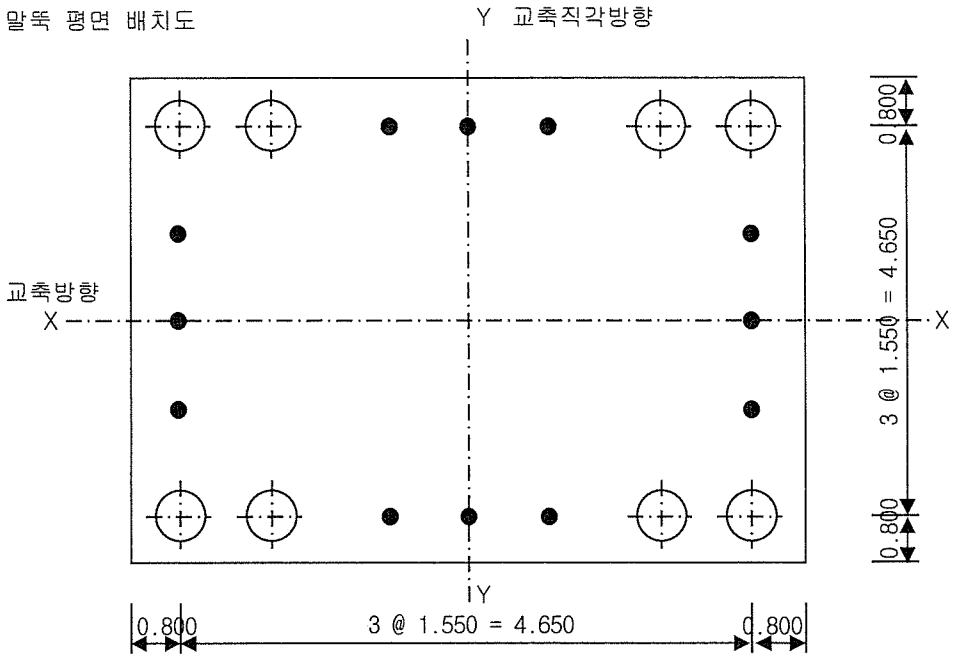
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1021776	0	-1010293	2567719	0	9709059

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1948.336	9750.495	4957.136	0.00268823	0.00379734	0.00079030

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00269	0.00563	904.28	121.77	-71.06
2 열	0.00269	0.00441	707.70	121.77	-71.06
3 열	0.00269	0.00318	511.11	121.77	-71.06
4 열	0.00269	0.00196	314.53	121.77	-71.06
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00269	0.00563	904.28	121.77	71.06

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	510888	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1948.336	9750.495	4957.136	0.0038136	0.0037973	0.0006429

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00381	0.00529	849.27	121.77	0.00
2 열	0.00381	0.00430	689.36	121.77	0.00
3 열	0.00381	0.00330	529.45	121.77	0.00
4 열	0.00381	0.00230	369.54	121.77	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00381	0.00529	849.27	121.77	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	-0.776	0.00381	71.06	0.00269

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	121.77	말뚝머리 힌 지	수평력	121.77
	수직력	904.28		수직력	849.27
	모멘트	71.06		모멘트	0.78
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	105.3	18.5	65.0	18.5
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 904.28}{\pi \times 0.609\ ^\wedge 2}$$

$= 3.104$ MPa $<$ fca = 7.500 MPa - O.K -

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)\,h} = \frac{904.283}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.400\ )\ x\ 1.400}$$

$= 0.102$ 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{121.771}{0.609 \times 0.100}$$

= 2.000 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{121.771}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.063 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$

= 38589.980 kN ≥ 1319.569 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	3002.283	13543.601	8075.31	0.00419	0.00527	0.00127

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1319.569	187.643
2 열	1004.173	187.643
3 열	688.777	187.643
4 열	373.382	187.643
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1319.569	187.643

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	3002.282968	13543.601	8075.311732	0.00588	0.00527	0.00105

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1237.216	187.643
2 열	976.722	187.643
3 열	716.228	187.643
4 열	455.734	187.643
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1237.216	187.643

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1319.569	904.283
2 열	1004.173	707.698
3 열	688.777	511.114
4 열	373.382	314.529
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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	9750.495	3311.163	12346.181	
극 한 하 중	9750.495	3311.163	12346.181	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

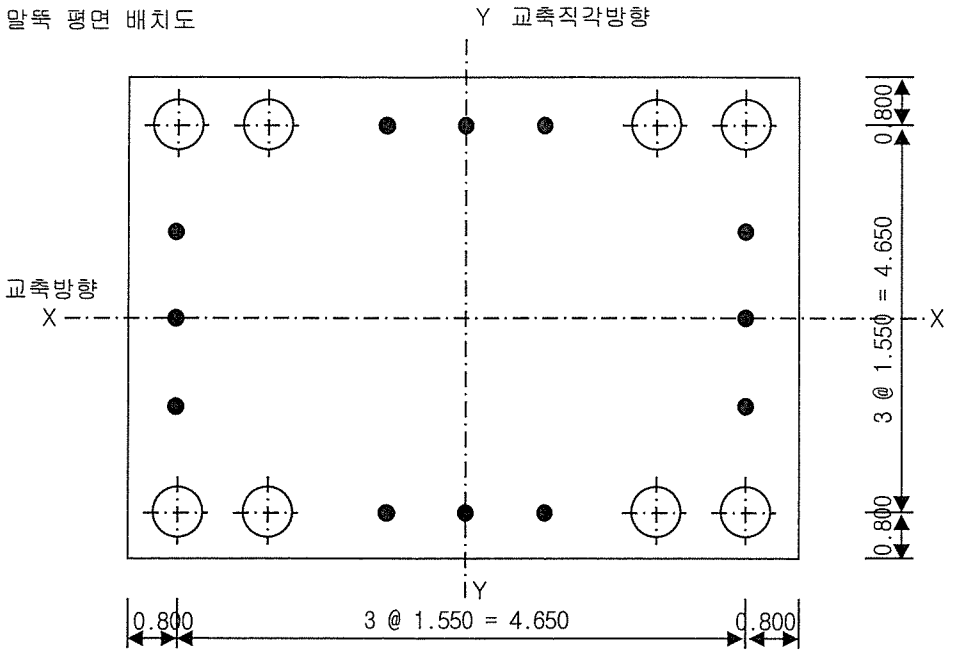
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1384918	0	-1237351	2567719	0	9922196

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3311.163	9750.495	12346.181	0.00394177	0.00379734	0.00173586

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00394	0.00783	1257.09	206.95	-64.96
2 열	0.00394	0.00514	825.30	206.95	-64.96
3 열	0.00394	0.00245	393.51	206.95	-64.96
4 열	0.00394	-0.00024	-38.28	206.95	-64.96
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00394	0.00783	1257.09	206.95	64.96

▷ 축방향 작용 인발력 (38.28 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (178.19 kN) ∴ O.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	692459	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	3311.163	9750.495	12346.181	0.0047817	0.0037973	0.0016011

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00478	0.00752	1206.80	206.95	0.00
2 열	0.00478	0.00504	808.54	206.95	0.00
3 열	0.00478	0.00256	410.27	206.95	0.00
4 열	0.00478	0.00007	12.01	206.95	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00478	0.00752	1206.80	206.95	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	-1.192	0.00478	64.96	0.00394

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	206.95	말뚝머리 힌 지	수평력	206.95
	수직력	1257.09		수직력	1206.80
	모멘트	64.96		모멘트	1.19
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	129.0	31.5	92.4	31.5
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 1257.09}{\pi \times 0.609\ \hat{}2}$$

$= 4.316$ MPa $<$ fca = 9.975 MPa **- O.K -**

fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)\,h} = \frac{1257.093}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.400\ )\ x\ 1.400}$$

$= 0.142$ 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{206.948}{0.609 \times 0.100}$$

= 3.398 MPa < fca = 9.975 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{206.948}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.107 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$

= 38589.980 kN ≥ 1257.093 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	3311.163	9750.495	12346.18	0.00394	0.00380	0.00174

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1257.093	206.948
2 열	825.302	206.948
3 열	393.510	206.948
4 열	-38.281	206.948
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1257.093	206.948

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	3311.163289	9750.495	12346.18058	0.00478	0.00380	0.00160

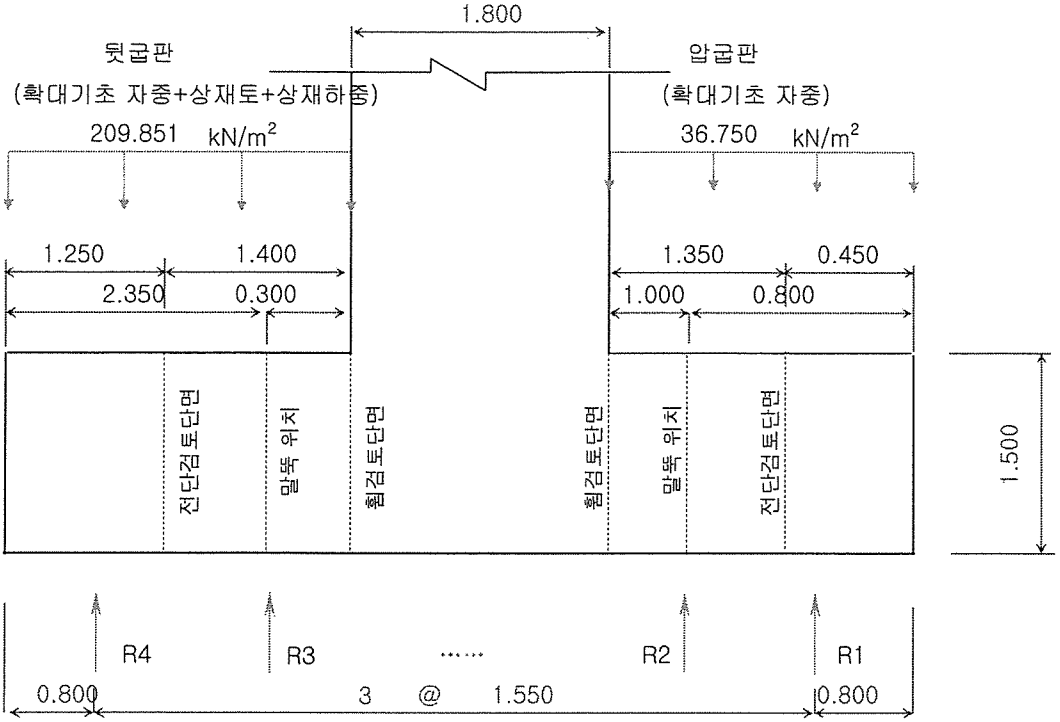
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1206.802	206.948
2 열	808.538	206.948
3 열	410.274	206.948
4 열	12.010	206.948
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1206.802	206.948

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1257.093	1257.093
2 열	825.302	825.302
3 열	393.510	393.510
4 열	-38.281	-38.281
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1127.381	1319.569	1257.093	1319.569	MAX
2 열	1025.827	1004.173	825.302	1025.827	MAX
3 열	924.272	688.777	393.510	924.272	MAX
4 열	822.718	373.382	-38.281	-38.281	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	859.980	904.283		904.283	MAX
2 열	692.931	707.698		707.698	MAX
3 열	525.881	511.114		525.881	MAX
4 열	358.832	314.529		314.529	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 36.750 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$

$= 36.75 \times 1.80^{\,2} \div 2 = 59.535$ kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$

$= 36.75 \times 1.80 = 66.150$ kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 4 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\dfrac{PNi \times 4\ EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,319.569	1,025.827	-	844.524	-	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	844.524	- 80.372	764.152

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
844.524	-	-	844.524	- 89.303	755.221

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
904.283	707.698	-	578.741	-	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	578.741	- 59.535	519.206

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 209.851 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 209.85 × 2.65 ² ÷ 2 = 736.839 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 209.85 × 2.65 = 556.11 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 4 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 4\ EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
-38.281	924.272	-	-24.500	591.534	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	132.136	-1,114.288	-982.152

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
-24.500	591.534	-	567.035	-840.972	-273.937

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
314.529	525.881	-	201.299	336.564	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	473.372	-736.839	-263.467

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	1500.00	1400.00	100.00	982.152	273.937	263.467

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 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm^2 [사용률 1.572]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06928 > 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 = 1970.466 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 = 56033.87 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4900.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2627.29 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) = 1533.256 kN · mm

ΦMn > Mu (= 982.152 kN · m) [사용률 = 1.561] ∴ O.K!!

나) 전단검토

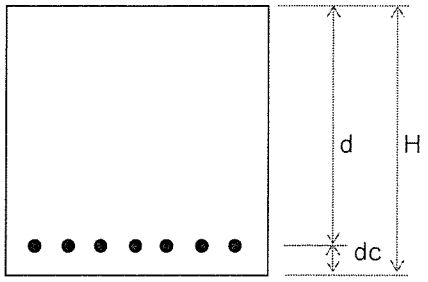
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1400.00 / 1000 = 1086.32 kN

ΦVc= 1086.32 > Vu = 273.937 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	263.467	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)) = 225.64 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 64.220 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 64.220 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 981.01 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 981 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 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	1500.00	1350.00	150.00	764.152	755.221	519.206

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	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) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.444]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.09117 > 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 = 1586.960 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 54032.66\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4725.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2115.95 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) = 1098.831 kN · mm

ΦMn > Mu (= 764.152 kN · m) [사용률 = 1.438] ∴ O.K!!

나) 전단검토

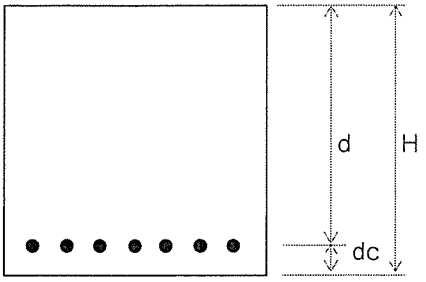
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1350.00 / 1000 = 1047.52 kN

ΦVc= 1047.52 > Vu = 755.221 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	519.206	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)) = 192.71 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 176.183 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 176.183 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 220.73 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 221 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 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

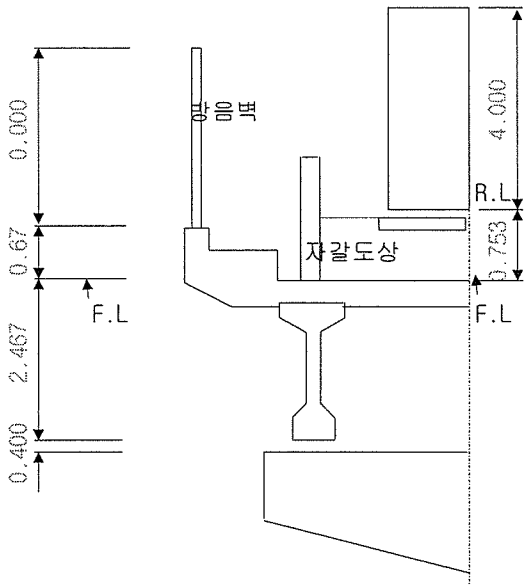
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.420 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.620 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 1.969 M

풍하중(열차재하) = 4.010 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

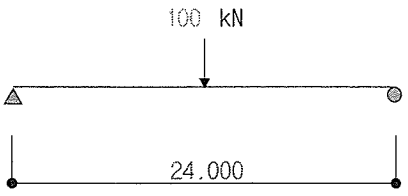
ΣR_L = 1771.967 kN

R_{L1} = 865.761 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 × 3.620 = 181.000 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	181.000	5.780	1.700	53.235	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	53.235	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 3 shoe

= 16.667 kN

P_{Lf} = 53.235 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 40.000 V = 200 km/hr

$$f_{max} = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 865.761 kN (충격 제외)

P_c = 865.76 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.420 = 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	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 3 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 × 1.969 = 277.421 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	277.421	5.780	1.700	81.594	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	81.594	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.220 × 14.975 = 162.179 kN

M_t = 162.179 × 4.010 = 650.338 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	650.338	5.780	1.700	191.276	↑
G2			0.000	0.000	-
G2			1.700	191.276	↓

③ 적용하중

H_w = 162.179 / 3 shoe

= 54.060 kN

P_w = 191.276 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

P_E = 698.898 kN

M_c = 698.898 × 0.400 = 279.559 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	279.559	5.780	1.700	82.223	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	82.223	↓

H_E = 233.298 kN

R_E = 82.223 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 1771.967 kN

R_{L1} = 865.761 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 495.000 / 3 shoe

= 165.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 90.000 / 3 shoe

= 30.000 kN

마) 지진하중(내진계산서 참조)

H_E = 1134.273 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	2056.378	70.726	0.80
	지진시	1894.090	233.298	
교축 방향	상시	1811.867	195.000	0.80
	지진시	1811.867	1134.273	

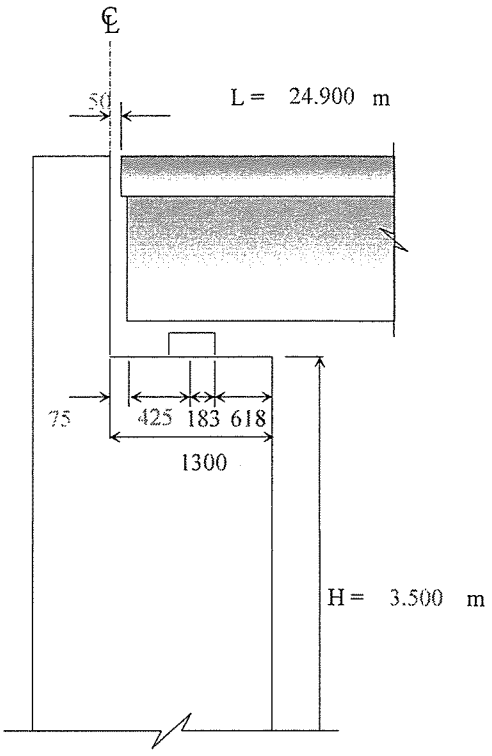
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2056.378	70.726	1523.243	52.390	1.35
	지진시	1894.090	233.298	1352.922	166.641	1.40
교축 방향	상시	1811.867	195.000	1449.494	156.000	1.25
	지진시	1811.867	1134.273	1294.191	810.195	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 365 × 519 mm
▣ 높 이 : 183 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 618 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 3.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 264.89

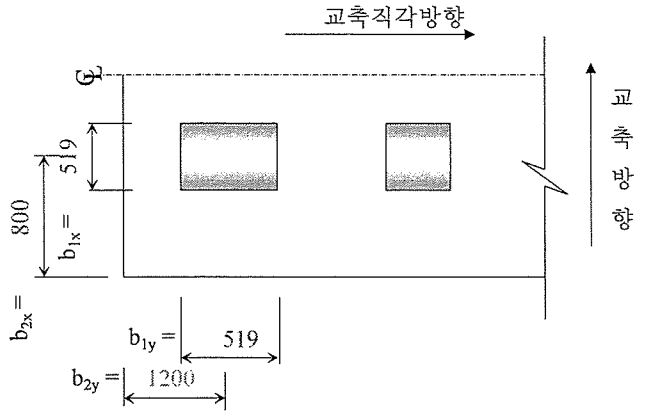
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 425 mm
$S_2 =$ 182.5 / 2 = 91.25 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.50 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 425 + 91.25 + 324.50 = 840.75 mm

∴ Max (N, ∑S) = 840.75 mm < 1225.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2595.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2595.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 519 / 1600) \times 1449493.6 / 180$

$= 1360.2$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 519 / 1600) \times 1294190.7 / 180$

$= 1214.4$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1523243.1 / 180$

$= 1658.1$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1352921.639 / 180$

$= 1472.7$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

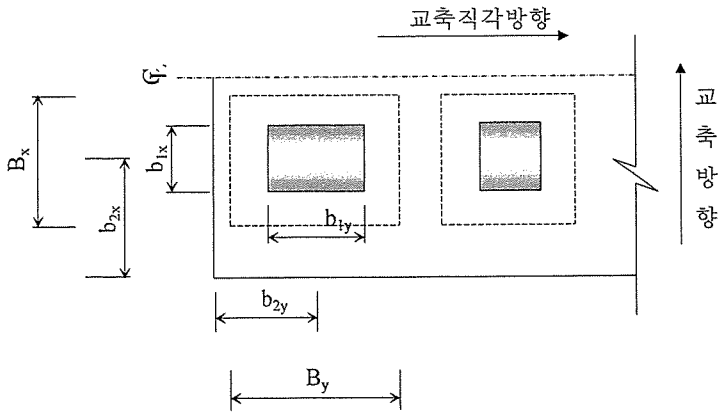
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 156000 / 180 = 866.7$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 810195 / 180 = 4501.1$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 52390 / 180 = 291.1$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 166641 / 180 = 925.8$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 519 + 1200 = 1719.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2$ = 859.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 800 + (519 + 1200) / 2 = 1659.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 519 + 800 = 1319.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1658.100 + 291.055 = 1949.155 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1472.700 + 925.786 = 2398.486 ㎟

B_y = 1319.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2398.486 ㎟ - O.K -

▣ 교축방향

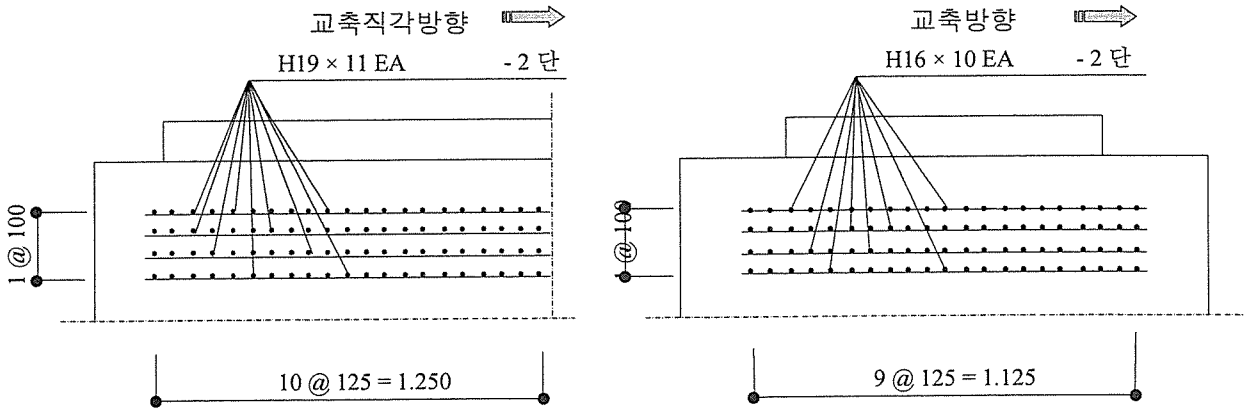
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1360.200 + 866.667 = 2226.867 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1214.400 + 4501.083 = 5715.483 ㎟

B_x = 1659.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 11 EA × 2 단 = 6303.000 ㎟ > 5715.483 ㎟ - O.K -

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{166641.4}{180} = 925.79 \ mm^2$$

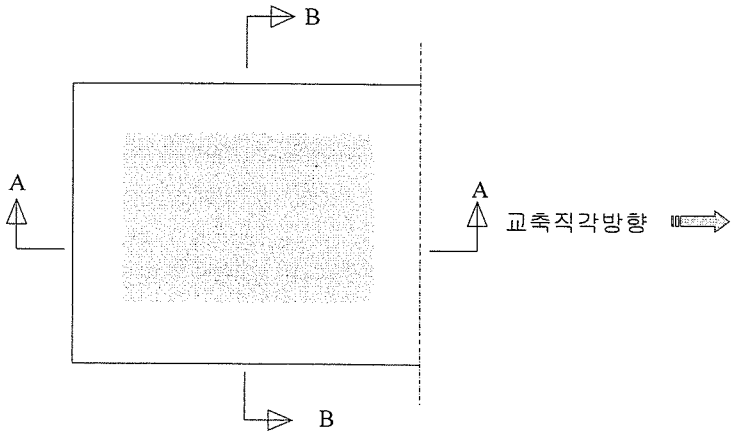
Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 mm^2 > 925.786 mm^2 - O.K -
(CTC 125)

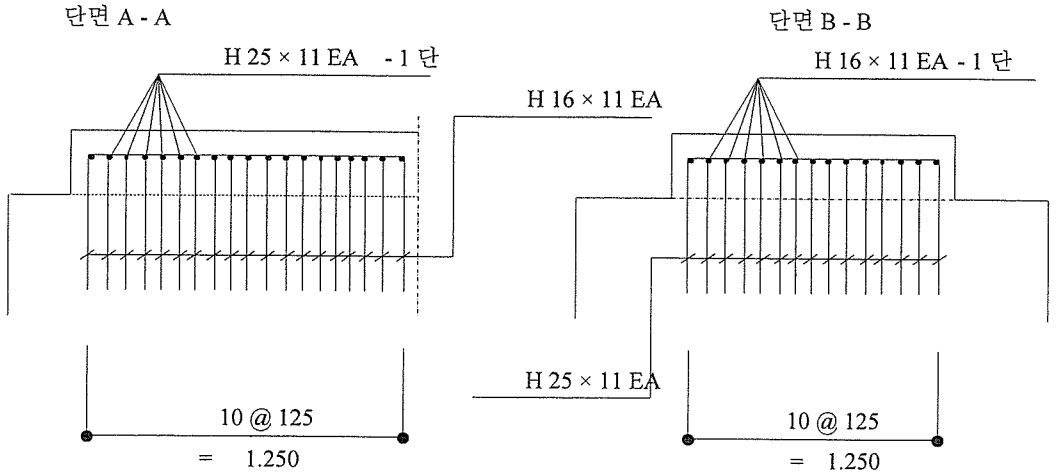
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{810195.0}{180} = 4501.08 \ mm^2$$

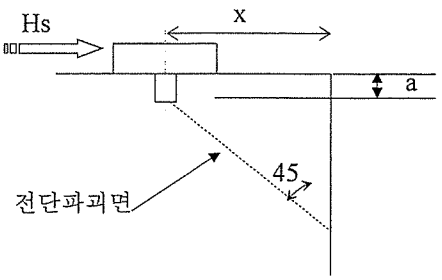
Use A_{sx} = H 25 - 11 EA × 1 ea = 5573.700 mm^2 > 4501.083 mm^2 - O.K -
(CTC 125)

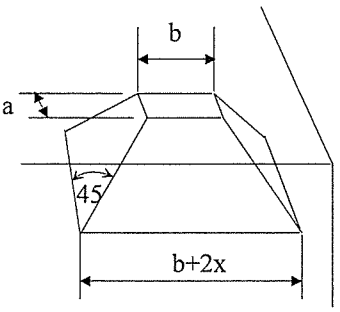
다) 철근배치도





6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{166641}{4953707} = 0.034 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4953707 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 166641 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{810195}{2397375} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2397375 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 810195 N

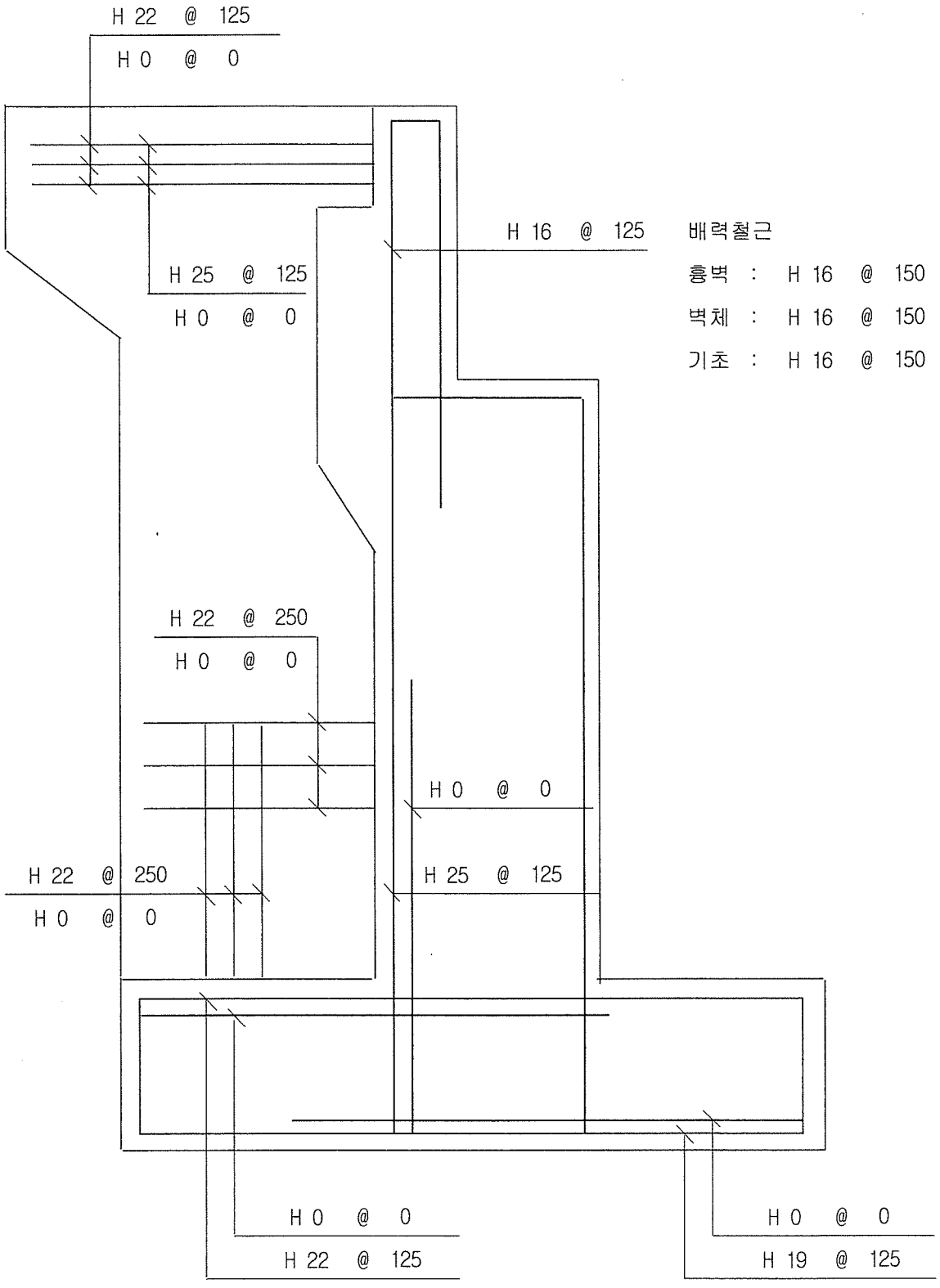
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

8.주철근 조립도

파전제2교 교대 A1



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

9.2.2 A2

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	946.106	289.983	326.521	1272.627	0.000	220.630
G2	867.323	768.882	865.761	1733.084	0.000	221.093
G3	942.557	514.818	579.685	1522.242	0.000	220.568
계	2755.986	1573.683	1771.967	4527.953	0.000	662.291
Pmax	1733.084				0.000	221.093
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

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

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

1) 교 량 지 간 : 24.000 m

2) 총 길 이 : 25.000 m

3) PSC BEAM 전장 24.900 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 = 2755.986 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : R(1+i) = 1771.967 kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : RI = 1573.683 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)

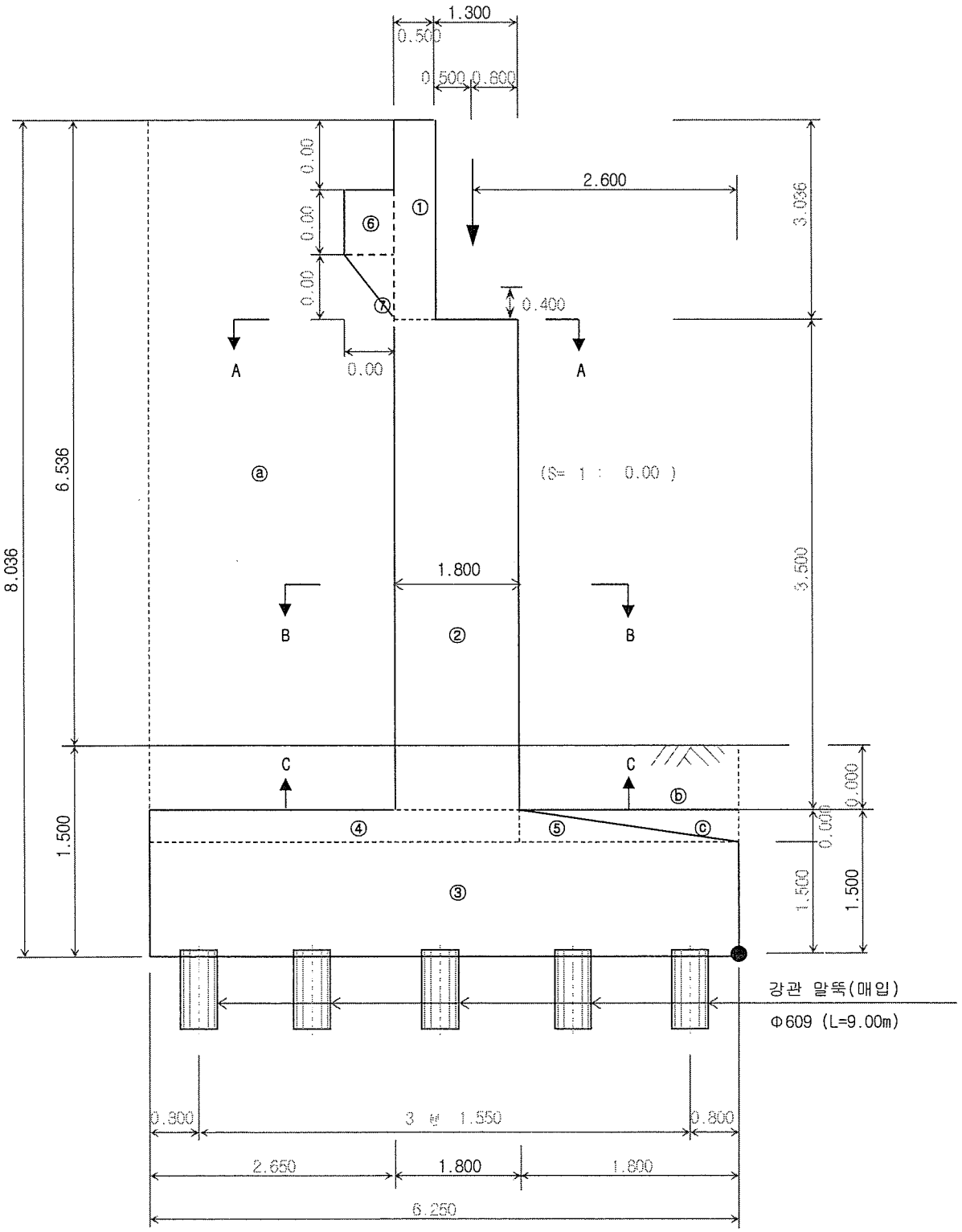
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 5.600 m
◎ 기 초 폭 : L' = 6.250 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.036	×	5.600			=	8.50	㎥
②	1.800	×	3.500	×	5.600			=	35.28	㎥
③	1.500	×	6.250	×	6.250			=	58.59	㎥
④	0.000	×	4.450	×	6.250			=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	6.250	/	2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	6.250			=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	6.250	/	2	=	0.00	㎥
ⓐ	2.650	×	6.536	×	6.250			=	108.25	㎥
ⓑ	1.800	×	0.000	×	6.250			=	0.00	㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	6.250	/	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	8.50	24.50	208.27	3.35	697.70	19.24	6.52	125.43
	②	35.28	24.50	864.36	2.70	2333.77	79.87	3.25	259.57
	③	58.59	24.50	1435.55	3.13	4486.08	132.64	0.75	99.48
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.04	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.04	0.00
	계	102.37		2508.18		7517.56	231.76		484.48
토사	ⓐ	108.25	20.00	2165.05	4.93	10662.87	200.05	4.77	953.84
	ⓑ	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	0.00		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	108.25		2165.05		10662.87	200.05		953.84

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

- Rd = = 2755.99 kN
- x = = 2.60 m

2) 활하중 반력 (충격 포함)

- $R_l(1+i)$ = 1771.97 kN
- x = = 2.60 m

다. 부력

- Vw = 6.250 × (219.315 - 227.815) × 6.250 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.250 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (2.650 + 0.500) × 5.600 = 264.60 kN
Xc = 6.250 - (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 m
Yc = 1.500 + 3.500 + 3.036 = 8.04 m
MVd = Vd × Xc = 1237.01 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 24.45 kN
MHd = Hd × Yc = 196.47 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 kN/㎡
Vql1 = 27.381 × (2.650 + 0.500) × 5.600 = 483.00 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 2258.03 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 × 25.00 = 500.00 kN ≤ 6000.0 kN

2) 시동하중

T (전체시동하중) = 33.000 × 25.00 = 825.00 kN ≤ 1000.0 kN

3) 가동단에 작용하는 수평력

Rm (지점 반력) = 2755.986 + 1573.683 = 4329.67 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 4,329.669
= 649.450 > 412.500 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 412.500 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) = 150.00 kN
Rm (지점 반력) = 2755.986 = 2755.99 kN
Tm (가동단수평력) = 0.15 × 2,755.986
= 413.398 > 75.000 (= 1/2 T)
Tmb (설계수평력) = 75.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

나) 활하중 재하시

T (장대레일 종하중) = 6.0 kN/m × 지간 × 1 (단선) = 150.00 kN

Rm (지 점 반 력) = 2755.986 + 1771.967 = 4527.95 kN

Tm (가동단수평력) = 0.15 × 4,527.953

= 679.193 > 75.000 (= 1/2 T)

Tmb (설계수평력) = 75.000 kN (Tm은 1/2T 이하)

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

- qd = 15.00 kN/m²
- ql = 27.38 kN/m²

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

Pa_{1d}(고정하중에 의한 수평력)

= Ka × qd × H × L = 0.249 × 15.000 × 8.036 × 5.600 = 167.80 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 27.381 × 8.036 × 5.600 = 306.30 kN

y_1 = H / 2 = 4.02 m

나) 토압

h_1 = 8.036 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 × 64.58 × 5.600 = 898.96 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 2.68 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 8.04 × 0.000 × 5.600 = 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 × 5.600 = 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 × 8.036 × 5.600 = 201.45 kN

ye_1 = H / 2 = 4.02 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 27.381 × 8.036 × 5.600 = 367.73 kN

ye_1 = H / 2 = 4.02 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 64.58 × 5.600

= 1079.24 kN

ye_2 = H / 2 = 4.02 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} = 946.106 × 0.150 = 141.916 kN

T_{s2} = 867.323 × 0.150 = 130.098 kN

T_{s3} = 942.557 × 0.150 = 141.384 kN

T_{s4} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

T_{s5} = 0.000 × 0.150 = 0.000 kN

▶ ΣT_u (단선재하시) = 413.398 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교대	①	0.000	220.630
	②	0.000	221.093
	③	0.000	220.568
	④	0.000	0.000
	⑤	0.000	0.000
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		7693.812		26582.999	1066.760		3082.234

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (26582.999 - 3082.234) / 7693.812 - 6.250 / 2

= -0.070 m

Mo = 7693.812 x 0.0705 = 542.399 kN · m

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

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	176.400	-	824.670	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	111.867	4.018	449.480
토 압		-	-	-	898.960		2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		4849.626		19005.100	1010.827		2857.494

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (19005.100 - 2857.494) / 4849.626 - 6.250 / 2

= 0.205 m

Mo = 4849.626 x 0.2047 = 992.523 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	1373.061		4312.953

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 4312.953) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.190 m

Mo = 9750.495 x 0.1898 = 1850.652 kN · m

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

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자중	교 대	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배면토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활하중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상재하중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활하중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.500	5.400	2227.500
합계		9750.495		32932.600	1785.561		6540.453

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 6540.453) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.418 m

Mo = 9750.495 x 0.4183 = 4078.152 kN · m

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

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자중	교 대	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배면토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활하중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상재하중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활하중	483.000	-	2258.025	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온도		-	-	-	413.398	5.400	2232.349
합계		9750.495		32932.600	1786.459		6545.302

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (32932.600 - 6545.302) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.419 m

M_o = 9750.495 × 0.419 = 4083.001 kN · m

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

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	24.449	8.036	196.472
	활 하 중	483.000	-	2258.025	13.389	8.036	107.592
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	2118.061		8365.729

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 8365.729) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.605 m

Mo = 9750.495 x 0.6054 = 5903.428 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	7693.812	1066.760	542.399	-0.070	
LOAD CASE 2	4849.626	1010.827	992.523	0.205	
LOAD CASE 3	9750.495	1373.061	1850.652	-0.190	
LOAD CASE 4	9750.495	1785.561	4078.152	-0.418	축력 최대
LOAD CASE 5	9750.495	1786.459	4083.001	-0.419	모멘트 최대
LOAD CASE 6	9750.495	2118.061	5903.428	-0.605	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	9750.495	1785.561	4078.152	-0.418	
2	모멘트 최대시	9750.495	1786.459	4083.001	-0.418	
3	지 진 시	9750.495	2118.061	5903.428	-0.605	

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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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 = 173.10 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) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 65733.615 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.215 1/m

∴ βλ = 0.57 ≤ 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	9750.495	1785.561	4078.152	
모멘트 최대시	9750.495	1786.459	4083.001	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

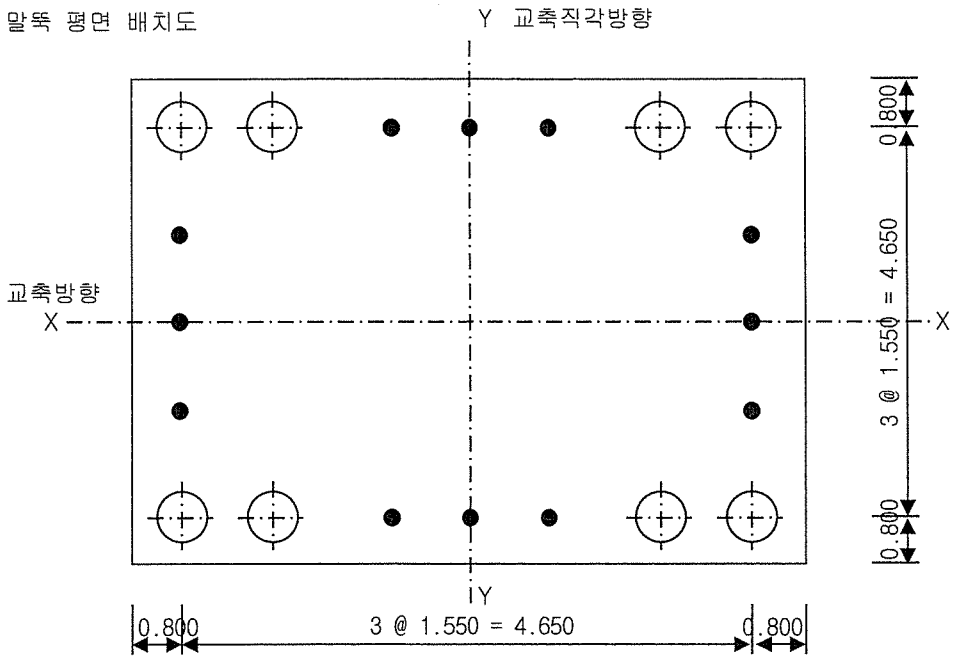
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1016738	0	-1006969	2567719	0	9705770

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1785.561	9750.495	4078.152	0.00242108	0.00379734	0.00067136

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00242	0.00536	859.91	111.60	-68.68
2 열	0.00242	0.00432	692.91	111.60	-68.68
3 열	0.00242	0.00328	525.91	111.60	-68.68
4 열	0.00242	0.00224	358.91	111.60	-68.68
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00242	0.00536	859.91	111.60	68.68

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	508369	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1785.561	9750.495	4078.152	0.0035123	0.0037973	0.0005289

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00351	0.00503	806.74	111.60	0.00
2 열	0.00351	0.00421	675.18	111.60	0.00
3 열	0.00351	0.00339	543.63	111.60	0.00
4 열	0.00351	0.00257	412.08	111.60	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00351	0.00503	806.74	111.60	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	-0.713	0.00351	68.68	0.00242

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

$\delta = 3.512\ mm < \delta a = 15\ mm \therefore$ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	111.60	말뚝머리 힌 지	수평력	111.60
	수직력	859.91		수직력	806.74
	모멘트	68.68		모멘트	0.71
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	859.91 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	111.60 kN	173.10 kN	O.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1016738	0	-1006969	2567719	0	9705770

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1786.459	9750.495	4083.001	0.00242262	0.00379734	0.00067202

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00242	0.00536	860.15	111.65	-68.69
2 열	0.00242	0.00432	692.99	111.65	-68.69
3 열	0.00242	0.00328	525.82	111.65	-68.69
4 열	0.00242	0.00224	358.91	111.65	-68.69
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00242	0.00536	860.15	111.65	68.69

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	508369	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1786.459	9750.495	4083.001	0.0035141	0.0037973	0.0005295

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00351	0.00503	806.97	111.65	0.00
2 열	0.00351	0.00421	675.26	111.65	0.00
3 열	0.00351	0.00339	543.55	111.65	0.00
4 열	0.00351	0.00257	411.84	111.65	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00351	0.00503	806.97	111.65	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	-0.713	0.00351	68.69	0.00242

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.514 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	111.65	말뚝머리 힌 지	수평력	111.65
	수직력	860.15		수직력	806.97
	모멘트	68.69		모멘트	0.71
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	860.15 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	111.65 kN	173.10 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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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 = 259.60 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) = 2.650 m

- 확대지반반력계수(kp) = Kv×n×m/(L×B) = 65733.615 kN/m

- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times Kp/(E \times h^3))}$ = 0.215 1/m

∴ βλ = 0.57 ≤ 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	9750.495	2118.061	5903.428	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

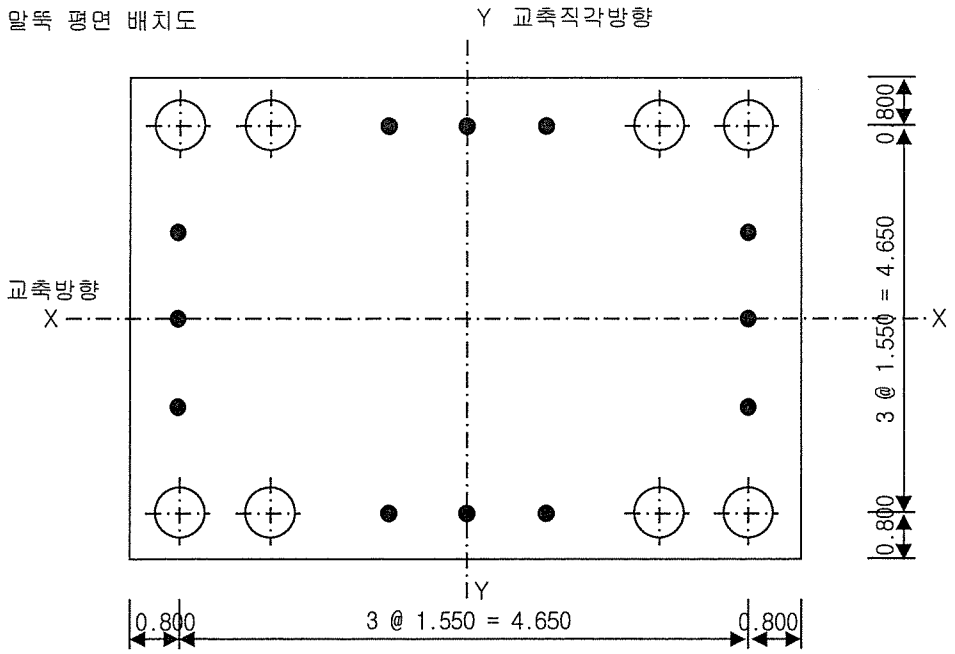
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1384918	0	-1237351	2567719	0	9922196

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	2118.061	9750.495	5903.428	0.00231937	0.00379734	0.00088421

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00232	0.00585	939.32	132.38	-57.18
2 열	0.00232	0.00448	719.38	132.38	-57.18
3 열	0.00232	0.00311	499.43	132.38	-57.18
4 열	0.00232	0.00174	279.49	132.38	-57.18
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0:00232	0.00585	939.32	132.38	57.18

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	692459	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	2118.061	9750.495	5903.428	0.0030588	0.0037973	0.0007656

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00306	0.00558	895.06	132.38	0.00
2 열	0.00306	0.00439	704.62	132.38	0.00
3 열	0.00306	0.00320	514.19	132.38	0.00
4 열	0.00306	0.00202	323.76	132.38	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00306	0.00558	895.06	132.38	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	-0.763	0.00306	57.18	0.00232

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

δ = 3.059 mm < δa = 15 mm ∴ O.K

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	132.38	말뚝머리 힌 지	수평력	132.38
	수직력	939.32		수직력	895.06
	모멘트	57.18		모멘트	0.76
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	939.32 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	132.38 kN	259.60 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	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	1.518	29.213
	계	8.501	24.5	208.270	-	52.067	19.244	-	29.213
B-B (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	3.268	62.890
	②	17.640	24.5	432.180	0.900	388.962	39.933	0.875	34.942
	계	26.141	24.5	640.450	-	441.029	59.178	-	97.832
C-C (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	5.018	96.567
	②	35.280	24.5	864.360	0.900	777.924	79.867	1.750	139.767
	계	43.781	24.5	1072.630	-	829.991	99.111	-	236.334

2) 상 재 하 중

가) 흉벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 76.667 kN

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

Pdv = 15.000 × 0.500 × 5.600 = 42.000 kN

(2) 상재 활하중

Plv = 27.381 × 0.500 × 5.600 = 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	×	3.036	×	5.600	=	58.743 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.743	×	cos δ					=	57.387 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.743	×	sin δ					=	12.547 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	3.036	×	5.600	=	107.229 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	107.23	×	cos δ					=	104.755 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	107.23	×	sin δ					=	22.904 kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2					=	1.518 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	1.750	×	5.600	=	33.860 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	33.860	×	cos (δ+θ)					=	33.079 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	33.860	×	sin (δ+θ)					=	7.233 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	1.750	×	5.600	=	61.809 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	61.809	×	cos (δ+θ)					=	60.382 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	61.809	×	sin (δ+θ)					=	13.202 kN
작 용 점 :	y	=	1.75	/	2					=	0.875 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	3.500	×	5.600	=	67.721 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	67.721	×	cos (δ+θ)					=	66.158 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	67.721	×	sin (δ+θ)					=	14.465 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	3.500	×	5.600	=	123.617 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	123.62	×	cos (δ+θ)					=	120.764 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	123.62	×	sin (δ+θ)					=	26.405 kN
작 용 점 :	y	=	3.5	/	2					=	1.750 m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.230	× 20.0 ×	3.036 ^2	×	5.600	=	118.896 kN
수평 분력 :	Ph	=	118.896	×	cos δ				=	116.152 kN
수직 분력 :	Pv	=	118.896	×	sin δ				=	25.396 kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	3				=	1.012 m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.230	× 20.0 ×	3.036					=	13.986 kN
	P2	=	13.986 +	0.230	× 20.0 ×	1.750				=	22.048 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986 +	22.048)	×	1.750	×	5.600	=	176.571 kN
수평 분력 :	Ph	=	176.571	× cos (δ+θ)						=	172.496 kN
수직 분력 :	Pv	=	176.571	× sin (δ+θ)						=	37.715 kN
작 용 점 :	y	=	1.750	× (2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	0.810 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.230	×	20.0	×	3.036				=	13.986	kN
	P2	=	13.986	+	0.230	×	20.0	×	3.500		=	30.110	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	30.110)	×	3.500	×	5.600	=	432.149	kN
수평 분력 :	Ph	=	432.149	×	cos (δ+Θ)						=	422.176	kN
수직 분력 :	Pv	=	432.149	×	sin (δ+Θ)						=	92.307	kN
작 용 점 :	y	=	3.500	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	1.537	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	×	3.036	×	5.600		=	76.108	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	76.108	×	cos δ						=	76.108	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	76.108	×	sin δ						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	3.036	×	5.600		=	138.927	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	138.927	×	cos δ						=	138.927	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	138.927	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2						=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	1.750	×	5.600		=	43.870	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	43.870	×	cos (δ+β)						=	43.870	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	43.870	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	1.75	×	5.600		=	80.080	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	80.080	×	cos (δ+β)						=	80.080	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	80.080	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	1.750	/	2						=	0.875	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	3.500	×	5.600		=	87.740	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	87.740	×	cos (δ+β)						=	87.740	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	87.740	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	3.5	×	5.600		=	160.160	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	160.16	×	cos (δ+β)						=	160.160	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	160.16	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.500	/	2						=	1.750	m

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흉벽이 받는 토압 (단면 A-A)

토 압 력 :	P	=	1/2 ×	0.298	×	20.0	×	3.036 ^2	×	5.600	=	154.043	kN
수평 분력 :	Ph	=	154.043	×	cos δ						=	154.043	kN
수직 분력 :	Pv	=	154.043	×	sin δ						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	3.036	/	2						=	1.518	m

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.036			=	18.121 kN
	P2	=	18.121	+	0.298	×	20.0	×	1.750	=	28.566 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	28.566)	×	1.750	×	5.600	= 228.767 kN
수평 분력 :	Ph	=	228.767	×	cos (δ+β)					=	228.767 kN
수직 분력 :	Pv	=	228.767	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	1.750	/	2					=	0.875 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

토압 강도 :	P1	=	0.298	×	20.0	×	3.036			=	18.121 kN
	P2	=	18.121	+	0.298	×	20.0	×	3.500	=	39.011 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	39.011)	×	3.500	×	5.600	= 559.897 kN
수평 분력 :	Ph	=	559.897	×	cos (δ+β)					=	559.897 kN
수직 분력 :	Pv	=	559.897	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	3.500	/	2					=	1.750 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
흉벽하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	288.213	62.567	398.573	84.466	∑H =	173.539	204.660	277.663	327.455
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.268	187.542	91.820	300.067
		벽 체	1.6	7.233	0.000	0.000	11.572	0.000	33.079	0.875	28.944	52.926	46.311
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽 체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3521.327	3207.515	4774.514	4330.146	∑H =	379.114	676.975	606.582	1083.160
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	5.018	287.969	91.820	460.751
		벽 체	1.6	14.465	0.000	0.000	23.144	0.000	66.158	1.750	115.776	105.853	185.242
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽 체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4015.33	3596.477	5456.875	4855.244	∑H =	661.873	1576.582	1058.997	2522.532

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	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	288.213	62.567	398.573	84.466	∑H =	173.539	204.660	277.663	327.455
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.268	187.542	91.820	300.067
		벽 체	1.6	7.233	0.000	0.000	11.572	0.000	33.079	0.875	28.944	52.926	46.311
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽 체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.150	161.250	105.000	225.750
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3521.327	3207.515	4774.514	4330.146	∑H =	454.114	838.225	711.582	1308.910
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	5.018	287.969	91.820	460.751
		벽 체	1.6	14.465	0.000	0.000	23.144	0.000	66.158	1.750	115.776	105.853	185.242
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽 체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.900	292.500	105.000	409.500
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4015.33	3596.477	5456.875	4855.244	∑H =	736.873	1869.082	1163.997	2932.032

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	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	542.553	111.299	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807
		벽 체	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽 체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.150	161.250	105.000	225.750
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.500	2.150	886.875	577.500	1241.625
	계			∑V =	5406.07	4998.649	7420.371	6837.733	∑H =	1031.751	2120.272	1553.301	3182.811
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충 격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
		벽 체	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽 체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.900	292.500	105.000	409.500
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.500	3.900	1608.750	577.500	2252.250
	계			∑V =	5913.27	5387.611	8123.856	7362.832	∑H =	1374.892	4214.828	2102.327	6363.476

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

단면	하중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배면토압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	542.553	111.299	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807
		벽체	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	2.150	888.805	578.757	1244.328
	계			∑V =	5406.07	4998.649	7420.371	6837.733	∑H =	957.649	1960.953	1449.558	2959.763
벽체 중앙 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-
		충격	1.4	198.284	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
		벽체	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	3.900	1612.252	578.757	2257.153
	계			∑V =	5913.27	5189.327	7846.258	7085.234	∑H =	1300.790	3925.830	1998.584	5958.878

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	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자 중 ①		1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	577.053	119.924	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807
		벽 체	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽 체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5406.07	4998.649	8252.256	7643.743	∑H =	544.251	1072.147	870.801	1715.436
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458	-	-	-	-	-
	자중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.4	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
		충 격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
		벽 체	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽 체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5913.27	5387.611	8955.741	8168.842	∑H =	887.392	2313.578	1419.827	3701.726

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	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
	상 재 토 압		1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810
	배 면 토 압		1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073
	계			∑V =	387.784	81.734	620.454	130.775	∑H =	278.294	363.677	445.270	581.883
벽체 중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	432.180	0.900	388.962	691.488	622.339	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807
		벽 체	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298
		벽 체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5406.07	4998.649	8649.707	7997.839	∑H =	544.251	1072.147	870.801	1715.436
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중		1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-
		②	1.6	864.360	0.900	777.924	1382.976	1244.678	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893	-	-	-	-	-
		충 격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
		벽 체	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523
		벽 체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5913.27	5387.611	9461.237	8620.178	∑H =	887.392	2313.578	1419.827	3701.726

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	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	3.036	11.782	3.881	11.782
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.036	6.452	2.125	6.452
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	1.518	29.213	19.244	29.213
	상재토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	1.518	326.424	215.035	326.424
	배면토압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	1.518	233.837	154.043	233.837
	계			∑V =	326.936	81.734	326.936	81.734	∑H =	394.328	607.708	394.328	607.708
벽체중앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	4.786	18.574	3.881	18.574
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.786	10.171	2.125	10.171
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	3.268	62.890	19.244	62.890
		②,H/2	1.0	432.180	0.900	388.962	432.180	388.962	39.933	0.875	34.942	39.933	34.942
	상부하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	0.000	2.150	0.000	0.000	0.000
		활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	0.000	2.150	0.000	0.000	0.000
		충격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	3.268	702.736	215.035	702.736
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	123.950	0.875	108.456	123.950	108.456
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	3.268	503.412	154.043	503.412
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	228.767	0.875	200.171	228.767	200.171
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5088.785	4800.365	5088.785	4800.365	∑H =	786.979	1641.351	786.979	1641.351
벽체하단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	6.536	25.365	3.881	25.365
	상재활하중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.536	13.890	2.125	13.890
	자중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	5.018	96.567	19.244	96.567
		②	1.0	864.360	0.900	777.924	864.360	777.924	79.867	1.750	139.767	79.867	139.767
	상부하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	0.000	3.900	0.000	0.000	0.000
		활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	0.000	3.900	0.000	0.000	0.000
		충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	5.018	1079.048	215.035	1079.048
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	247.900	1.750	433.825	247.900	433.825
	배면토압	흉벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	5.018	772.986	154.043	772.986
		벽체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	559.897	1.750	979.820	559.897	979.820
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5520.97	5189.327	5520.965	5189.327	∑H =	1281.992	3541.269	1281.992	3541.269

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \qquad e = \frac{\sum M}{\sum \gamma V} - \frac{B}{2} \qquad M_u = \sum \gamma V \cdot e$$

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	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	398.573	277.663	411.921	0.783	312.278
2	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	398.573	277.663	411.921	0.783	312.278
3	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	542.553	445.270	693.182	1.028	557.544
4	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	542.553	445.270	693.182	1.028	557.544
5	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	577.053	445.270	701.807	0.966	557.544
6	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	620.454	445.270	712.658	0.899	557.544
7	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708
Max.		278.294			348.465		445.270			607.708

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	3521.327	379.114	3884.490	0.203	715.296	4774.514	606.582	5413.306	0.234	1116.243
2	3521.327	454.114	4045.740	0.249	876.546	4774.514	711.582	5639.056	0.281	1341.993
3	5406.067	1031.751	7118.921	0.417	2253.461	7420.371	1553.301	10020.544	0.450	3342.209
4	5406.067	957.649	6959.602	0.387	2094.142	7420.371	1449.558	9797.496	0.420	3119.162
5	5406.067	544.251	6070.796	0.223	1205.336	8252.256	870.801	9359.179	0.234	1932.148
6	5406.067	544.251	6070.796	0.223	1205.336	8649.707	870.801	9713.274	0.223	1928.538
7	5088.785	786.979	6441.716	0.366	1861.810	5088.785	786.979	6441.716	0.366	1861.810
Max.		1031.751			2253.461		1553.301			3342.209

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	4015.331	661.873	5173.060	0.388	1559.262	5456.875	1058.997	7377.776	0.452	2466.588
2	4015.331	736.873	5465.560	0.461	1851.762	5456.875	1163.997	7787.276	0.527	2876.088
3	5913.273	1374.892	9602.440	0.724	4280.494	8123.856	2102.327	13726.307	0.790	6414.837
4	5913.273	1300.790	9115.157	0.641	3793.212	7846.258	1998.584	13044.112	0.762	5982.480
5	5913.273	887.392	7701.190	0.402	2379.244	8955.741	1419.827	11870.567	0.425	3810.400
6	5913.273	887.392	7701.190	0.402	2379.244	9461.237	1419.827	12321.903	0.402	3806.790
7	5520.965	1281.992	8730.596	0.681	3761.727	5520.965	1281.992	8730.596	0.681	3761.727
Max.		1374.892			4280.494		2102.327			6414.837

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	607.708	445.270	348.465	
벽체 중앙	3342.209	1553.301	2253.461	
벽체 하단	6414.837	2102.327	4280.494	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	596.823	277.375	402.404	
벽체 하단	1145.507	375.416	764.374	

5. 3 철근량 산정

1) 흉 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.036 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	108.519	79.512	62.226

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 2.077]

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 = 765.082 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 = 1020.11 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 (= 108.519 kN · m) [사용률 = 2.041] ∴ O.K!!

나) 전단검토

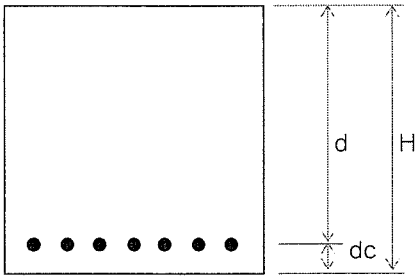
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

x 310.38 > Vu = 79.512 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 =	62.226	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)) = 105.270 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 105.270 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 518.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 518 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 = 1.75 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	1800.00	1700.00	100.00	596.823	277.375	402.404

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 3.161]

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 / 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 = 979.629 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 = 1306.17 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 (= 596.823 kN · m) [사용률 = 3.129] ∴ O.K!!

나) 전단검토

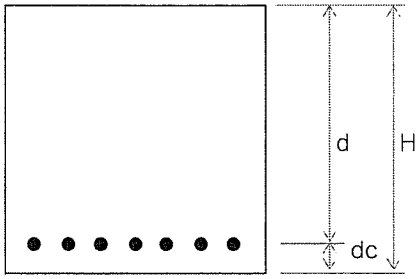
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 277.375 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 =	402.404	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)) = 80.388 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 80.388 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 757.13 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 757 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 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 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.5 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	1800.00	1700.00	100.00	1145.507	375.416	764.374

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 1.640]

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 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{----------} \quad (2)$$

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 = 1888.192 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 = 2517.59 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 (= 1145.507 kN · m) [사용률 = 1.630] ∴ O.K!!

나) 전단검토

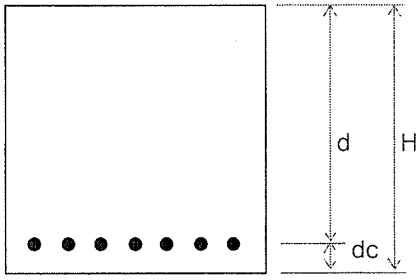
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d = -

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 375.416 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 =	764.374	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)) = 152.698 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 152.698 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 293.23 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 293 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0025 b · t = 0.0025 × 1000 × 1800 = 4500.00 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 × 3096.800 = 619.360 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/㎡

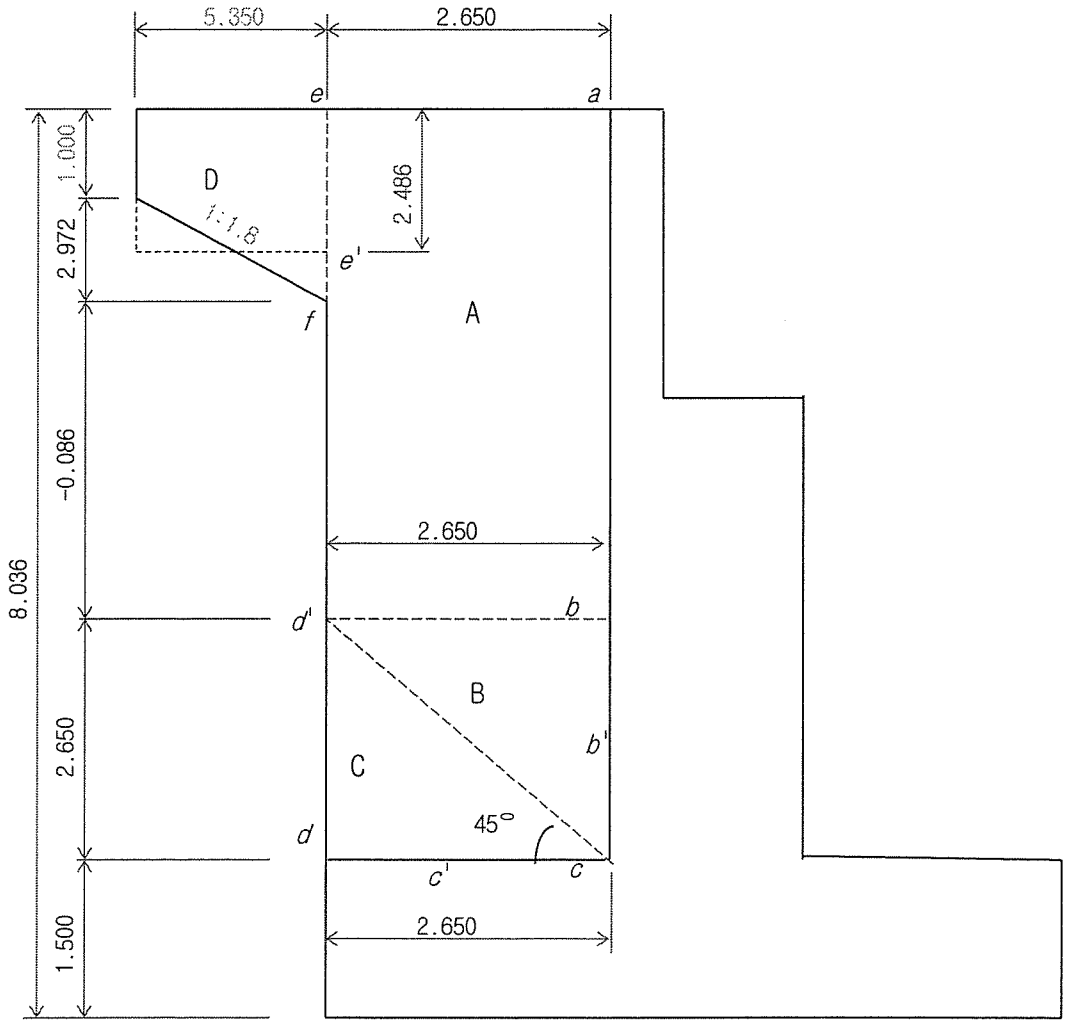
(2) 정지토압계수

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	×	2.486	+ Pe	=	39.707	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.486	×	5.350		=	396.451	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350				=	1060.507	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000				=	31.855	kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.486	+ Pe	=	63.531	kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.486	×	5.350		=	634.322	kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.350				=	1696.811	kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=									=	19.909	kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	3.886	+ Pe	=	50.856	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	3.886	×	2.650		=	364.37	kN
Va_total	=	Va + Vd								=	760.82	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650 + Md	=	2593.89	kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=									=	31.855	kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	3.886	+ Pe	=	81.370	kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	3.886	×	2.650		=	582.99	kN
Va_total	=	Va + Vd								=	1217.31	kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	2.650	+ Vd	×	2.650 + Md	=	4150.22	kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=									=	50.856	kN/㎡
Vb	=	Pb	×	2.65						=	134.769	kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	2.650^{2}				=	178.569	kN · m/m

나. 설계하중 상태

$$Pb = = 81.370\ kN/m^2$$
$$Vb = Pb \times 2.65 = 215.630\ kN/m$$
$$Mb = 1/2 \times Pb \times 2.650^2 = 285.710\ kN \cdot m/m$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$Pd' = = 50.856\ kN/m^2$$
$$Pd = 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.65 + Pd' = 71.960\ kN/m^2$$
$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 2.650 = 162.731\ kN/m$$
$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 2.650^2 = 203.269\ kN \cdot m/m$$

나. 설계하중 상태

$$Pd' = = 81.370\ kN/m^2$$
$$Pd = 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.65 + Pd' = 115.136\ kN/m^2$$
$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 2.650 = 260.370\ kN/m$$
$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 2.650^2 = 325.23\ kN \cdot m/m$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	682.547	1067.993	285.710	325.230
설계 하중(S)	255.158	313.255	215.630	260.370
사용 하중(M)	426.592	667.496	178.569	203.269

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D　　[H = 3.972m]

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	682.547	255.158	426.592

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 1.443]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04347 > 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 = 2146.788 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 = 2862.38 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) = 975.832 kN · mm

ΦMn > Mu (= 682.547 kN · m) [사용률 = 1.430] ∴ O.K!!

나) 전단검토

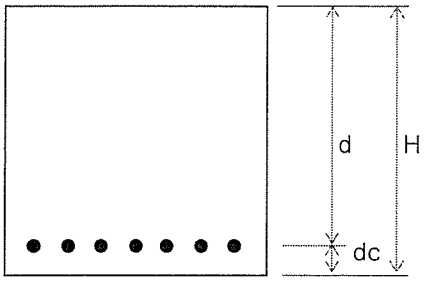
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 255.158 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 =	426.592	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)) = 177.04 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 163.799 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 163.799 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.00 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 258.27 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 258 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 3.886m]

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	1067.993	313.255	667.496

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 1.193]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 63.586 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03250 > 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 = 3396.829 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 = 4529.11 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) = 1266.194 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1067.993 kN · m) [사용률 = 1.186] ∴ O.K!!

나) 전단검토

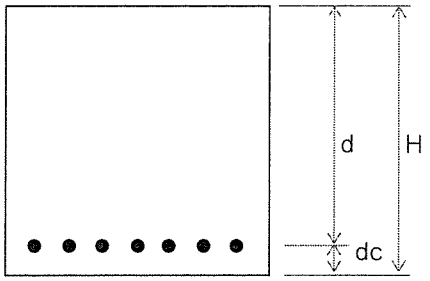
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 313.255 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 =	667.496	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)) = 199.40 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 197.553 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 197.553 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 179.88 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 180 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 6.536m]

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	285.710	215.630	178.569

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	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) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.742]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08993 > 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 = 888.704 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 = 1184.94 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 285.710 kN · m) [사용률 = 1.732] ∴ O.K!!

나) 전단검토

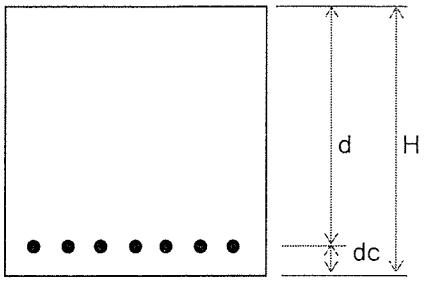
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 215.630 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 =	178.569	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 134.581 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 134.581 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 362.65 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 363 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 6.536m]

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	325.230	260.370	203.269

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	22	-	4	EA	=	1548.400	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) = 1548.400 mm^2 [사용률 1.529]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.289 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08993 > 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 = 1012.736 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 = 1350.31 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 24.695 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 494.799 kN · mm

ΦMn > Mu (= 325.230 kN · m) [사용률 = 1.521] ∴ O.K!!

나) 전단검토

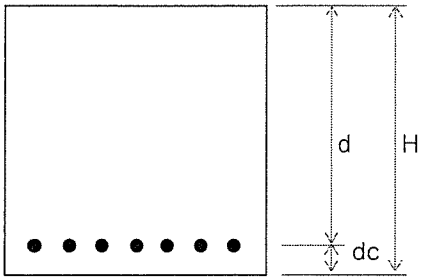
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 260.370 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 =	203.269	kN· m,	As =	1548.400	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 129.26 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 153.197 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 153.197 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 291.54 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 292 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		7693.812		26582.999	1066.760		3082.234

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (26582.999 - 3082.234) / 7693.812 - 6.250 / 2

= -0.070 m

Mo = 7693.812 x 0.0705 = 542.399 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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10386.647		35887.049	1706.816		4931.575

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (35887.049 - 4931.575) / 10386.647 - 6.250 / 2

= -0.145 m

Mo = 10386.647 x 0.1447 = 1502.798 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
토 압	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		7693.812		26582.999	1141.760		3487.234

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (26582.999 - 3487.234) / 7693.812 - 6.250 / 2

= -0.123 m

Mo = 7693.812 x 0.1231 = 947.399 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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
토 압	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10386.647		35887.049	1811.816		5498.575

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (35887.049 - 5498.575) / 10386.647 - 6.250 / 2

= -0.199 m

Mo = 10386.647 x 0.1993 = 2069.798 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-		306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.500	5.400	2227.500
합 계		9750.495		32932.600	1860.561		6945.453

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (32932.600 - 6945.453) / 9750.495 - 6.250 / 2
= -0.460 m

Mo = 9750.495 x 0.4598 = 4483.152 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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	577.500	5.400	3118.500
합 계		13543.601		45498.244	2879.398		10586.226

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (45498.244 - 10586.226) / 13543.601 - 6.250 / 2
= -0.547 m

Mo = 13543.601 x 0.5472 = 7411.734 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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	P_L	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	413.398	5.400	2232.349
합 계		9750.495		32932.600	1786.459		6545.302

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (32932.600 - 6545.302) / 9750.495 - 6.250 / 2
= -0.419 m

M_o = 9750.495 × 0.419 = 4083.001 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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	P_L	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	578.757	5.400	3125.288
합 계		13543.601		45498.244	2775.655		10026.014

e(편심거리) = M_o / V - B / 2
= (45498.244 - 10026.014) / 13543.601 - 6.250 / 2
= -0.506 m

M_o = 13543.601 × 0.506 = 6851.522 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	1373.061		4312.953

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 4312.953) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.190 m

Mo = 9750.495 x 0.1898 = 1850.652 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	2911.313	2.600	7569.415	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14191.510		47633.810	2196.898		6900.726

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (47633.810 - 6900.726) / 14191.510 - 6.250 / 2

= -0.255 m

Mo = 14191.510 x 0.2548 = 3615.385 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	1373.061		4312.953

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 4312.953) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.190 m

Mo = 9750.495 x 0.1898 = 1850.652 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4013.082	-	12779.851	-	-	-
	배 면 토	3464.080	-	18126.881	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4409.578	2.600	11464.902	-	-	-
	활 하 중	2517.893	2.600	6546.521	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	423.360	4.675	1979.208	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	4093.624
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		15600.793		54510.202	2196.898		7141.527

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (54510.202 - 7141.527) / 15600.793 - 6.250 / 2

= -0.089 m

Mo = 15600.793 x 0.0887 = 1383.802 kN · m

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	24.449	-	196.472
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	107.592
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	2118.061		8365.729

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 8365.729) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.605 m

Mo = 9750.495 x 0.6054 = 5903.428 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	24.449	-	196.472
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	107.592
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9750.495		32932.600	2118.061		8365.729

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (32932.600 - 8365.729) / 9750.495 - 6.250 / 2

= -0.605 m

Mo = 9750.495 x 0.6054 = 5903.428 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	7693.812	1066.760	542.399	-0.070	
LOAD CASE2	7693.812	1141.760	947.399	-0.123	
LOAD CASE3	9750.495	1860.561	4483.152	-0.460	
LOAD CASE4	9750.495	1786.459	4083.001	-0.419	
LOAD CASE5	9750.495	1373.061	1850.652	-0.190	
LOAD CASE6	9750.495	1373.061	1850.652	-0.190	
LOAD CASE7	9750.495	2118.061	5903.428	-0.605	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	10386.647	1706.816	1502.798	-0.145	
LOAD CASE2	10386.647	1811.816	2069.798	-0.199	
LOAD CASE3	13543.601	2879.398	7411.734	-0.547	
LOAD CASE4	13543.601	2775.655	6851.522	-0.506	
LOAD CASE5	14191.510	2196.898	3615.385	-0.255	
LOAD CASE6	15600.793	2196.898	1383.802	-0.089	
LOAD CASE7	9750.495	2118.061	5903.428	-0.605	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	9750.495	1860.561	4483.152	13543.601	2879.398	7411.734
축 력 최대시	9750.495	1786.459	4083.001	15600.793	2196.898	1383.802
지 진 시	9750.495	2118.061	5903.428	9750.495	2118.061	5903.428

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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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	9750.495	1786.459	4083.001	
극 한 하 중	15600.793	2196.898	1383.802	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

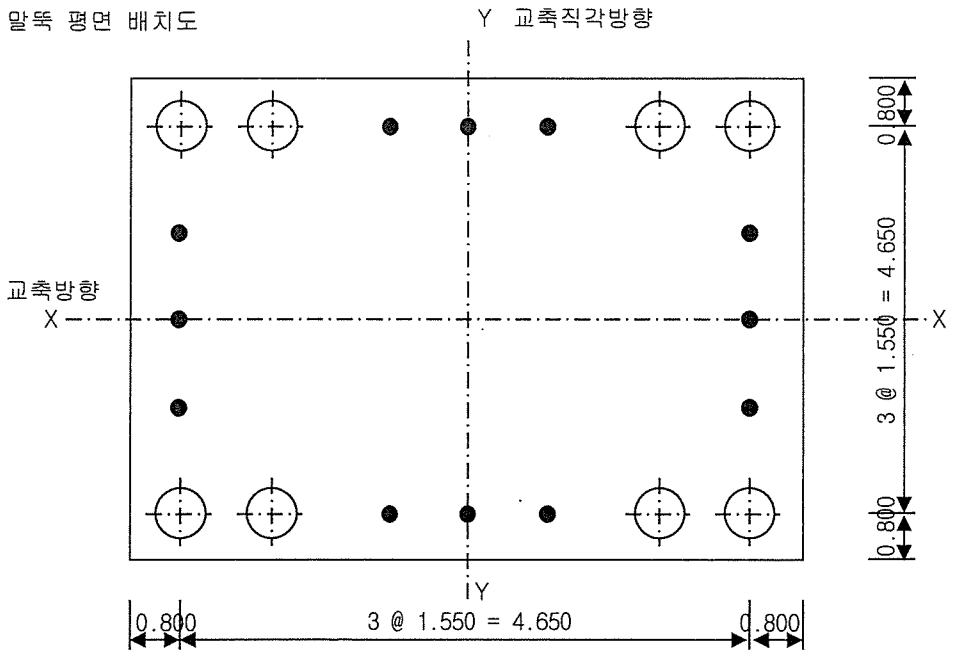
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1021776	0	-1010293	2567719	0	9709059

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1786.459	9750.495	4083.001	0.00241240	0.00379734	0.00067156

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00241	0.00536	859.98	111.65	-68.47
2 열	0.00241	0.00432	692.93	111.65	-68.47
3 열	0.00241	0.00328	525.88	111.65	-68.47
4 열	0.00241	0.00224	358.83	111.65	-68.47
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00241	0.00536	859.98	111.65	68.47

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	510888	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1786.459	9750.495	4083.001	0.0034968	0.0037973	0.0005295

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00350	0.00503	806.97	111.65	0.00
2 열	0.00350	0.00421	675.26	111.65	0.00
3 열	0.00350	0.00339	543.55	111.65	0.00
4 열	0.00350	0.00257	411.84	111.65	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00350	0.00503	806.97	111.65	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	-0.712	0.00350	68.47	0.00241

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	111.65	말뚝머리 힌 지	수평력	111.65
	수직력	859.98		수직력	806.97
	모멘트	68.47		모멘트	0.71
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	100.6	17.0	61.7	17.0
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 859.98}{\pi \times 0.609\ ^\wedge 2}$$

$= 2.952$ MPa $<$ fca = 7.500 MPa **- O.K -**

fca = 0.25xfck = 7.50 MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)\,h} = \frac{859.980}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.400\ )\ x\ \ 1.400}$$

$= 0.097$ 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{111.654}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.833 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{111.654}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.058 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

ΦSn = Φv(1.06 √fck×bp×d) = 0.8 ×(1.06 × √30 ×6311.5 ×1400.0) /1000

= 38589.980 kN ≥ 1127.381 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	2196.898	15600.793	1383.80	0.00255	0.00608	0.00041

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1127.381	137.306
2 열	1025.827	137.306
3 열	924.272	137.306
4 열	822.718	137.306
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1127.381	137.306

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	2196.898207	15600.793	1383.801597	0.00430	0.00608	0.00018

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1042.008	137.306
2 열	997.369	137.306
3 열	952.730	137.306
4 열	908.091	137.306
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1042.008	137.306

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1127.381	859.980
2 열	1025.827	692.931
3 열	924.272	525.881
4 열	822.718	358.832
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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	9750.495	1860.561	4483.152	
극 한 하 중	13543.601	2879.398	7411.734	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

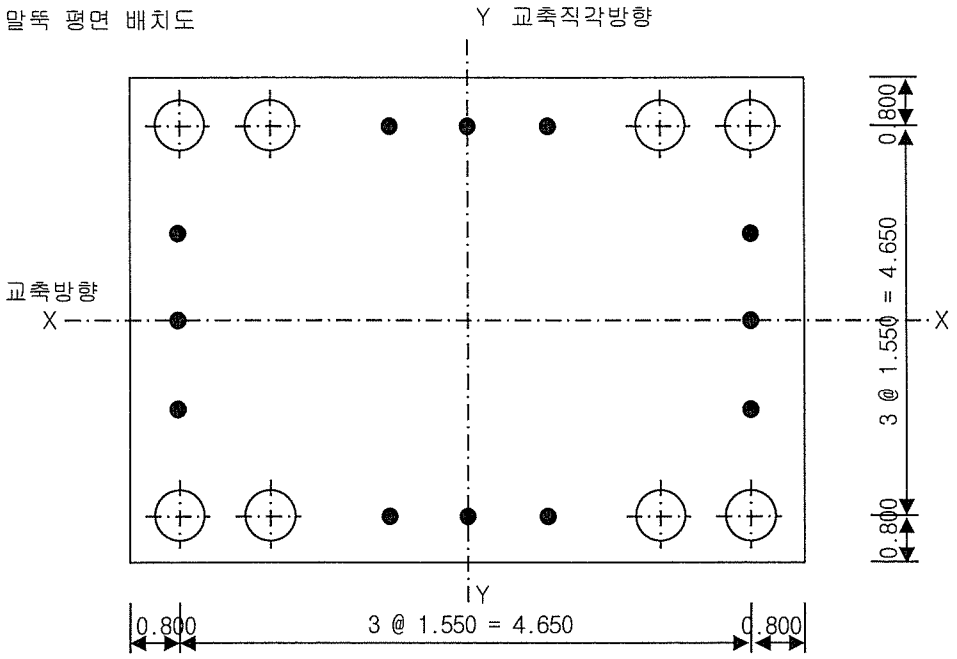
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
상 시	63861	63143	63143	124867	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1021776	0	-1010293	2567719	0	9709059

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1860.561	9750.495	4483.152	0.00253867	0.00379734	0.00072591

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00254	0.00549	880.26	116.29	-69.66
2 열	0.00254	0.00436	699.69	116.29	-69.66
3 열	0.00254	0.00323	519.12	116.29	-69.66
4 열	0.00254	0.00211	338.55	116.29	-69.66
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00254	0.00549	880.26	116.29	69.66

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	510888	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
상 시	1860.561	9750.495	4483.152	0.0036418	0.0037973	0.0005814

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00364	0.00515	826.33	116.29	0.00
2 열	0.00364	0.00425	681.71	116.29	0.00
3 열	0.00364	0.00335	537.10	116.29	0.00
4 열	0.00364	0.00245	392.48	116.29	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00364	0.00515	826.33	116.29	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	-0.741	0.00364	69.66	0.00254

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	116.29	말뚝머리 힌 지	수평력	116.29
	수직력	880.26		수직력	826.33
	모멘트	69.66		모멘트	0.74
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	102.8	17.7	63.2	17.7
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 880.26}{\pi \times 0.609\ \text{^2}}$$

$= 3.022$ MPa $<$ $fca = 7.500$ MPa **- O.K -**

$fca = 0.25 x fck = 7.50$ MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi (D + h) h} = \frac{880.260}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400}$$

$= 0.100$ 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{116.285}{0.609 \times 0.100}$$

= 1.909 MPa < fca = 7.500 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{116.285}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.060 MPa < τ_{a3} = 1.000 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$

= 38589.980 kN ≥ 1285.937 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	2879.398	13543.601	7411.73	0.00398	0.00527	0.00118

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1285.937	179.962
2 열	992.963	179.962
3 열	699.988	179.962
4 열	407.013	179.962
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1285.937	179.962

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	2879.398207	13543.601	7411.734026	0.00564	0.00527	0.00096

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1205.107	179.962
2 열	966.019	179.962
3 열	726.931	179.962
4 열	487.843	179.962
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1205.107	179.962

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1285.937	880.260
2 열	992.963	699.691
3 열	699.988	519.121
4 열	407.013	338.551
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 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	9750.495	2118.061	5903.428	
극 한 하 중	9750.495	2118.061	5903.428	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

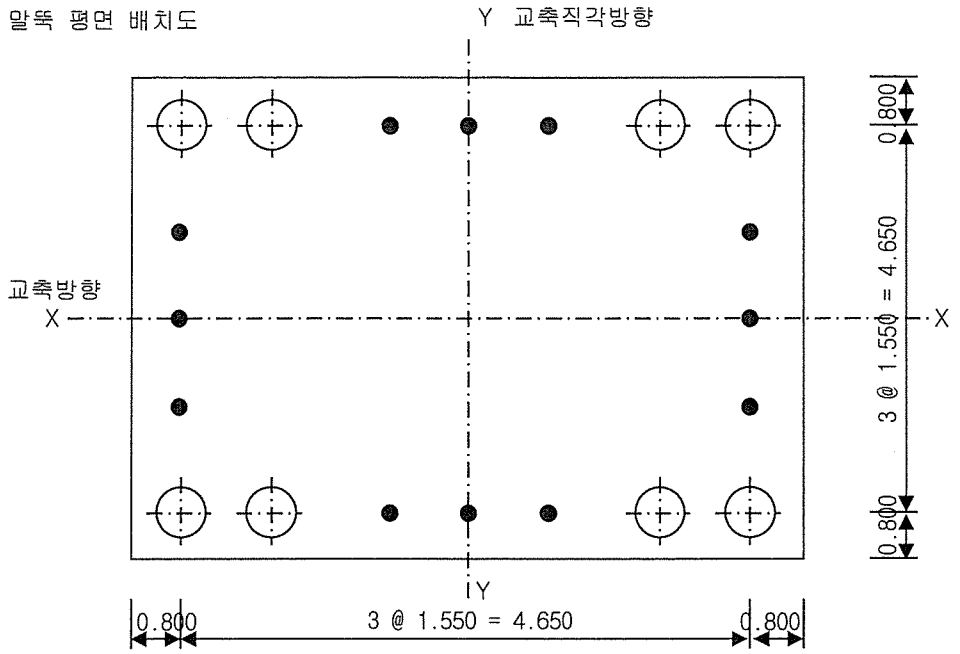
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	160482	0.523

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1384918	0	-1237351	2567719	0	9922196

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	2118.061	9750.495	5903.428	0.00231937	0.00379734	0.00088421

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00232	0.00585	939.32	132.38	-57.18
2 열	0.00232	0.00448	719.38	132.38	-57.18
3 열	0.00232	0.00311	499.43	132.38	-57.18
4 열	0.00232	0.00174	279.49	132.38	-57.18
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00232	0.00585	939.32	132.38	57.18

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	692459	0	0	2567719	0	7711182

ⓐ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx(m)	δy(m)	α(rad)
지진시	2118.061	9750.495	5903.428	0.0030588	0.0037973	0.0007656

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δxi(m)	δyi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00306	0.00558	895.06	132.38	0.00
2 열	0.00306	0.00439	704.62	132.38	0.00
3 열	0.00306	0.00320	514.19	132.38	0.00
4 열	0.00306	0.00202	323.76	132.38	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00306	0.00558	895.06	132.38	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	-0.763	0.00306	57.18	0.00232

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고 정	수평력	132.38	말뚝머리 힌 지	수평력	132.38
	수직력	939.32		수직력	895.06
	모멘트	57.18		모멘트	0.76
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	100.8	20.1	68.5	20.1
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

$$fcv = \frac{4 * Pmax}{\pi * D^2} = \frac{4 \times 939.32}{\pi \times 0.609\ ^\wedge 2}$$

$= 3.225$ MPa $<$ $fca = 9.975$ MPa **- O.K -**

$fca = 1.33x(0.25xfck) = 9.98$ MPa

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau v = \frac{Pmax}{\pi(D + h)h} = \frac{939.324}{\pi\ (\ 0.609\ +\ 1.400\ )\ x\ \ 1.400}$$

$= 0.106$ 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

$$fch = \frac{Hmax}{D * L} = \frac{132.379}{0.609 \times 0.100}$$

= 2.174 MPa < fca = 9.975 MPa - O.K -

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau h = \frac{Hmax}{h'(2L+D+2h')} = \frac{132.379}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)}$$

= 0.069 MPa < τ_{a3} = 1.330 MPa - O.K -

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , bp = π×(유효깊이+말뚝직경) = 6311.5 mm

$\Phi Sn = \Phi v(1.06 \sqrt{fck} \times bp \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$

= 38589.980 kN ≥ 939.324 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	2118.061	9750.495	5903.43	0.00232	0.00380	0.00088

ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	939.324	132.379
2 열	719.379	132.379
3 열	499.433	132.379
4 열	279.488	132.379
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	939.324	132.379

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	2118.060899	9750.495	5903.427672	0.00306	0.00380	0.00077

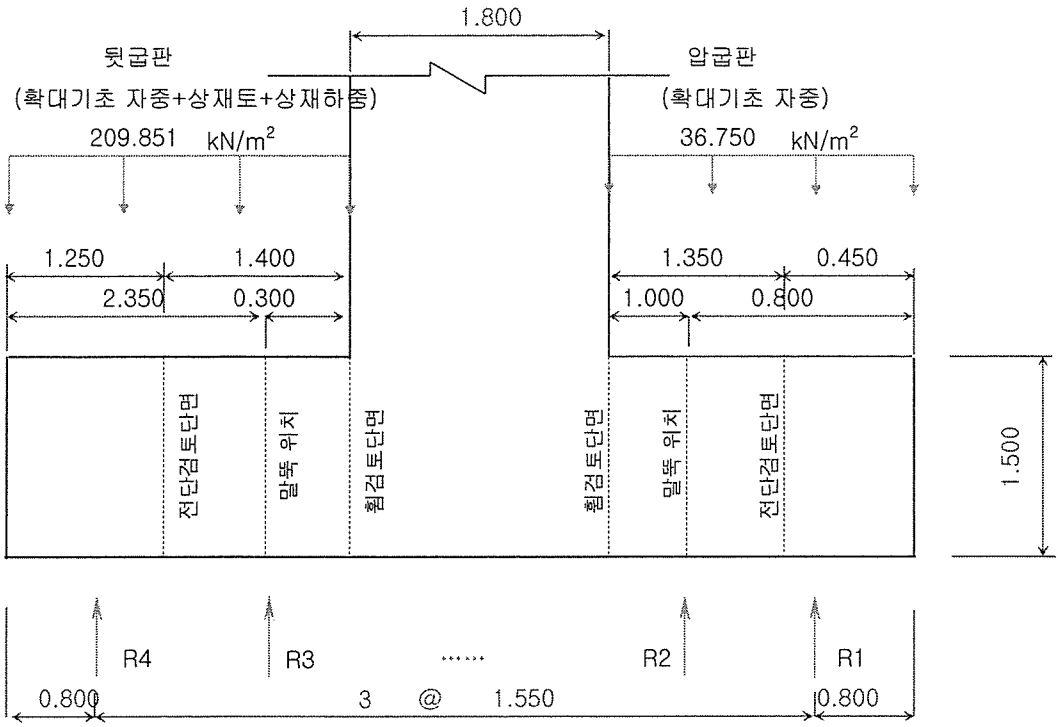
ⓑ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	895.056	132.379
2 열	704.623	132.379
3 열	514.189	132.379
4 열	323.756	132.379
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	895.056	132.379

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	939.324	939.324
2 열	719.379	719.379
3 열	499.433	499.433
4 열	279.488	279.488
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1127.381	1285.937	939.324	1285.937	MAX
2 열	1025.827	992.963	719.379	1025.827	MAX
3 열	924.272	699.988	499.433	924.272	MAX
4 열	822.718	407.013	279.488	279.488	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	859.980	880.260		880.260	MAX
2 열	692.931	699.691		699.691	MAX
3 열	525.881	519.121		525.881	MAX
4 열	358.832	338.551		338.551	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

⊙ q_d = = 36.750 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 36.75 × 1.80 $^2 \div 2$ = 59.535 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 36.75 × 1.80 = 66.150 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 4 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 4\ EA}{b(유효폭)}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,285.937	1,025.827	-	823.000	-	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	823.000	-80.372	742.628

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
823.000	-	-	823.000	-89.303	733.697

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
880.260	699.691	-	563.367	-	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	563.367	-59.535	503.832

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

⊙ q_d = = 209.851 kN/m

⊙ 검토위치에 대한 모멘트, M = $q_d \times L^2 \div 2$

= 209.85 × 2.65 $^2 \div 2$ = 736.839 kN·m/m

⊙ 검토위치에 대한 전단력, S_i = $q_d \times L$

= 209.85 × 2.65 = 556.11 kN/m

⊙ 열당 말뚝 본수 : 4 본

⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PNi \times 4\ EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
279.488	924.272	-	178.872	591.534	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	508.374	-1,114.288	-605.913

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
178.872	591.534	-	770.407	-840.972	- 70.565

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
338.551	525.881	-	216.673	336.564	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	501.814	-736.839	-235.025

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	1500.00	1400.00	100.00	605.913	70.565	235.025

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 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.894]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.09466 > 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 = 1210.417 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 = 56033.87 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4900.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 1613.89 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) = 1140.087 kN · mm

ΦMn > Mu (= 605.913 kN · m) [사용률 = 1.882] ∴ O.K!!

나) 전단검토

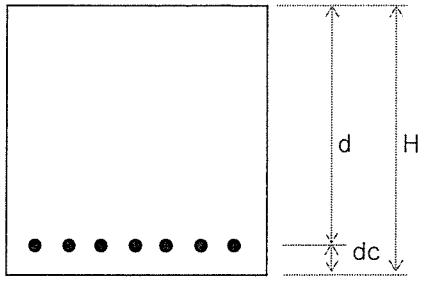
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1400.00 / 1000 = 1086.32 kN

ΦVc= 1086.32 > Vu = 70.565 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1400.00	mm,	dc =	100.00	mm ,
Mo =	235.025	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)) = 196.51 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 76.839 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 76.839 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 798.62 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 799 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 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 × 2292.000 = 458.400 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	1500.00	1350.00	150.00	742.628	733.697	503.832

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	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) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.487]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.09117 > 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 = 1541.852 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 54032.66 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 4725.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 2055.80 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) = 1098.831 kN · mm

ΦMn > Mu (= 742.628 kN · m) [사용률 = 1.480] ∴ O.K!!

나) 전단검토

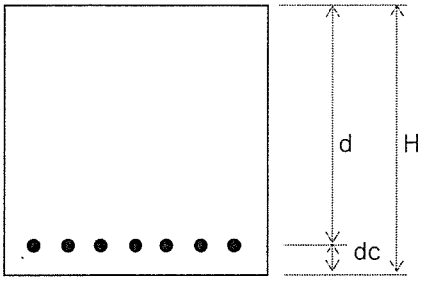
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1350.00 / 1000 = 1047.52 kN

ΦVc= 1047.52 > Vu = 733.697 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1500.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1350.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	503.832	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)) = 192.71 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 170.966 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 170.966 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 234.37 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 234 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1500 = 3000.00 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

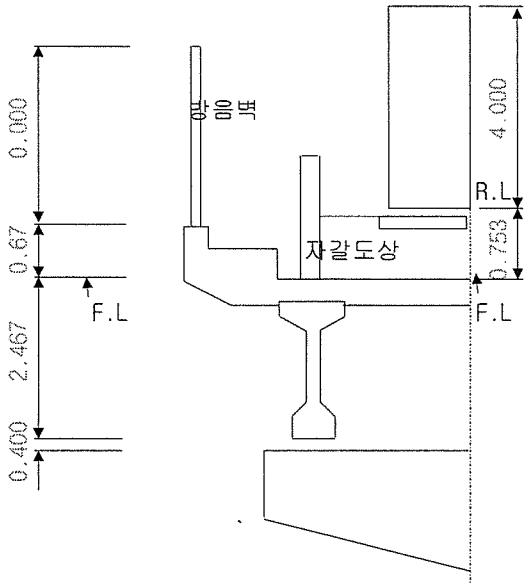
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.420 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.620 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 1.969 M

풍하중(열차재하) = 4.010 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

ΣR_d = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

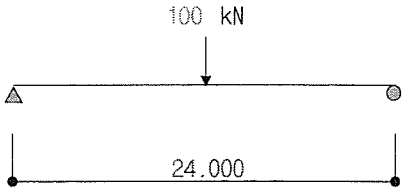
ΣR_L = 1771.967 kN

R_{L1} = 865.761 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 × 3.620 = 181.000 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	181.000	5.780	1.700	53.235	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	53.235	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 3 shoe

= 16.667 kN

P_{Lf} = 53.235 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 40.000 V = 200 km/hr

$$\therefore \left(\max = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000 \right.$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 865.761 kN (충격 제외)

P_c = 865.76 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.420 = 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	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	0.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 0.000 / 3 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 × 1.969 = 277.421 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	277.421	5.780	1.700	81.594	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	81.594	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.220 × 14.975 = 162.179 kN

M_t = 162.179 × 4.010 = 650.338 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	650.338	5.780	1.700	191.276	↑
G2			0.000	0.000	-
G2			1.700	191.276	↓

③ 적용하중

H_w = 162.179 / 3 shoe

= 54.060 kN

P_w = 191.276 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

P_E = 662.291 kN

M_c = 662.291 × 0.400 = 264.916 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	264.916	5.780	1.700	77.917	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	77.917	↓

H_E = 221.093 kN

R_E = 77.917 kN

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중

▣ 상시

$\sum R_L$ = 1771.967 kN

R_{L1} = 865.761 kN

다) 시동 및 제동하중

H_A = 495.000 / 3 shoe

= 165.000 kN

라) 장대레일 종하중

H_R = 90.000 / 3 shoe

= 30.000 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	2056.378	70.726	0.80
	지진시	1889.784	221.093	
교축 방향	상시	1811.867	0.000	0.80
	지진시	1811.867	0.000	

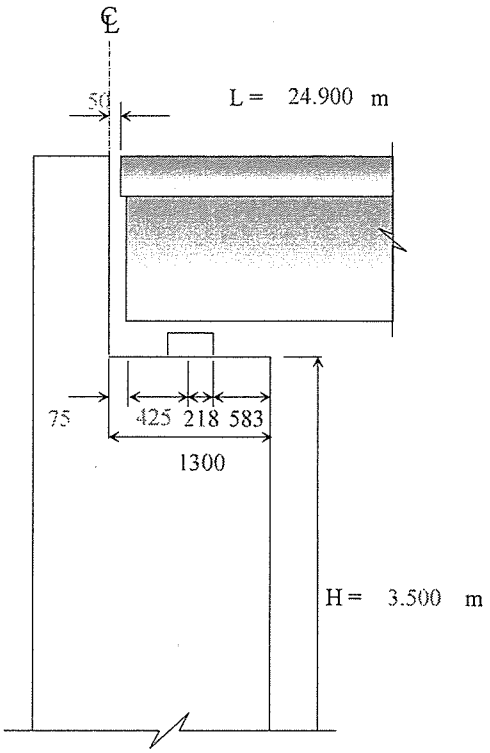
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2056.378	70.726	1523.243	52.390	1.35
	지진시	1889.784	221.093	1349.845	157.924	1.40
교축 방향	상시	1811.867	0.000	1449.494	0.000	1.25
	지진시	1811.867	0.000	1294.191	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

▣ 규 격 : 435 × 501 mm
▣ 높 이 : 166 mm
▣ 사각 : 90 °



2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 583 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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 3.50) \times (1+0.000125 \times 0.0) =$ 264.89

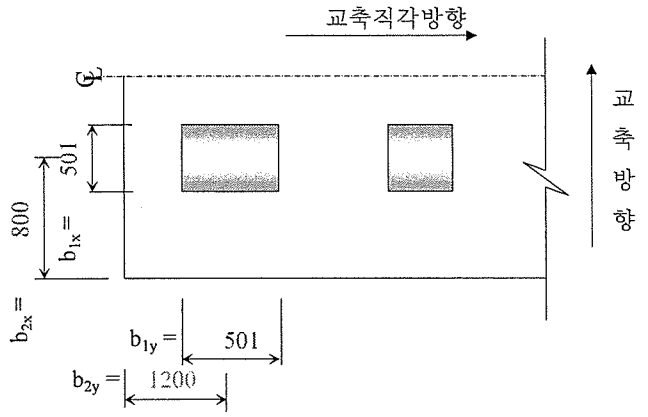
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 =$ 425 mm
$S_2 =$ 217.5 / 2 = 108.75 mm
$S_3 =$ 20 + 0.5L = 324.50 mm
$S_1 + S_2 + S_3 =$ 425 + 108.75 + 324.50 = 858.25 mm

∴ Max (N, ∑S) = 858.25 mm < 1225.00 - O.K -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2505.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1600) \times 1449493.6 / 180$

$= 1382.8$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1600) \times 1294190.7 / 180$

$= 1234.6$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2400) \times 1523243.1 / 180$

$= 1674.0$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2400) \times 1349845.42 / 180$

$= 1483.4$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

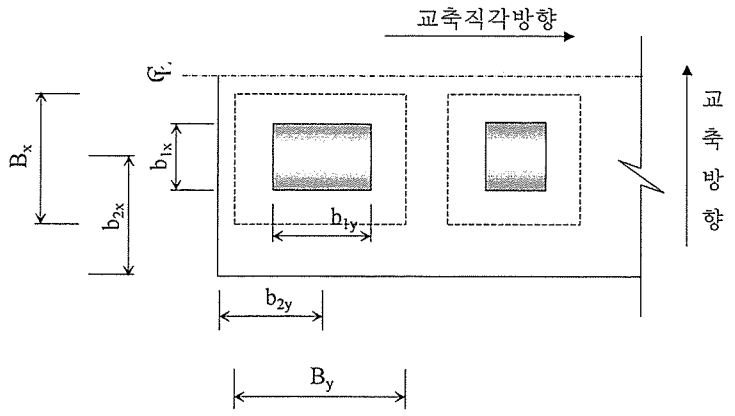
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 52390 / 180 = 291.1$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 157924 / 180 = 877.4$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 501 + 1200 = 1701.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2$ = 850.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 800 + (501 + 1200) / 2 = 1650.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 800 = 1301.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1674.000 + 291.055 = 1965.055 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1483.400 + 877.353 = 2360.753 ㎟

B_y = 1301.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2360.753 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

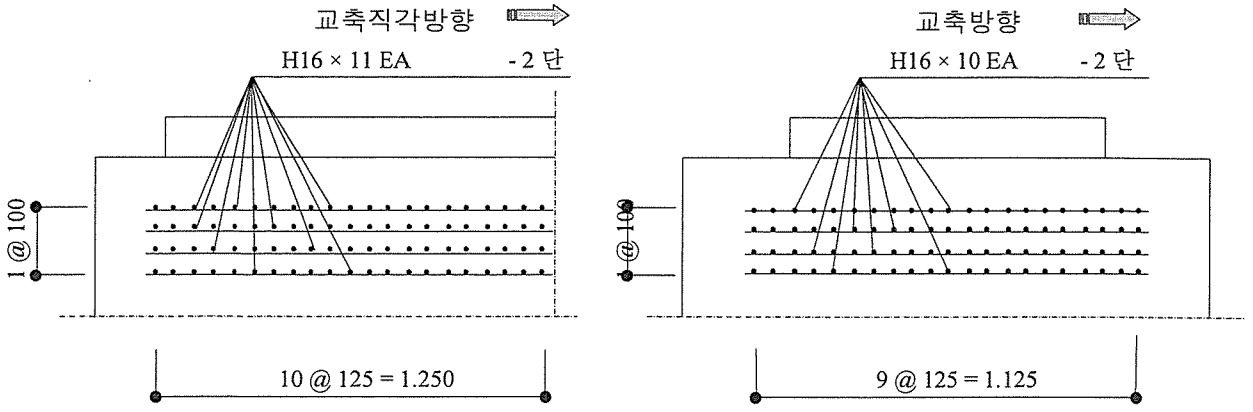
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1382.800 + 0.000 = 1382.800 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1234.600 + 0.000 = 1234.600 ㎟

B_x = 1650.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1382.800 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{157923.6}{180} = 877.35 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 877.353 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

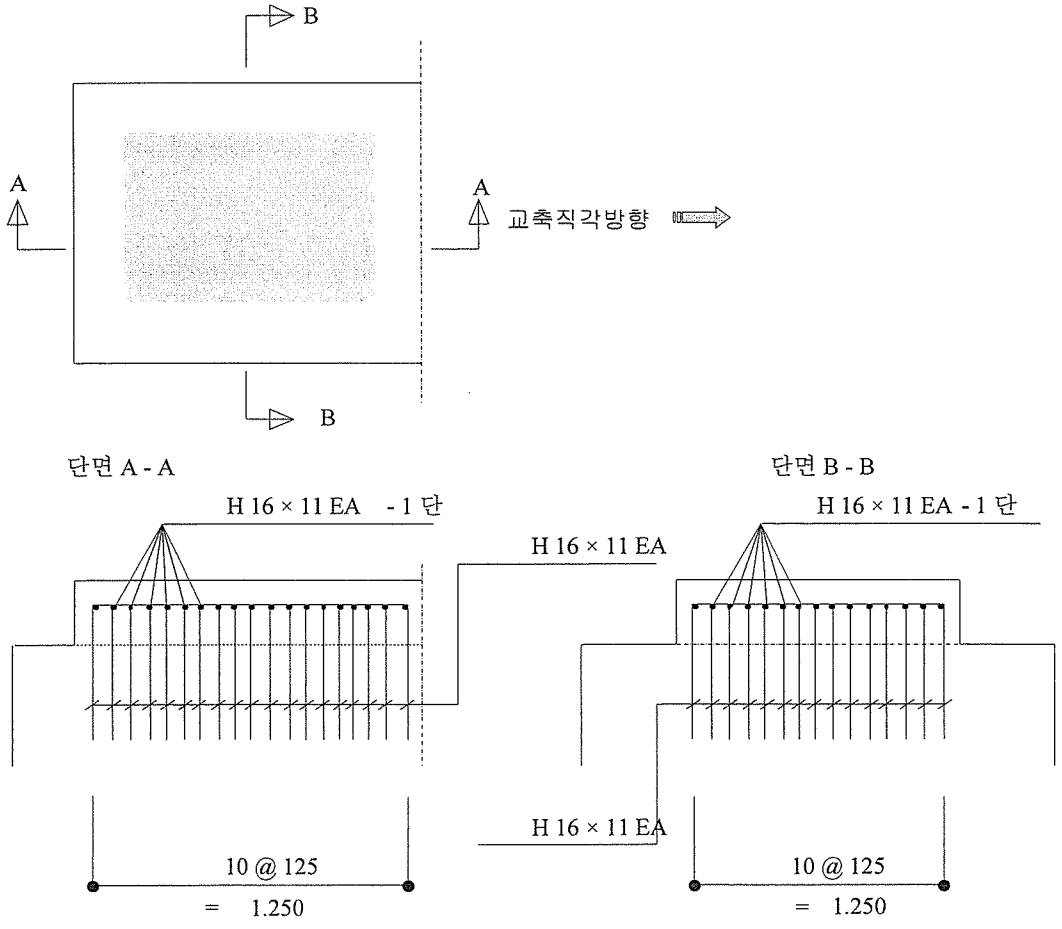
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \text{ ㎟}$$

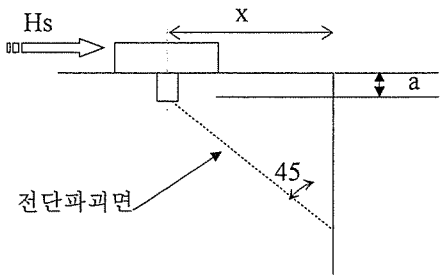
Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 0.000 ㎟ **- O.K -**

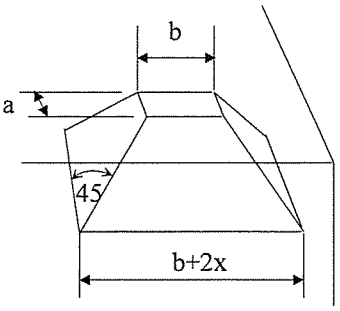
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{157924}{4923160} = 0.032 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 4923160 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 157924 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2377010} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

A_r = $\sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b)$ = 2377010 mm²

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

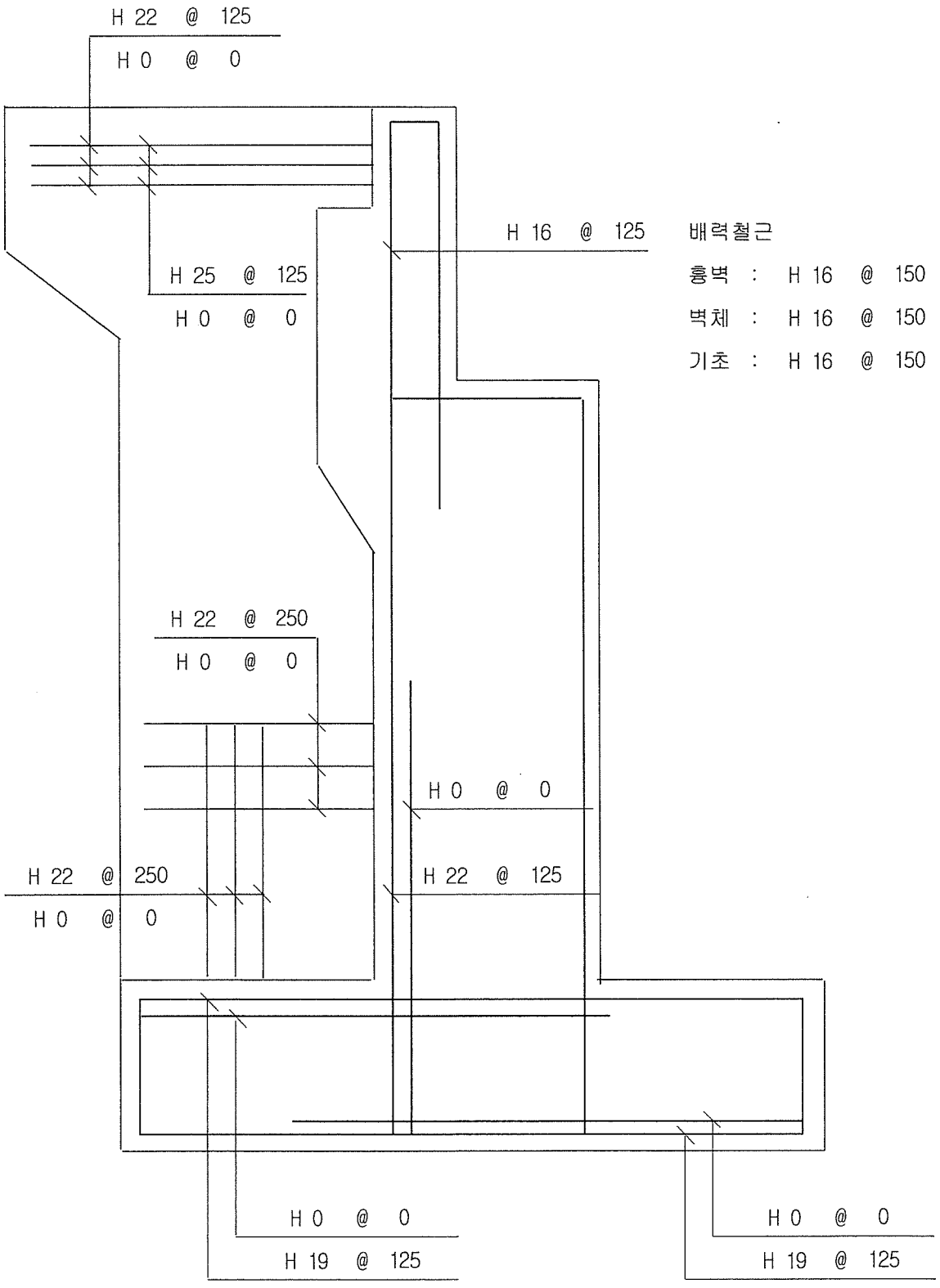
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

8.주철근 조립도

파전제2교 교대 A2



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

9.3 교각공

9.3.1 P1

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; RPF + PSC BEAM

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 45.000 m

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 25.000 m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = 13.500 M)

3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

1) 고정하중

철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³

2) 활 하 중 : KRL2012 (단 선)

충격계수 i (%) ;

RPF (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.041}$

PSC BEAM (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.120}$

3) 풍 하 중

교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/m²

교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/m²

원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.

4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)

① KL2012

제동하중 : 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN

시동하중 : 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN

②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - fo = ± 3 L

레일 신축이음장치가 있는 경우 - fo = ± 500

5) 원 심 하 중

충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.

6) 차 량 횡 하 중

레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.

자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.

7) 지진하중

가속도계수 Kh = 0.154 (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)

지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 fck = 30 Mpa

나) 탄성계수 Ec = 8,500 $\sqrt[3]{fcu}$ (fcu=fck+4)

= 27500 MPa

2) 철근 SD40

가) 항복응력 : fy = 400 Mpa

나) 탄성계수 : Es = 200000 MPa

1.4 흙의 성질

1) 흙의 단위중량 (γt) = 19.0 kN/m³

2) 흙의 포화단위중량 (γsat) = 20.0 kN/m³

3) 흙의 수중단위중량 (γsub) = 10.0 kN/m³

4) 기초저면의 N치 = 50

5) 기초저면의 내부마찰각 $\Phi = 15+\sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$

(다만, N > 5)

6) 최대지반반력 상시 = 1000

지진시 = 1500 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

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

Φb = 2/3 × 42.39 = 28.260 tanΦb = 0.538	흙과 콘크리트
tanΦb = 0.600	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)

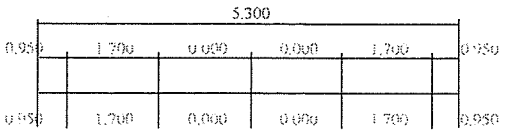
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

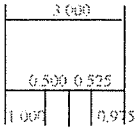
2. 단 면 가 정 P1

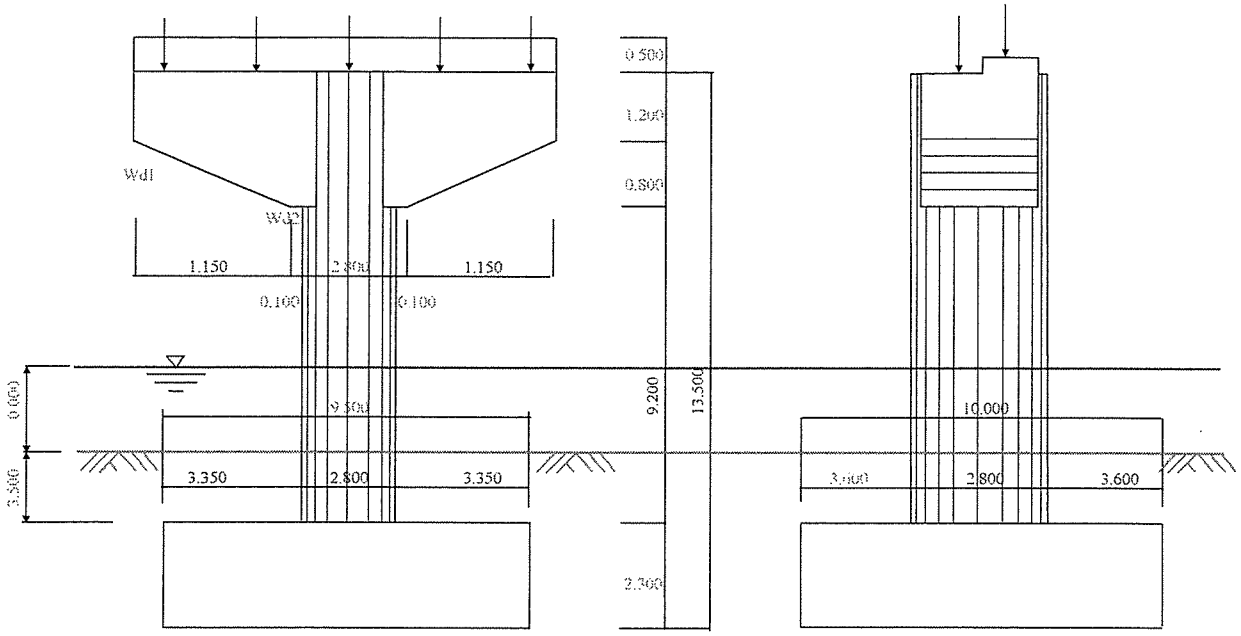
1.1 교각 단면 제원

1) 교축직각방향

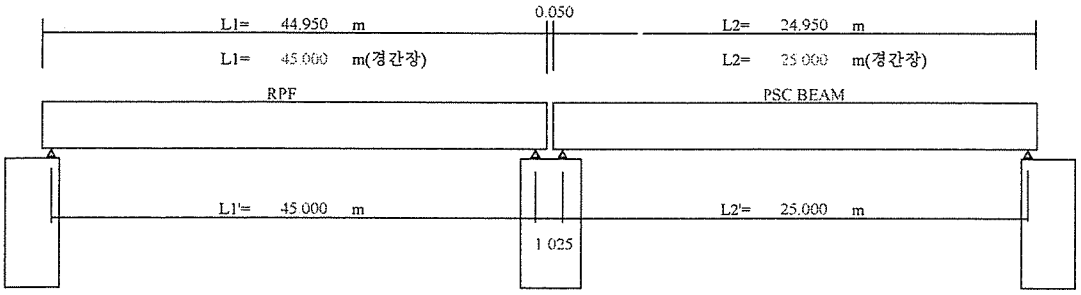


2) 교축 방향



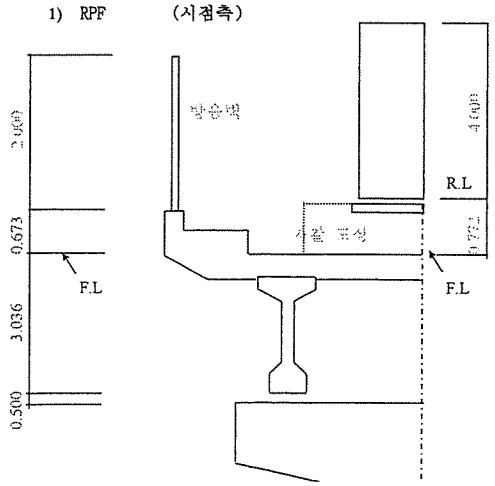


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) RPF (시점측)



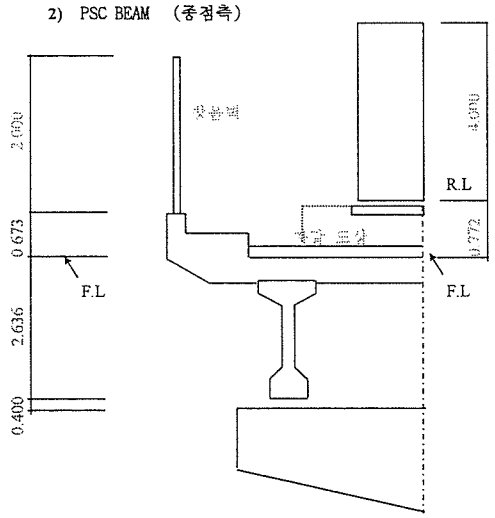
▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 6.108 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 4.308 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.3545 M
풍하중(열차재하) = 4.404 M

▶ 지진하중(고정하중) = 2.018 M

2) PSC BEAM (중점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.608 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.808 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M

풍하중(열차재하) = 4.104 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	RPF	1914.00		1860.00		1834.00		5608.00
	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
계		2860.00	0.00	2727.00	0.00	2776.00		8363.00

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.200 x 3.000 x 24.500 = 88.200 kN/m

Wd2 = 2.000 x 3.000 x 24.500 = 147.000 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 2.800 ² x 24.500

x 9.200 = 1387.905 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.300 x 10.000 x 24.500 = 563.500 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- RPF(45m)

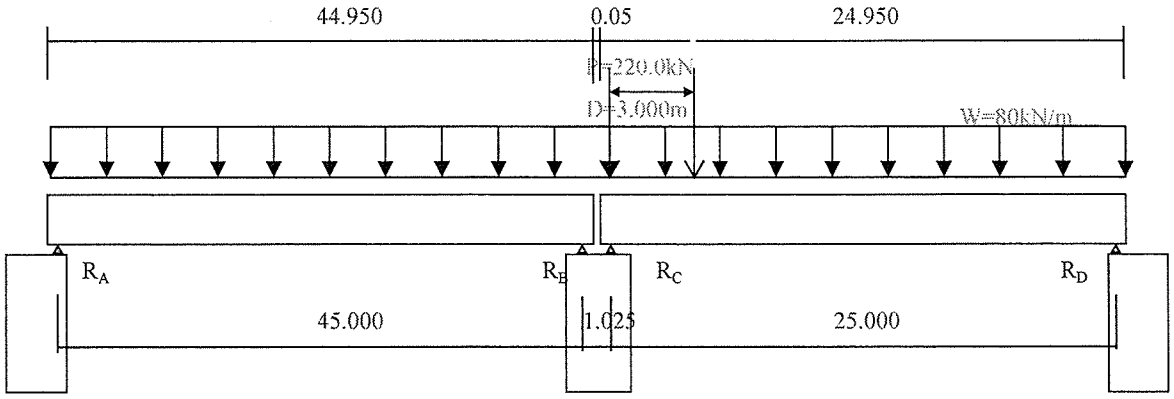
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.244	0.000	0.333	0.000	0.423		1.00
보도 하중 (단선)	0.717	0.000	0.238	0.000	0.000		0.96

- PSC BEAM(25m)

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

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 1758.044 KN , R_C = 1369.684 KN

R_B = 1837.956 KN , R_D = 1066.316 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.85 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.85 × 5.00 × 44.95 × 1/2 = 95.519 KN

W_c = 0.85 × 5.00 × 24.95 × 1/2 = 53.019 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	516.95	0.00	634.77	0.00	777.46		1929.18
R_{LC}	302.39	0.00	682.08	0.00	438.18		1422.65
$\sum R_L$	819.34	0.00	1316.85	0.00	1215.64		3351.83

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	535.45	0.00	660.02	0.00	809.53		2005.01
R_{LC}	332.63	0.00	762.45	0.00	491.93		1587.01
$\sum R_L$	868.08	0.00	1422.47	0.00	1301.46		3592.02

3) 차량 횡하중

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

$\sum$ PLf					=	0.000	kN
MLfb	=	0.000	×	4.308	=	0.000	kN·m
MLfc	=	0.000	×	3.808	=	0.000	kN·m
$\sum$ MLf					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- RPF

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

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

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

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

4) 원 심 하 중

▣ 원심하중 계수 산정

곡선반경 : R = ∞ L = 45.000 , 25.000 V = 250 km/hr

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

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

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

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

가) 복선

교각반력 (PL) : 지점b 0.00 kN , 지점c 0.00 kN

Pcb	=	0.00	×	0.000	=	0.000	kN
Pcc	=	0.00	×	0.000	=	0.000	kN
∑ Pc					=	0.000	kN
Mcb	=	0.000	×	6.108	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.608	=	0.000	kN·m
∑ Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rpb1	=	0.000	×	1.700	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-1.700	/ 5.780	=	0.000 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rpc1	=	0.000	×	1.700	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-1.700	/ 5.780	=	0.000 kN

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1929.18 kN , 지점c 1422.65 kN

Pcb	=	1929.18	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc	=	1422.65	×	0.000	=	0.000 kN
∑ Pc					=	0.000 kN
Mcb	=	0.000	×	6.108	=	0.000 kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.608	=	0.000 kN·m
∑ Mc					=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rpb1	=	0.000	×	1.700	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb2	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb3	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb4	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpb5	=	0.000	×	-1.700	/ 5.780	=	0.000 kN

- PSC BEAM

Rpi = Mc × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rpc1	=	0.000	×	1.700	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpc2	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpc3	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpc4	=	0.000	×	0.000	/ 5.780	=	0.000 kN
Rpc5	=	0.000	×	-1.700	/ 5.780	=	0.000 kN

5) 풍 하 중

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

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	2.000	×	3.000	=	18.000	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.709	×	22.475	=	384.929	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Mn3b	=	384.929	×	3.3545			=	1291.244	kN·m
	Mn3c	=	198.689	×	3.055			=	606.896	kN·m
	∑		Mn3					=	1898.14	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnb1	=	1291.244	×	1.700	/	5.780	=	379.778 kN
Rnb2	=	1291.244	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	1291.244	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb4	=	1291.244	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb5	=	1291.244	×	-1.700	/	5.780	=	-379.778 kN

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnc1	=	606.90	×	1.700	/	5.780	=	178.499 kN
Rnc2	=	606.90	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc3	=	606.90	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc4	=	606.90	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc5	=	606.90	×	-1.700	/	5.780	=	-178.499 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1 =	1.500	×	2.000	×	3.000	=	9.000	kN
기둥	Wt2 =	1.500	×	2.800	×	0.6	=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b =	1.500	×	7.808	×	22.475	=	263.227	kN
	Wn3c =	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Mn3b =	263.227	×	4.404			=	1159.252	kN·m
	Mn3c =	138.622	×	4.104			=	568.905	kN·m
	∑	Mn3					=	1728.157	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnb1 =	1159.252	×	1.700	/	5.780	=	340.956	kN
Rnb2 =	1159.252	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1159.252	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1159.252	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1159.252	×	-1.700	/	5.780	=	-340.956	kN

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnc1 =	568.905	×	1.700	/	5.780	=	167.325	kN
Rnc2 =	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc3 =	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc4 =	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc5 =	568.905	×	-1.700	/	5.780	=	-167.325	kN

6) 유 수 압 (P = K × V² × A)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 m

7) 충 돌 하 중

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

W = 100 kN : 유송물의 중량

V = Vm / 0.85 = 1.944 / 0.85 : 표면유속

= 2.287 m/sec

P = 0.1 × 100 × 2.287 = 22.870 kN

H = 수심 = 0 m

▣ 자동차의 충돌하중

- 차도방향에 대하여 = 1000 kN
- 차도 직각방향에 대하여 = 500 kN
- 작용높이 = 1.8 m

8) 지진 하중 - 교직방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	291.32		293.90		289.71	874.93	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	583.71		508.11		580.96	1672.77	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	86.96		87.23		86.90	261.09	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 874.925 × 2.018 = 1765.599 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 261.093 × 1.718 = 448.558 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

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

$\sum xi^2$ = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2

= 5.780 m^2

R_{Eb1} = 1765.599 × 1.700 / 5.780 = 519.294 kN

R_{Eb2} = 1765.599 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb3} = 1765.599 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 1765.599 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb5} = 1765.599 × -1.700 / 5.780 = -519.294 kN

- PSC BEAM

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 448.558 \times 1.700 / 5.780 = 131.929 \ kN$

$R_{EC2} = 448.558 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 448.558 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 448.558 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 448.558 \times -1.700 / 5.780 = -131.929 \ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	1,109.446	13,186.064	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	715.52		721.85		711.57	2148.94	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	1433.68		1247.98		1426.91	4108.57	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	213.58		214.26		213.45	641.28	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 2148.939 \times 2.018 = 4336.559 \ kN·m$

$M_{ec(교직)} = 641.281 \times 1.718 = 1101.721 \ kN·m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- RPF

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{Eb1} = 4336.559 \times 1.700 / 5.780 = 1275.459 \ kN$

$R_{Eb2} = 4336.559 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb3} = 4336.559 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb4} = 4336.559 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb5} = 4336.559 \times -1.700 / 5.780 = -1275.459 \ kN$

- PSC BEAM

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 1101.721 \times 1.700 / 5.780 = 324.036 \ kN$

$R_{EC2} = 1101.721 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 1101.721 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 1101.721 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 1101.721 \times -1.700 / 5.780 = -324.036 \ kN$

$P_E = 2148.94 + 641.281 = 2790.220 \ kN$

$Mc = 2790.220 \times 2.018 = 5630.664 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	2.724.956	32386.82	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	5608.000	kN	2755.000	kN
편 심	0.500	m	-0.525	m

Md = 5608 × 0.500 + 2755 × -0.525 = 1357.625 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1929.176	kN	1422.650	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.525	m

$M_{L단선}$ = 1929.18 × 0.500 + 1422.65 × -0.525 = 217.697 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.500 + 0.00 × -0.525 = 0.000 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	2005.009	kN	1587.012	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.525	m

$M_{L단선}$ = 2005.01 × 0.500 + 1587.01 × -0.525 = 169.323 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.500 + 0.00 × -0.525 = 0.000 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.200 × 5.300 = 19.080 kN

3.000 × 0.800 × 4.150 = 9.960 kN

(19.080 + 9.960) / 5.300 = 5.479 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 2.800 × 0.6 = 5.040 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.200 × 5.300 = 9.540 kN

1.500 × 0.800 × 4.150 = 4.980 kN

(9.540 + 4.980) / 5.300 = 2.740 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 2.800 × 0.6 = 2.520 kN/m

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$Tf = T - ½\cdot\mu m\cdot Rm \geq T/2$

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μm ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

Rm ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

$Tm = \mu m\cdot Rm \leq T/2$

① KL2012

가) 제동하중 ; 20kN/m × L(m) ≤ 6000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 20 × 45.000 = 900.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 25.000 = 500.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 45.000 = 1000.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

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

Rm = 5608.00 + 1837.956 = 7445.956 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 900.00 - 558.447 (제동하중)

= 1000.00 - 558.447 (시동하중)

= 341.55 < T/2 = 450.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 441.55 < T/2 = 500.00 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 450.00 kN(제동하중), 500.00 kN(시동하중)

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

Rm = 2755.00 + 1369.68 = 4124.684 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 618.703 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 618.703 > T/2 = 412.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.000 kN(제동하중), 412.500 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 500.000 + 412.500 = 912.500 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 2 × 3 × 44.950 = 269.700 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 269.70 - 420.600

= -150.90 < T/2 = 134.85

∴ Tf = 134.85 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 2 × 3 × 24.950 = 149.700 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 413.250 > T/2 = 74.850

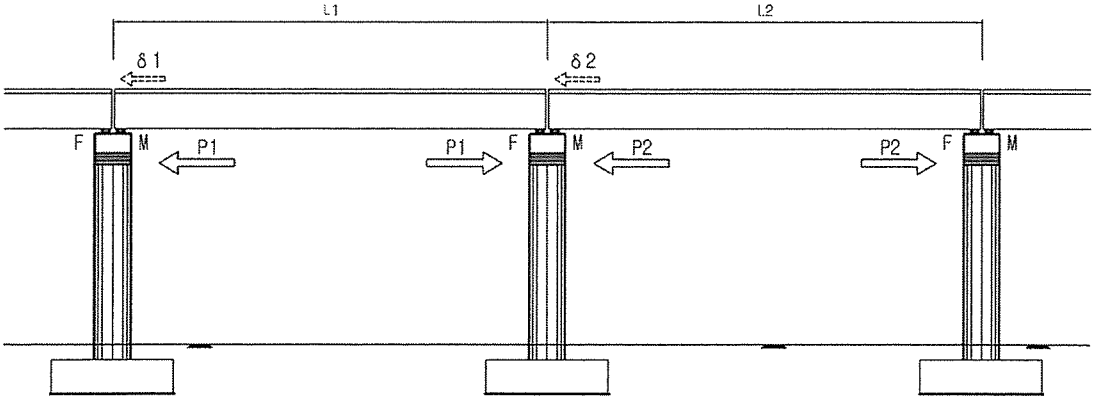
∴ Tm = 74.85 kN

TL = T_b + T_c = 134.850 + 74.850 = 209.700 kN

7) 온도 하중

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

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



▶ 받침 마찰계수 ; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1 = 5608.00 × 0.150 = 841.200 kN

Ts2 = 2755.00 × 0.150 = 413.250 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 7613.01 × 0.150 = 1141.951 kN

Ts2' = 4342.01 × 0.150 = 651.302 kN

다) 온도변화에 의한 수평력산정

▶ $\delta = \Delta t \times \alpha \times L$ 여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

∴ $\delta 1$= 15 × 0.00001 × 45.000 = 0.00675 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 25.000 = 0.00375 m

▶ 등가수평력

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

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 1195.930 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m^4

L : 11.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	841.200	1195.930	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1141.951	1695.930	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 664.405 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m^4

L : 11.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	413.250	664.405	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	651.302	1076.905	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

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

; 시점부 및 종점부 받침중 1개소만 등가수평력이 작용할 경우 가동단이 미끄러지므로
등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

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

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	841.200	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	641.951	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	1650.12	18250.74	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

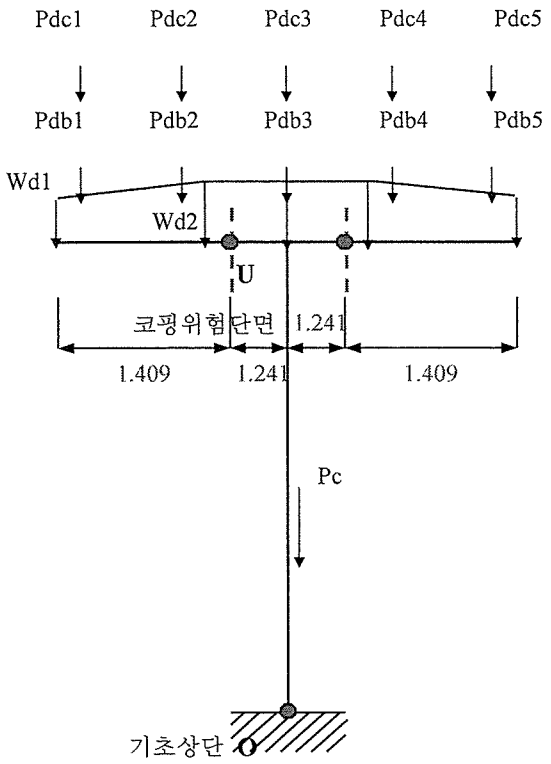
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	4052.92	44826.37	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

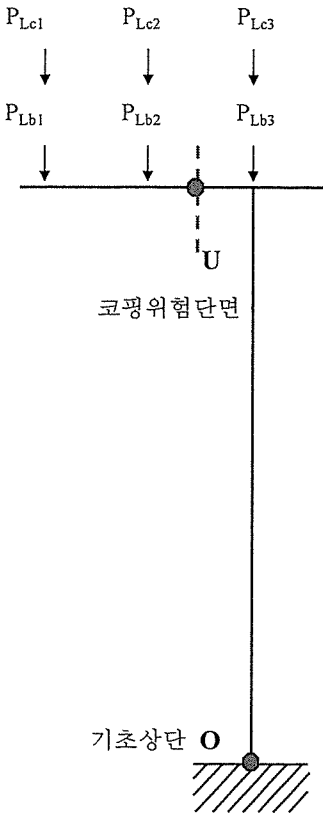
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	1914.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	1860.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	1834.00	kN
Pdc1	=	946.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	867.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	942.00	kN
Wd1	=	88.200	kN/m
Wd2	=	147.000	kN/m
Pc	=	1387.905	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1914.000	0.459	1914.000	879.066	1.700	1914.000	3253.800
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	1860.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	1860.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	1834.000	0.459	1834.000	842.324	-1.700	1834.000	-3117.800
Pcd1	946.000	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	867.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	942.000	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Wd1	117.60	0.643	135.24	86.90733884	0.000	270.48	0.000
Wd2	147.000	0.130	38.11449874	4.941207532	0.000	441.000	0.000
Pc	1387.905	-1.241	0.000	0	0.000	1387.905	0.000
합 계			**3921.35**	**1405.396**		**10462.385**	**142.800**

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	516.948	kN	PLb1	=	535.451	kN
PLb2	=	0.000	kN	PLb2	=	0.000	kN
PLb3	=	634.773	kN	PLb3	=	660.025	kN
PLb4	=	0.000	kN	PLb4	=	0.000	kN
PLb5	=	777.455	kN	PLb5	=	809.532	kN
PLc1	=	302.39	kN	PLc1	=	332.63	kN
PLc2	=	0.00	kN	PLc2	=	0.00	kN
PLc3	=	682.08	kN	PLc3	=	762.45	kN
PLc4	=	0.00	kN	PLc4	=	0.00	kN
PLc5	=	438.18	kN	PLc5	=	491.93	kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	516.948	0.459	516.948	237.425	1.700	516.948	878.812
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	634.773	-1.241	0.000	0.000	0.000	634.773	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	777.455	0.459	777.455	357.071	-1.700	777.455	-1321.674
PLc1	302.390	0.459	302.390	138.882	1.700	302.390	514.062
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	682.076	-1.241	0.000	0.000	0.000	682.076	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	438.184	0.459	438.184	201.250	-1.700	438.184	-744.913
합 계			**1215.639**	**558.322**		**3351.826**	**673.713**

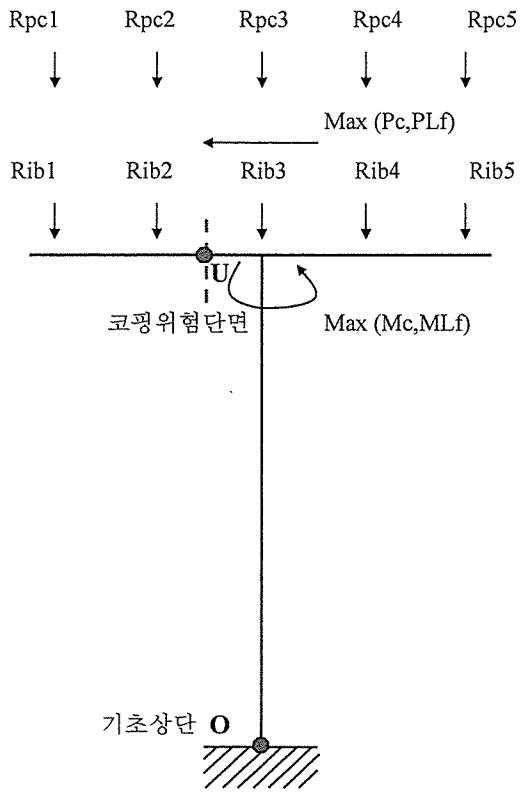
Moy= **217.697** kN·m Ho= 0.000 kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	535.451	0.459	535.451	245.923	1.700	535.451	910.267
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	660.025	-1.241	0.000	0.000	0.000	660.025	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	809.532	0.459	809.532	371.804	-1.700	809.532	-1376.205
PLc1	332.632	0.459	332.632	152.772	1.700	332.632	565.475
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	762.449	-1.241	0.000	0.000	0.000	762.449	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	491.931	0.459	491.931	225.935	-1.700	491.931	-836.282
합 계			**1301.463**	**597.739**		**3592.020**	**736.745**

Moy= **169.323** kN·m　　Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

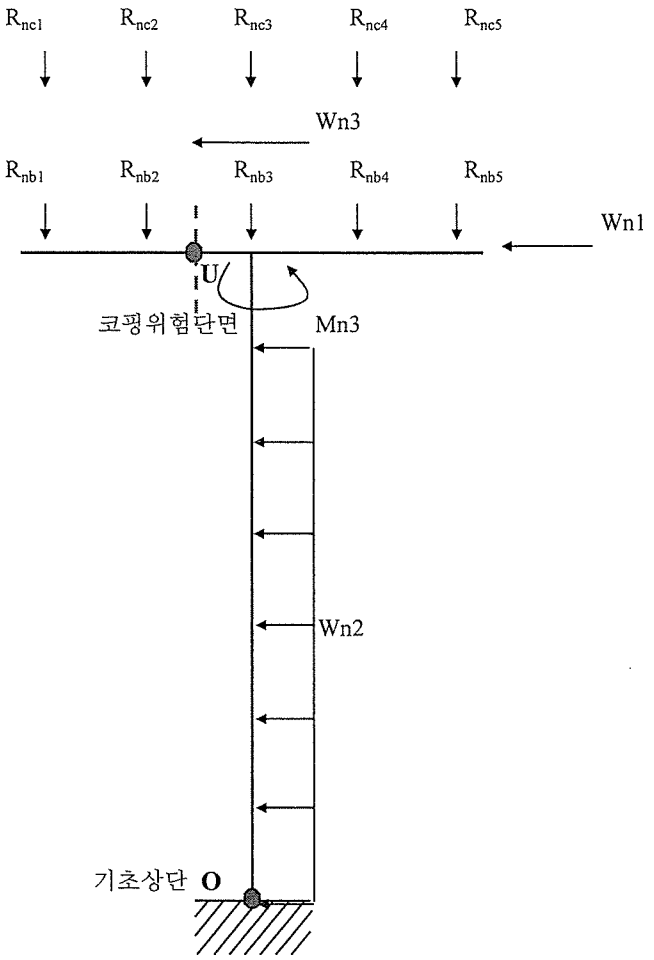
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

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

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

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	0.459	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	0.000	0.459	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.459	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	0.000	0.459	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	**0.000**	-	-	-	11.450	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

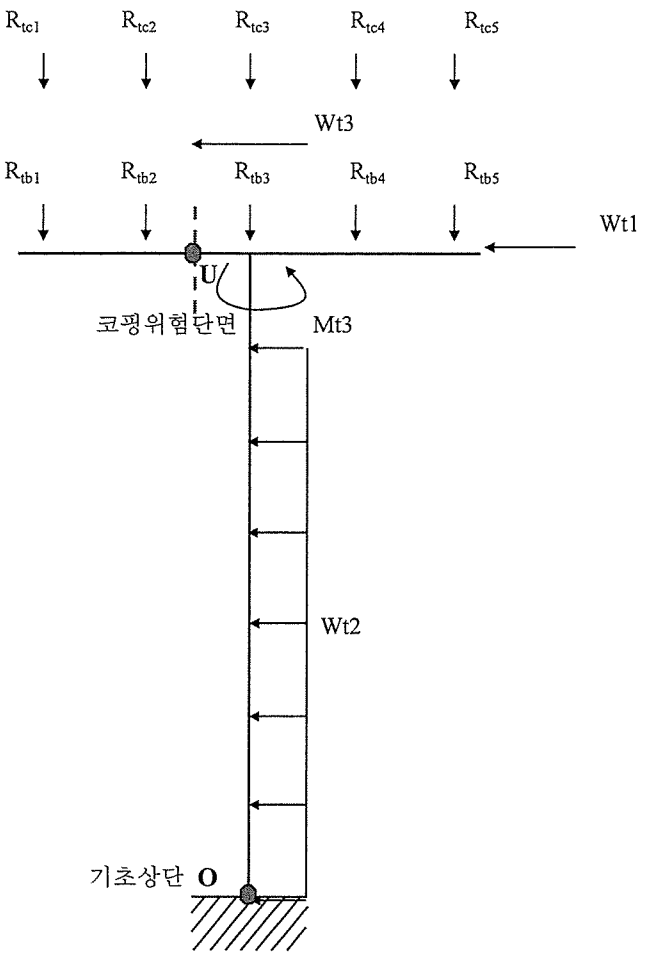


Wn1	=	18.000	kN	
Wn2	=	5.040	kN/m	
Wn3b	=	384.929	kN	
Wn3c	=	198.689	kN	
Mn3	=	1898.140	kN·m	

Rnb1	=	379.778	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-379.778	kN
Rnc1	=	178.499	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-178.499	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	379.778	0.459	379.778	174.425	1.700	379.778	645.622
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb5	-379.778	0.459	-379.778	-174.425	-1.700	-379.778	645.622
Rnc1	178.499	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc5	-178.499	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
Wn1	**18.00**	-	-	-	11.450	-	206.100
Wn2	**46.37**	-	-	-	4.600	-	213.293
Wn3	**583.62**	-	-	-	11.450	-	6682.426
합 계	**647.986**		**558.276**	**256.407**		**0.000**	**8999.959**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

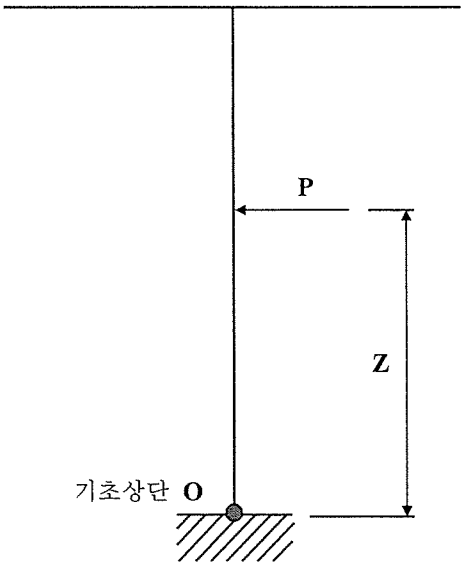


Wt1	=	9.000	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	263.227	kN
Wt3c	=	138.622	kN
Mt3	=	1159.252	kN·m

Rtb1	=	340.956	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-340.956	kN
Rtc1	=	167.325	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-167.325	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	340.956	0.459	340.956	156.595	1.700	340.956	579.626
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-340.956	0.459	-340.956	-156.595	-1.700	-340.956	579.626
Rtc1	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc5	-167.325	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Wt1	**9.00**	-	-	-	11.450	-	103.050
Wt2	**23.18**	-	-	-	4.600	-	106.646
Wn3	**401.85**	-	-	-	11.450	-	4601.171
합 계	**434.033**		**508.281**	**233.445**		**0.000**	**6539.024**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	3.500	m

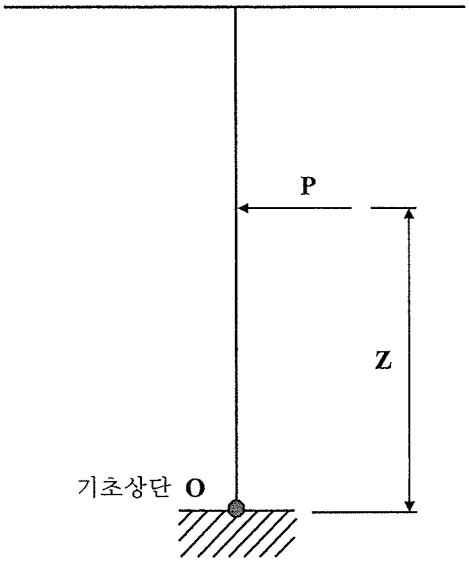
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 3.500 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	5.300	m

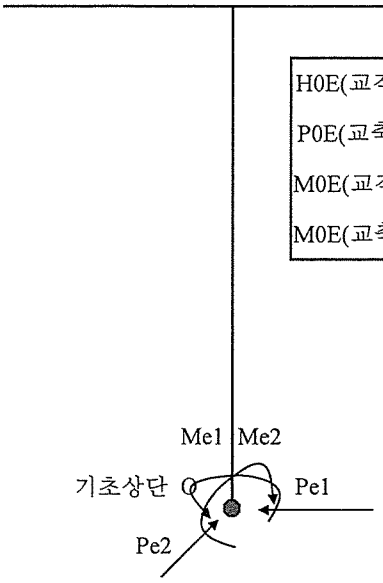
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 1000.000 × 5.300 = **5300.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

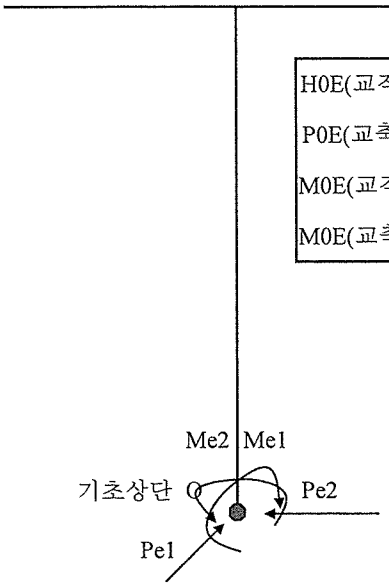


H0E(교직)	=	1109.446	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	########	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	519.294	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-519.294	kN
R_{EC1}	=	131.929	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-131.929	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	519.294	0.459	519.294	238.502	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-519.294	0.459	-519.294	-238.502	-	-	-
REC1	131.929	0.459	131.929	60.593	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-131.929	0.459	-131.929	-60.593	-	-	-
He1	**1109.446**	-	-	-	-	-	**13186.064**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**651.223**	**299.095**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



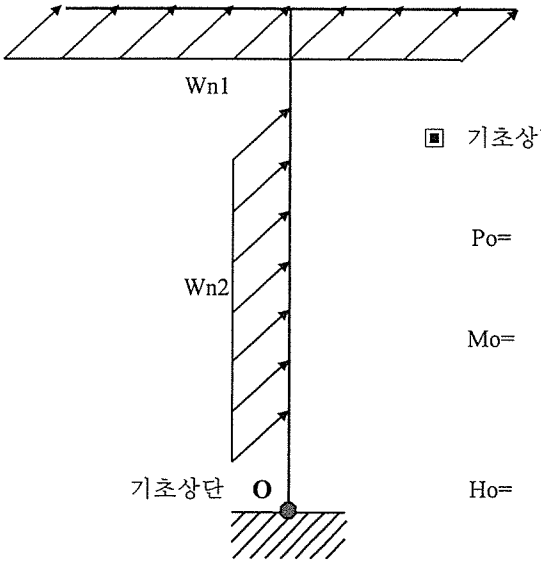
H0E(교직)	=	2724.956	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	########	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	1275.459	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-1275.459	kN
R_{EC1}	=	324.036	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-324.036	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	1275.459	0.459	1275.459	585.796	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-1275.459	0.459	-1275.459	-585.796	-	-	-
REC1	324.036	0.459	324.036	148.824	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.241	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-324.036	0.459	-324.036	-148.824	-	-	-
He1	**2724.956**	-	-	-	-	-	**32386.823**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**1599.494**	**734.619**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	5.479	kN/m
Wn2	=	5.040	kN/m

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

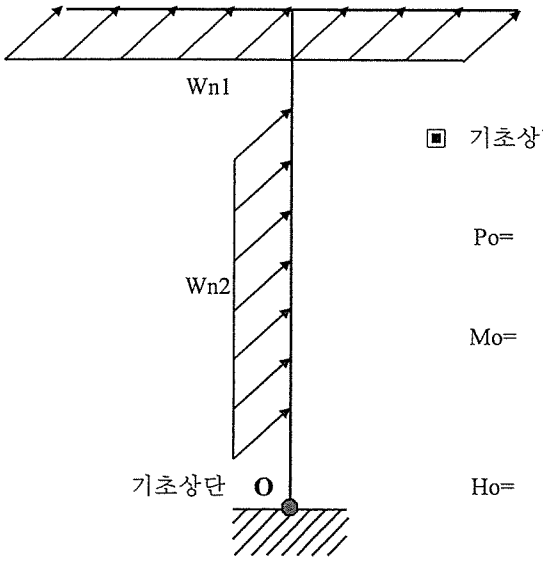
Po= = 0.000 kN

Mo= 29.039 × 10.200 +

46.368 × 4.600 = **509.488** kN·m

Ho= = **75.4067** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	2.740	kN/m
Wn2	=	2.520	kN/m

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

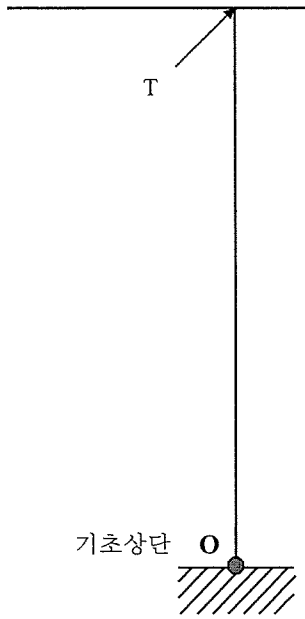
Po= = 0.000 kN

Mo= 14.522 × 10.200 +

23.184 × 4.600 = **254.771** kN·m

Ho= = **37.7060** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	0.000	kN
$T_{m복선}$	=	0.000	kN
$T_{f단선}$	=	500.000	kN
$T_{m단선}$	=	412.500	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 11.700 +

0.000 × 12.100

= **0.000** kN·m

Ho= **0.00** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= 0.000 kN

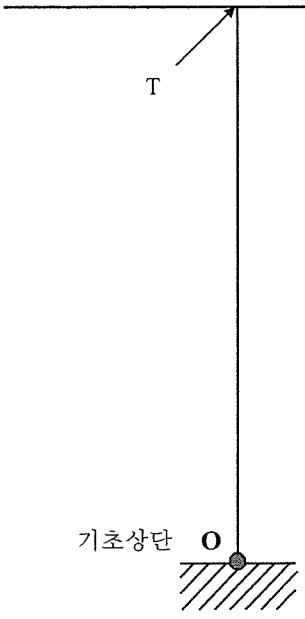
Mo= 500.000 × 11.700 +

412.500 × 12.100

= **10841.250** kN·m

Ho= **912.50** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	134.850	kN
T_m	=	74.850	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

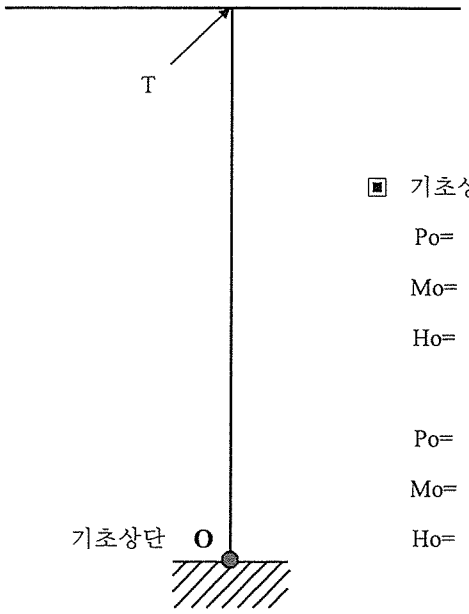
Mo= 134.850 × 11.700 +

74.850 × 12.100

= **2483.430** kN·m

Ho= **209.700** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	841.200	kN
시제동하중 작용시	=	641.951	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 841.200 × 11.700 = **9842.040** kN·m

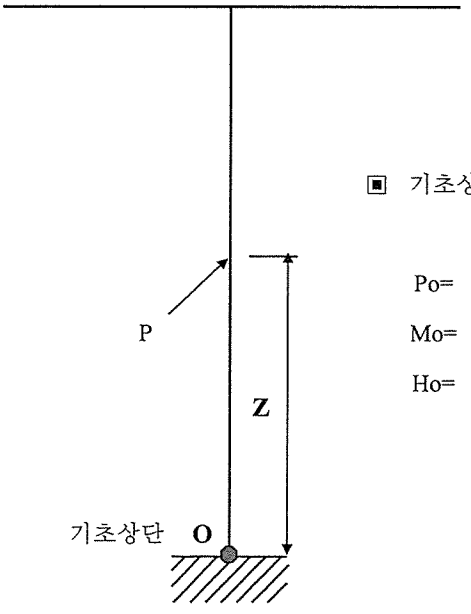
Ho= **841.200** kN

Po= 0.000 kN

Mo= 641.951 × 11.700 = **7510.830** kN·m

Ho= **641.951** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	5.300	M

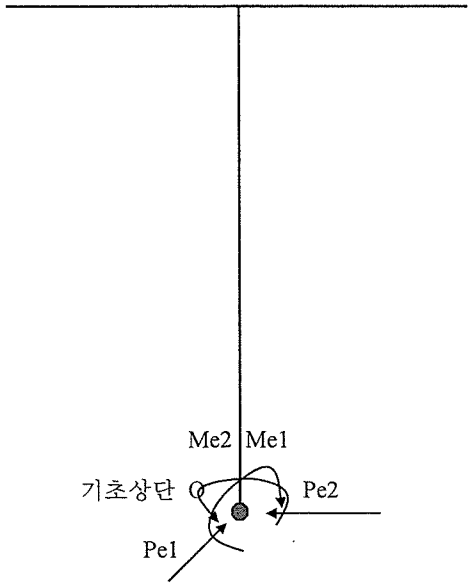
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 500.000 × 5.300 = **2650.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

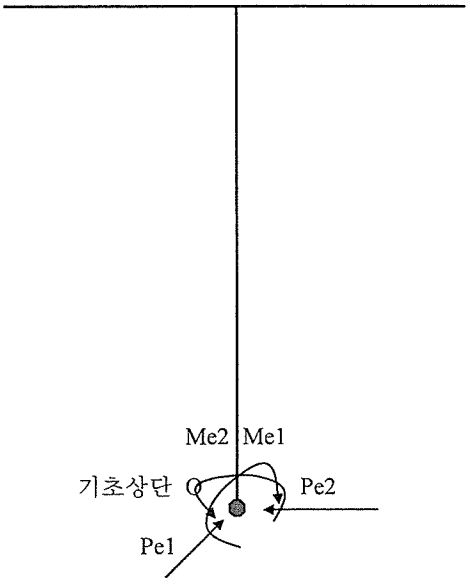
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	0.000	kN	Pe2=	0.000	kN
He1=	1650.117	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	########	kN	Me2=	0.000	kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	0.000	kN	Pe2=	0.000	kN
He1=	4052.919	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	########	kN	Me2=	0.00	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고정하중+자중		3,921	1,405	
Load Case 2-1	활하중(복선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활하중(단선)	충격 미고려시	1,216	558	
		충격 고려시	1,301	598	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		558	256	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		508	233	
Load Case 6	유수압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		651	299	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,599	735	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중경우	고정하중+자중	활하중(충격고려)		횡하중원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	3,921	1,405	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	5,223	2,003	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	4,480	1,662	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	4,430	1,639	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	5,731	2,237	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	3,921	1,405	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	5,223	2,003	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	4,480	1,662	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	5,294	1,897	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	7,702	3,003	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	6,274	2,249	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	8,357	3,205	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	5,294	1,897	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	7,116	2,734	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	6,048	2,243	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	5,980	2,212	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	7,802	3,049	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	5,294	1,897	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	7,116	2,734	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	5,376	1,994	
comb 23	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	1.00		5,740	2,240	운행성
comb 24	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-		1.00	6,688	2,676	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.96=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	10,462	143	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,352	674	218
			충격 고려시	-	-	3,592	737	169
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		648	-	-	9,000	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		434	-	-	6,539	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	5,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,109	-	-	13,186	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,725	-	-	32,387	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	75	-	-	509
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	38	-	-	255
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	913	-	-	10,841
	L.C 13	장대레일종하중		-	210	-	-	2,483
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	841	-	-	9,842
			시제동하중 작용	-	642	-	-	7,511
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,650
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,650	-	-	18,251
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	4,053	-	-	44,826

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비고
combo 1	**10,462**	-	**143**	-	-	
combo 2	**14,054**	-	**880**	-	**169**	
combo 3	**10,462**	-	**143**	**841**	**9,842**	
combo 4	**14,054**	-	**880**	**841**	**10,011**	
combo 5	**10,462**	**648**	**9,143**	**917**	**10,352**	
combo 6	**10,462**	**434**	**6,682**	**889**	**10,249**	
combo 7	**14,054**	**434**	**7,419**	**1,802**	**21,260**	
combo 8	**10,462**	**1,000**	**5,443**	**500**	**2,650**	
combo 9	**14,054**	**1,000**	**6,180**	**500**	**2,819**	
combo 10	**10,462**	**1,648**	**14,443**	**575**	**3,159**	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교축직각방향										교축방향						
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.96=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	14,124	-	193	-	-	철설기 8.3.1	
comb 12	20,769	-	1,556	-	313	철설기 8.3.1	
comb 13	16,740	-	228	-	-	철설기 8.3.2	
comb 14	22,487	-	1,407	-	271	철설기 8.3.2	
comb 15	14,124	-	193	1,136	13,287	철설기 8.3.3	
comb 16	19,153	-	1,224	1,136	13,524	철설기 8.3.3	
comb 17	14,124	875	12,343	1,237	13,975	철설기 8.3.4	
comb 18	14,124	586	9,020	1,211	13,960	철설기 8.3.5	
comb 19	19,153	586	10,052	2,489	29,375	철설기 8.3.5	
comb 20	14,124	1,350	7,348	675	3,578	철설기 8.3.7	
comb 21	19,153	1,350	8,379	675	3,815	철설기 8.3.7	
comb 22	12,555	1,978	17,331	690	3,791	철설기 8.3.8	
comb 23	13,911	-	850	1,650	18,413	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	13,911	1,109	14,036	-	163	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	13,911	-	850	4,053	44,989	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	13,911	2,725	33,237	-	163	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중,최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교축직각방향										교축방향						
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.96	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.96=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	8,370	-	114	-	-	철설기 8.3.1	
comb 28	15,015	-	1,477	-	313	철설기 8.3.1	
comb 29	8,370	-	114	-	-	철설기 8.3.2	
comb 30	14,117	-	1,293	-	271	철설기 8.3.2	
comb 31	8,370	-	114	1,136	13,287	철설기 8.3.3	
comb 32	13,399	-	1,146	1,136	13,524	철설기 8.3.3	
comb 33	8,370	875	12,264	1,237	13,975	철설기 8.3.4	
comb 34	8,370	586	8,942	1,211	13,960	철설기 8.3.5	
comb 35	13,399	586	9,973	2,489	29,375	철설기 8.3.5	
comb 36	8,370	1,350	7,269	675	3,578	철설기 8.3.7	
comb 37	13,399	1,350	8,301	675	3,815	철설기 8.3.7	
comb 38	9,416	1,978	17,288	690	3,791	철설기 8.3.8	
comb 39	13,911	-	850	1,650	18,413	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	13,911	1,109	14,036	-	163	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	13,911	-	850	4,053	44,989	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	13,911	2,725	33,237	-	163	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		유수압	충돌하중	교축직각지진하중(100)	교축직각지진하중(1000)	시동및제동하중		장대레일종하중	온도하중	충돌하중	교축방향지진하중(100)	교축방향지진하중(1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

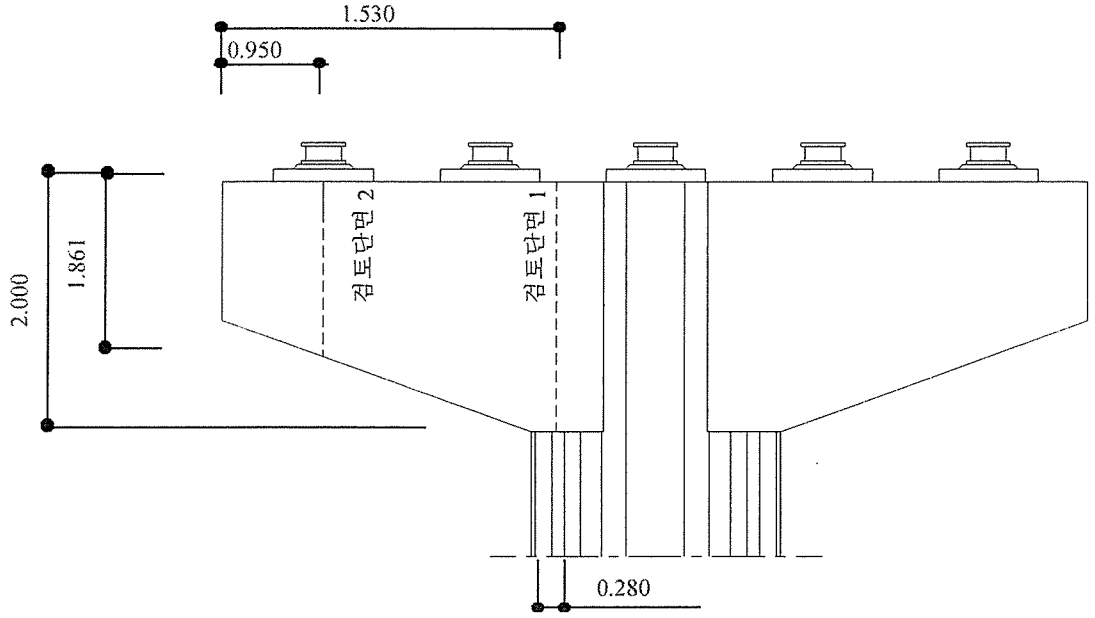
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	10,462	-	143	-	-	철설기 8.3.1	
combo 44	13,814	-	817	-	218	철설기 8.3.1	
combo 45	10,462	-	143	841	9,842	철설기 8.3.3	
combo 46	13,814	-	817	841	10,060	철설기 8.3.3	
combo 47	10,462	648	9,143	917	10,352	철설기 8.3.4	
combo 48	10,462	434	6,682	889	10,249	철설기 8.3.5	
combo 49	13,814	434	7,356	1,802	21,308	철설기 8.3.5	
combo 50	10,462	1,000	5,443	500	2,650	철설기 8.3.7	
combo 51	13,814	1,000	6,117	500	2,868	철설기 8.3.7	
combo 52	10,462	1,778	16,243	590	3,261	철설기 8.3.8	
combo 53	13,814	-	817	1,650	18,468	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	13,814	1,109	14,003	-	218	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	13,814	-	817	4,053	45,044	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	13,814	2,725	33,203	-	218	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

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

구 분		하중조합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	**comb 5**	**2,237**	
계수하중	최대모멘트	**comb 14**	**3,205**	
	최대전단력	**comb 14**	**8,357**	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3,000	2,000	1,850	150	3,205	8,357	2,237

Ln= 1160.00 mm Ln/D = 1160.00 / 1850.00 = 0.627 < 4

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

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

→ Use As (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 4.810]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 121.873 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03507 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2)$ ---------- (1)

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- (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 = 4845.516 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 222.134\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 19.425 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6.461 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 121.873 mm

$\Phi Mn =$ $0.9 \times As \times fy \times (d - a/2) =$ 14177.949 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3205.016 kN · m) [사용률 = 4.424] ∴ O.K!!

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

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

$\Phi Vc =$ 4306.47 < Vu = 8356.508 kN ∴ 전단보강 필요함!!

$\Phi Vmax = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{fck}/6) \cdot bw \cdot d =$ 21532.343 kN > 8356.508 kN ∴ O.K!!

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ $Av_{min} = 0.0025 \times b \times Sv$, $Sv \leq (d/5, 300mm)$

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ $Av_{min} = 0.0015 \times b \times Sh$, $Sh \leq (d/5, 300mm)$

$Vu = \Phi Vn = \Phi(Vc + Vs)$

Sv = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ O.K

d /5 = 1850.0 / 5 = 370 mm

H 19 사용, Av = 6 × 287 = 1,719 mm^2 ≥ $0.0025 \times b \times Sv$ ∴ O.K

$0.0025 \times b \times Sv$ = 0.0025 × 3000 × 200 = 1,500 mm^2

∴ **H19 - 6 EA** S = **200** mm 로 배근

Sh = 200 mm ≤ d/5, 300mm = 200 mm ∴ O.K

d /5 = 1850.0 / 5 = 370.000 mm

H 22 사용, Ah = 6 × 387.100 = 2322.600 mm^2 ≥ $0.0015 \times b \times Sh$ ∴ O.K

$0.0015 \times b \times Sh$ = 0.0015 × 3000 × 200.00 = 900.000 mm^2

∴ **H22 - 6 EA** S = **200.00** mm 로 배근

$\Phi Vs = \Phi \{Av / S1 \times (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 \times (11-ln/d)/12\} fy \times d$ = 7047.192 kN

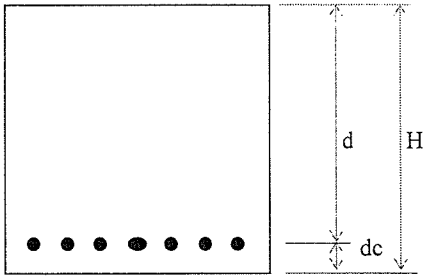
- 전단강도검토

Vu = 8356.508 kN < $\Phi(Vc + Vs)$ = 4306.47 + 7047.192 = 11353.661 kN

∴ O.K

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2,000	mm,	B =	3,000	mm ,
d =	1,850	mm,	dc =	150	mm ,
Mo =	2,237	kN· m,	As =	23,308	mm^2
N =	23		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 397 mm

$fs = M / (As (d - x / 3))$ = 56 MPa

$fst = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 58 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 88 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / fst) - 2.5\,Cc , 300 \cdot (210 / fst)]$ = 1,090 mm

최외단철근 평균배근간격; 3000 / 23 = 130.4 mm < 1090 mm O.K!!

6.2 지점부 (corbel 검토)

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3000.00	2000.00	1850.00	150.00	3205.016	8356.508	2236.580

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 8356.508 kN

Mu = 3205.016 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 3205.016 / 8356.508 = 0.384 m

d = 2.000 - 0.150 = 1.850 m

a / d = 0.384 / 1.850 = 0.208 < 1.0 ∴ corbel로 검토

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 8356.508 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 8356.508 = 1671.302 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 3205.016 + 1671.302 × (2.000 - 1.850)

= 3455.711 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3.000 \times 1,850 = 33,300$ kN

$\le 5.6 \times 3.000 \times 1.850 = 31,080$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 31080.00 = 23310.000$ kN

$\Phi V_{n_max} = 23.310$ kN $>$ $V_u = 8.357$ kN ∴ O.K!!

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

$= 8.356,508 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 19,896$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 3,456$ kN·m

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

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

$$= \frac{31}{0.005} = 5.886 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 1,671$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1.671 / (0.75 \times 400)$

$= 5571.007$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 5886 + 5571 = 11,457 ㎟

$\geq$ 2/3 19896 + 5571 = 18,835 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 3000 × 1850 = 16,650 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 18.835 ㎟

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

→ Use As (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 1.237]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

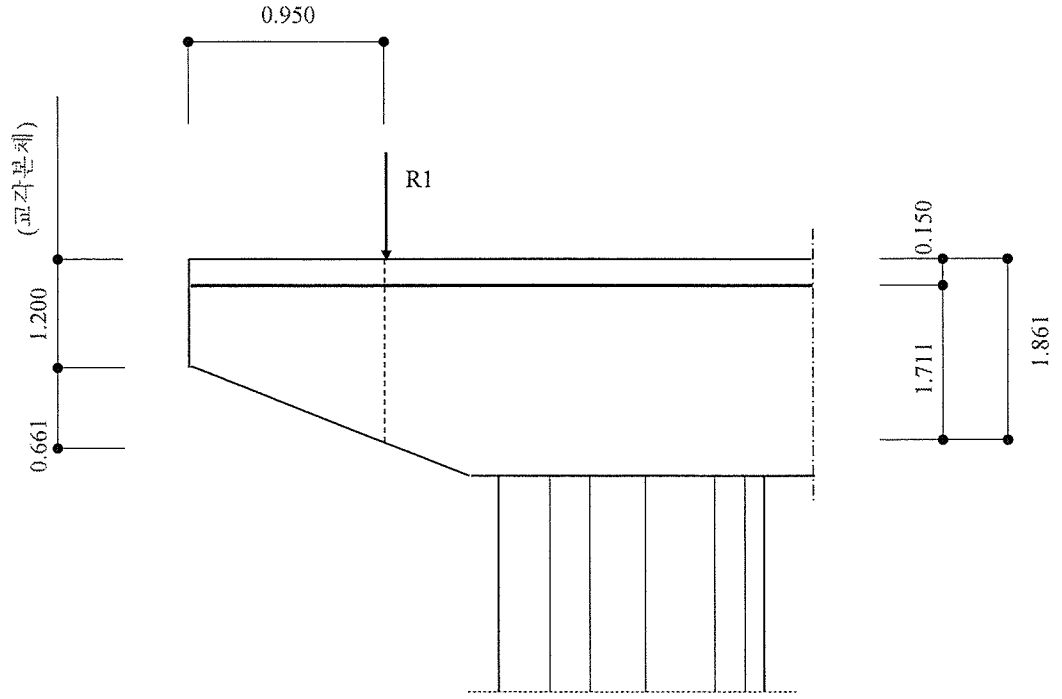
$A_h = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (18,835 - 5,571)$

$= 6,632$ ㎟

Use	H	22	-	6	EA	×	6	단	=	13,936 mm^2

∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.75 Φv = 0.75

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3000.00	1860.87	1710.87	150.00	197.198	4060.497	2236.580

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.200 × 0.950 × 3.000 × 24.500 = 83.790 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.661 × 0.950 × 3.000 × 24.500 = 23.073 kN

Σ = 106.863 kN

M_{O1} = 83.790 × 0.475 = 39.800 kN.m

M_{O2} = 23.073 × 0.317 = 7.314 kN

Σ = 47.114 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 1914.000 kN

다) 상부 활하중

R_D = 516.948 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 106.863 + 1.6 × 1914.000 + 1.6 × 516.948

= 4060.497 kN

M_u = 1.6 × 47.114

= 75.383 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 75.383 / 4060.497 = 0.019 m

d = 1.861 - 0.150 = 1.711 m

a / d = 0.019 / 1.711 = 0.011 < 1 ∴ corbel로 검토

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 4060.497 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 4060.497 = 812.099 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 75.383 + 812.099 × (1.861 - 1.711)

= 197.198 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \le 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3000.00 \times 1710.87 = 30795.652$ kN

$\le 5.6 \times 3000.00 \times 1710.87 = 28742.609$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 28742.61 = 21556.957$ kN

$\Phi Vn_max = 21556.957$ kN $>$ $Vu = 4060.497$ kN $\therefore$ O.K!!

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 4060497.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 9667.85$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 197.198$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\,d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{1.884}{0.005} = 360.392 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 812.099$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 812.099 / (0.75 \times 400)$

$= 2706.997$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 360.392 + 2706.997 = 3067.389 ㎟

$\geq$ 2/3 9667.85 + 2706.997 = 9152.230 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 3000.000 × 1710.870 = 15397.826 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 15397.826 ㎟

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

→ Use As (total) = 23308.200 mm^2 [사용률 1.514]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

$A_h =$ 0.5 × (As - An) = 0.5 × (15397.826 - 2706.997)

= 6345.415 ㎟

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

∴ O.K!!

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

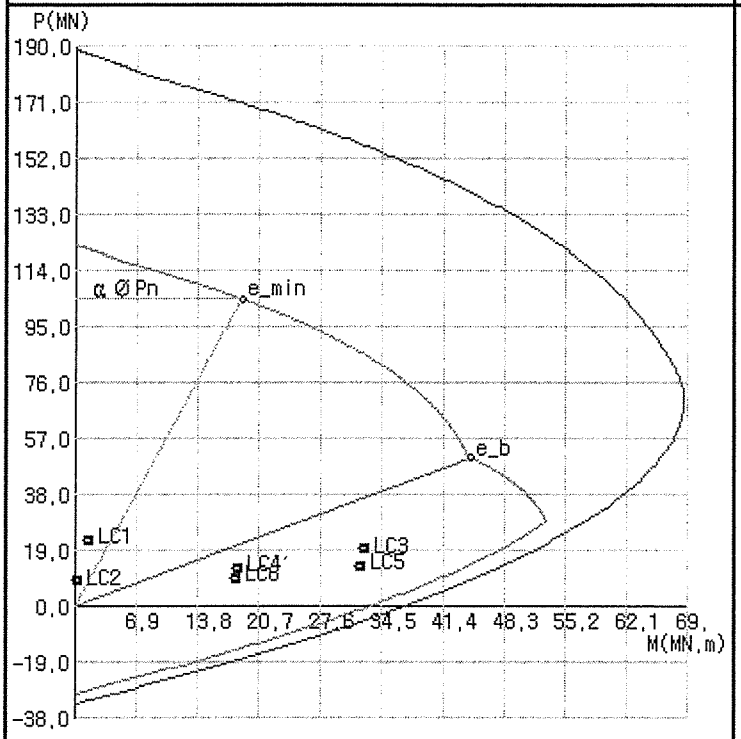
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 14	22,487	0	0	271	1,407	Load case 1
	최소축력		comb 27	8,370	0	0	0	114	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 19	19,153	2,489	586	29,375	10,052	Load case 3
		교직방향	comb 22	12,555	690	1,978	3,791	17,331	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 35	13,399	2,489	586	29,375	9,973	Load case 5
		교직방향	comb 38	9,416	690	1,978	3,791	17,288	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	13,911	1,650	0	18,413	850	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	13,911	0	1,109	163	14,036	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	13,911	4,053	0	44,989	850	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	13,911	0	2,725	163	33,237	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도

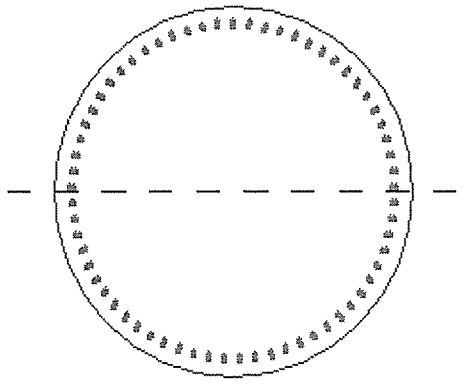
검토단면 : P1(상시)



검 토 조 건

fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.017 E+12 mm⁴
Iy	=	3.017 E+12 mm⁴
Ag	=	6.158 E+06 mm²
Lu	=	11200.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.356 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 180.137 mm

ØPmin = 104031.400 KN

ØMmin = 18739.850 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 885.971 mm

ØPb = 50133.480 KN

ØMb = 44416.830 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 83512.000 mm²

▶ P1(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 30 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 11200.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 65ea = 41756.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 65ea = 41756.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 83512.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 22487.049 KN

계수모멘트(X) : Mux = 270.917 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 270.917 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 1407.272 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 1407.272 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.053
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.053

X축 확대모멘트 : δMux = 285.361 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 1482.301 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1509.519 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 79.103 °

최 소 편 심 : e_min = 180.13 mm
작 용 편 심 : e = 67.13 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.219 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73834.000 + 12713.072 + -9659.105 = 76887.970 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46495.030 + 11601.414 + 9998.984 = 68095.430 KN·m

평 형 편 심 : eb = 885.64 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65221
평 형 축 하 중 : ØPb = 50146.87 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44412.32 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.356 %
Mn = αPn × e_min = 28829.844 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 104031.354 KN ≥ Pu = 22487.049 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 18739.399 KN·m ≥ Mu = 1509.519 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 8369.908 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 114.240 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 114.240 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.019
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.019

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 116.434 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 116.434 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 180.35 mm
작 용 편 심 : e = 13.91 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1593.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73869.281 + 12719.409 + -9682.797 = 76905.890 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46508.098 + 11605.081 + 10021.250 = 68134.430 KN·m

평 형 편 심 : eb = 885.95 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65261
평 형 축 하 중 : ØPb = 50189.48 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44465.14 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.356 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 160045.800 KN
Mn = αPn × e_min = 28864.752 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650

축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 104031.354 KN ≥ Pu = 8369.908 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 18762.371 KN·m ≥ Mu = 116.434 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 19153.049 KN

계수모멘트(X) : Mux = 29375.165 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 29375.165 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 10051.906 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 10051.906 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.045
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.045

X축 확대모멘트 : δMux = 30698.653 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 10504.789 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 32446.231 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 18.890 °

최 소 편 심 : e_min = 180.12 mm
작 용 편 심 : e = 1694.05 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.299 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73833.778 + 12708.598 + -9656.218 = 76886.160 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46494.893 + 11600.397 + 9998.197 = 68093.490 KN·m

평 형 편 심 : eb = 885.64 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65211

평 형 축 하 중 : ØPb = 50138.51 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44404.69 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1064.741 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1694.05 mm ≒ e = 1694.05 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.356 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 42924.199 + 9632.405 + -16535.695 = 36020.910 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 37681.413 + 10121.834 + 13217.989 = 61021.240 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00453
εy = 0.002 < εt = 0.00453 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.861
설계축하중강도 : ØPn = 31020.639 KN ≥ Pu = 19153.049 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 52550.527 KN·m ≥ Mu = 32446.231 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 12554.862 KN

계수모멘트(X) : Mux = 3791.385 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 3791.385 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 17331.311 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 17331.311 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.029

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.029

X축 확대모멘트 : δMux = 3901.646 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 17835.339 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 18257.113 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 77.660 °

최 소 편 심 : e_min = 180.14 mm
작 용 편 심 : e = 1454.19 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.280 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73834.178 + 12688.421 + -9662.893 = 76859.710 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46495.041 + 11601.174 + 9999.144 = 68095.360 KN·m

평 형 편 심 : eb = 885.97 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65227
평 형 축 하 중 : ØPb = 50133.51 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44416.76 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1174.416 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1454.187 mm ≒ e = 1454.187 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.356 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003833 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 49100.870 + 10267.783 + -15263.288 = 44105.360 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 40546.602 + 10531.564 + 13059.267 = 64137.430 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00383
εy = 0.002 < εt = 0.00383 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.803
설계축하중강도 : ØPn = 35406.075 KN ≥ Pu = 12554.862 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 51487.042 KN·m ≥ Mu = 18257.113 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13398.737 KN

계수모멘트(X) : Mux = 29375.165 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 29375.165 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 9973.366 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 9973.366 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.031
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.031

X축 확대모멘트 : δMux = 30288.660 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 10283.512 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 31986.771 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 18.753 °

최 소 편 심 : e_min = 180.12 mm
작 용 편 심 : e = 2387.30 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.296 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73833.775 + 12708.543 + -9655.877 = 76886.440 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46494.892 + 11600.632 + 9998.080 = 68093.600 KN·m

평 형 편 심 : eb = 885.64 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65213
평 형 축 하 중 : ØPb = 50140.14 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44406.05 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 879.658 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2387.298 mm ≒ e = 2387.298 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.356 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00612 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 32903.667 + 8393.721 + -18644.876 = 22652.510 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 31804.251 + 9216.176 + 13057.859 = 54078.290 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00612
0.005 ≤ εt = 0.00612 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 20387.260 KN ≥ Pu = 13398.737 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 48670.455 KN·m ≥ Mu = 31986.771 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9416.147 KN

계수모멘트(X) : Mux = 3791.385 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 3791.385 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 17288.471 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 17288.471 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.022
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.022

X축 확대모멘트 : δMux = 3873.484 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 17662.836 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 18082.578 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 77.631 °

최 소 편 심 : e_min = 180.14 mm
작 용 편 심 : e = 1920.38 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.281 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73834.001 + 12688.540 + -9662.903 = 76859.630 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46495.029 + 11601.264 + 9999.144 = 68095.440 KN·m

평 형 편 심 : eb = 885.97 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65227
평 형 축 하 중 : ØPb = 50133.48 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44416.83 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 987.414 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1920.38 mm ≒ e = 1920.38 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.356 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 38670.682 + 9146.396 + -17418.460 = 30398.620 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 35375.822 + 9783.490 + 13217.579 = 58376.890 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00513
0.005 ≤ εt = 0.00513 -------> 인장지배단면

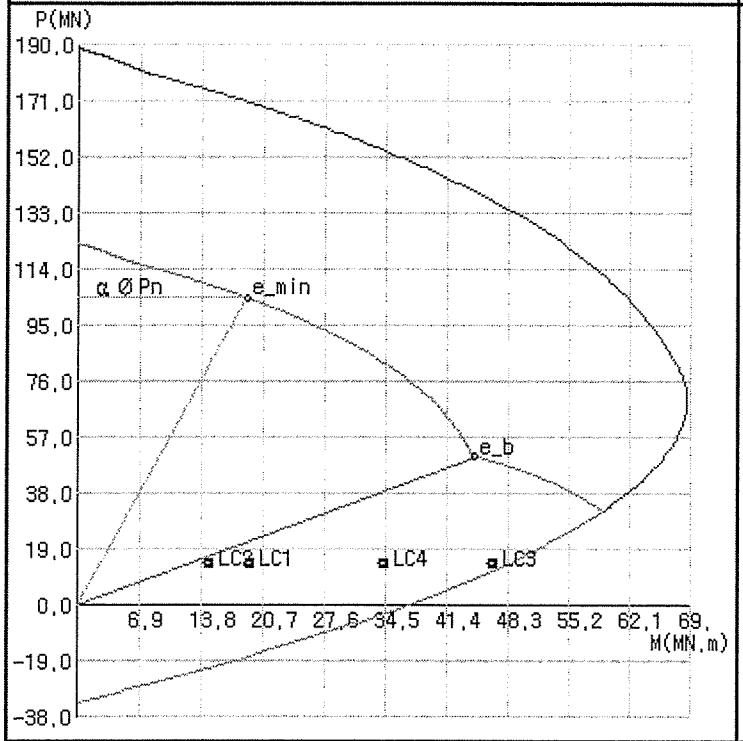
강도 감소 계수 : Ø = 0.900
설계축하중강도 : ØPn = 27358.755 KN ≥ Pu = 9416.147 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 52539.201 KN·m ≥ Mu = 18082.578 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

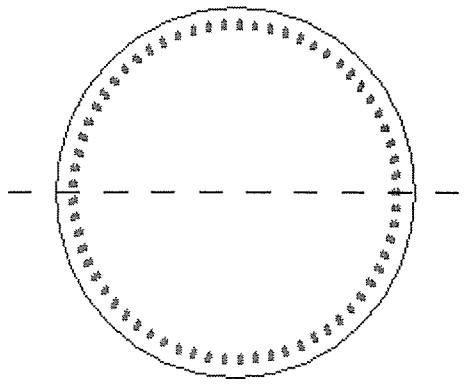
▶ **P - M 상관도**

검토단면 : P1(지진시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.017 E+12 mm⁴
Iy	=	3.017 E+12 mm⁴
Ag	=	6.158 E+06 mm²
Lu	=	11200.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.356 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 180.164 mm

ØPmin = 104031.400 KN

ØMmin = 18742.740 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 886.352 mm

ØPb = 50229.660 KN

ØMb = 44521.140 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 83512.000 mm²

▶ P1(지진시) P ~ M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (fck) : 30 MPa
철 근 항 복 강 도 (fy) : 400 MPa
강 재 항 복 강 도 (fsy) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (Ec) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 139.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 11200.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 65ea = 41756.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 65ea = 41756.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 83512.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13910.725 KN

계수모멘트(X) : Mux = 18413.287 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 18413.287 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 850.075 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 850.075 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.032
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.032

X축 확대모멘트 : δMux = 19008.484 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 877.553 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 19028.730 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 2.643 °

최 소 편 심 : e_min = 180.12 mm
작 용 편 심 : e = 1367.92 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.297 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73833.741 + 12708.714 + -9656.746 = 76885.700 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46494.735 + 11600.048 + 9998.358 = 68093.140 KN·m

평 형 편 심 : eb = 885.64 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65288
평 형 축 하 중 : ØPb = 50197.32 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44456.80 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1222.819 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1367.918 mm ≒ e = 1367.918 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.356 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003559 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 51869.901 + 10553.276 + -14708.117 = 47715.060 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 41648.307 + 10696.595 + 12925.383 = 65270.290 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00356
εy = 0.002 < εt = 0.00356 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.832
설계축하중강도 : ØPn = 39695.432 KN ≥ Pu = 13910.725 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 54300.093 KN·m ≥ Mu = 19028.730 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13910.725 KN

계수모멘트(X) : Mux = 162.550 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 162.550 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 14036.139 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 14036.139 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.032
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.032

X축 확대모멘트 : δMux = 167.804 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 14489.844 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 14490.816 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.336 °

최 소 편 심 : e_min = 180.16 mm
작 용 편 심 : e = 1041.70 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1594.283 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73836.113 + 12689.245 + -9677.573 = 76847.780 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46495.174 + 11602.480 + 10014.146 = 68111.800 KN·m

평 형 편 심 : eb = 886.32 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203

강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65353
평 형 축 하 중 : ØPb = 50222.33 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44513.10 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1455.304 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1041.701 mm ≒ e = 1041.701 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.356 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002511 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 65577.804 + 11913.127 + -11797.689 = 65693.240 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 45475.554 + 11339.628 + 11617.532 = 68432.720 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00251
εy = 0.002 < εt = 0.00251 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.710
설계축하중강도 : ØPn = 46614.247 KN ≥ Pu = 13910.725 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 48558.106 KN·m ≥ Mu = 14490.816 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13910.725 KN

계수모멘트(X) : Mux = 44988.922 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 44988.922 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 850.075 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 850.075 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.032
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.032

X축 확대모멘트 : δMux = 46443.158 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 877.553 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 46451.448 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 1.082 °

최 소 편 심 : e_min = 180.14 mm
작 용 편 심 : e = 3339.25 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.299 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73833.021 + 12684.009 + -9660.725 = 76856.300 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46494.682 + 11599.934 + 9998.710 = 68093.330 KN·m

평 형 편 심 : eb = 885.98 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65313
평 형 축 하 중 : ØPb = 50197.12 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44473.76 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 765.157 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 3339.254 mm ≒ e = 3339.254 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.356 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.007487 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 27022.301 + 7581.507 + -19983.351 = 14620.460 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 27616.204 + 8531.325 + 12673.894 = 48821.420 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00749
0.005 ≤ εt = 0.00749 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 14620.457 KN ≥ Pu = 13910.725 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 48821.423 KN·m ≥ Mu = 46451.448 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13910.725 KN

계수모멘트(X) : Mux = 162.550 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 162.550 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 33236.898 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 33236.898 KN·m

X축 세장비 : λx = 33.6
Y축 세장비 : λy = 33.6

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.032
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.032

X축 확대모멘트 : δMux = 167.804 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 34311.250 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 34311.660 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.720 °

최 소 편 심 : e_min = 180.16 mm
작 용 편 심 : e = 2466.56 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1593.743 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73842.988 + 12688.304 + -9680.564 = 76850.730 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46495.628 + 11603.083 + 10018.068 = 68116.780 KN·m

평 형 편 심 : eb = 886.35 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6536
평 형 축 하 중 : ØPb = 50229.66 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 44521.15 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 863.551 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2466.562 mm ≒ e = 2466.562 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.356 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006285 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 32202.766 + 8301.449 + -18814.644 = 21689.570 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 31334.632 + 9143.363 + 13020.670 = 53498.660 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00628
0.005 ≤ εt = 0.00628 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 21689.572 KN ≥ Pu = 13910.725 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 53498.665 KN·m ≥ Mu = 34311.660 KN·m ∴ O.K

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 4052.919 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

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

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

Vn = Vmax / Φ = 4052.919 / = 4052.919 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 1/6 × √ 30.00 × 2800.0 × 2202.46 / 1000
= 5629.570 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 5629.570 KN > Vn = 4052.919 KN
1/2×Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d × 1/2 = 2814.785 KN < Vn = 4052.919 KN
∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 735.00 ㎟ (최소전단철근 필요시)
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 22 × 2 ea = 774.200 ㎟
774.200 ㎟ > 735.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 700.000
축방향 철근지름의 6배 = 174.000
] 중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 2800.000
· 기둥 순높이의 1/6 = 1533.333
· 45 cm 이상 = 450.000
] 중 큰값이므로 2800 mm 이상 설치한다.

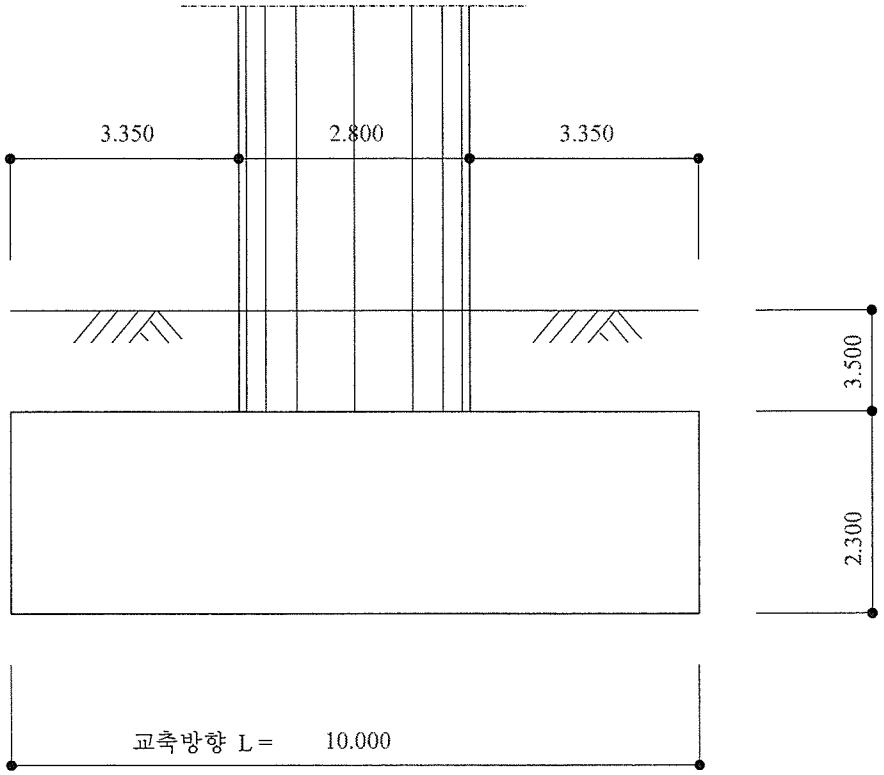
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1400.000
· 38 cm 이상 = 380.000
] 중 큰값이므로 1400 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 9.500 m

가) 기초의 자중

10.000	×	2.300	×	9.500	×	24.500	=	5353.250	kN
						Σ	=	5353.250	kN

나) 흙의 자중

	10.000	×	3.500	×	9.500	×	19.000	=	6317.500	kN
-	π	×	2.800	²/4	×	3.500	×	19.000	=	-409.475	kN
							Σ	=	5908.025	kN

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 5353.250 + 5908.025 = 11261.27 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	13814.211	7355.537	
적 용	**combo 49**	**1000.000**	**13814.211**	**7355.537**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1777.583	10462.385	16242.751	
적 용	**combo 52**	**1777.583**	**10462.385**	**16242.751**	
지진시	combo 56	2724.956	13814.211	33203.336	1.0

나) 교축방향

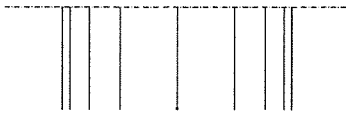
(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1801.857	13814.211	21307.978	
적 용	**combo 49**	**1801.857**	**13814.211**	**21307.978**	
평상시 최대모멘트	combo 49	1801.857	13814.211	21307.978	
적 용	**combo 49**	**1801.857**	**13814.211**	**21307.978**	
지진시	combo 55	4052.919	13814.211	45044.069	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

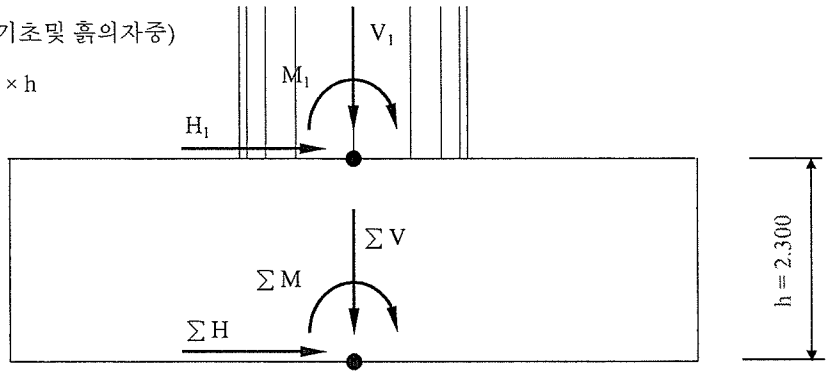
$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (지진시)



$\sum V = V_1 + V_2$ (기초및 흙의자중)

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1000.000	25075.486	9655.537	0.385	
평상시 최대모멘트	1777.583	21723.660	20331.192	0.936	
지진시	2724.956	25075.486	39470.735	1.574	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1801.857	25075.486	25452.249	1.015	
평상시 최대모멘트	1801.857	25075.486	25452.249	1.015	
지진시	4052.919	25075.486	54365.783	2.168	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$Qu = A' \times [\ \alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma 1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq\ ]$

N = 50 (기초지반은 지질주상도 참조)

α=	1.0 + 0.3 B/L =	1.0	+	0.3	×	9.500	/	10.000	=	1.285 m
β=	0.5 - 0.1 B/L =	0.5	-	0.1	×	9.500	/	10.000	=	0.405 m

q =	γ2 × Df	=	19.0	×	5.800	=	110.200	kN/m²	
Φ=	15+√15N	=	15	+	√15	×	50	=	42.39 ° ≒ 40 °

C = 0

지지력계수 Nc = **95.70** Nq = **100.40** Nr = **81.30**

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭	B'=	B - 2eb =	9.500	- 2	×	0.936	=	7.628	m	
	L'=	L - 2el =	10.000	- 2	×	1.015	=	7.970	m	
유효재하면적	A' = B' × L'	=	7.628	×	7.970	=	60.795	m²		

지반의 극한지지력

Qu = 60.795 × [1.285 × 0.000 × 95.700 + 0.405 × 19.0
× 7.628 × 81.30 + 110.200 × 100.4] = 962,761 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 962,761 / 3 = 320,920 kN

Qa = 320,920 kN > Vmax = 25,075 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 9.500 - 2 × 1.574 = 6.352 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 2.168 = 5.664 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 6.352 × 5.664 = 35.978 m²

지반의 극한지지력

Qu = 35.978 × [1.285 × 0.000 × 95.700 + 0.405 × 19.0 × 6.352 × 81.30 + 110.200 × 100.4] = 541,034 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 541,034 / 2 = 270,517 kN

Qa = 270,517 kN > Vmax = 25,075 kN - O.K -

2) 최대 지반반력에 대한 검토

평상시 최대지반반력 - 1000.00 kN/m²	지진시 최대지반반력 - 1500.00 kN/m²

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25075.486 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.385) / 9.500 }

qmax = 328.144 kN/m²

qmin = 199.761 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 21723.660 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.936) / 9.500 }

qmax = 363.836 kN/m²

qmin = 93.504 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 1.574 < B / 6 = 1.583

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }, (e < B/6 일경우)

= 25075.486 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 1.574) / 9.500 }

= 526.362 , 1.543

q = 2∑V/Lx, (e > B/6 일경우)

= 50150.972 / (10.000 × 10.278) = 487.956 kN/m²

qmax = 526.362 kN/m²

qmin = 1.543 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 25075.486 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.015) / 10.000 }

qmax = 424.704 kN/m²

qmin = 103.201 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 25075.486 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.015) / 10.000 }

qmax = 424.704 kN/m²

qmin = 103.201 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.168 > L / 6 = 1.667

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }, (e < B/6 일경우)

= 25075.486 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.168) / 10.000 }

= 607.315 , -79.410

q = 2∑V/Bx, (e > B/6 일경우)

= 50150.972 / (9.500 × 7.746) = 681.542 kN/m²

qmax = 681.542 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

3) 전도에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.936 m

B/6 = 9.500 / 6 = 1.583 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.574 m

B/3 = 9.500 / 3 = 3.167 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 1.015 m

L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.168 m

L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 m - O.K -

4) 활동에 대한 검토

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

$Hu = Cb \cdot A' + V \cdot \tan\Phi b$

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φb: 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 21723.660 × 0.538 = 11687.329 kN

Hu / H = 11687.3 / 1777.583 = 6.575 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 25075.486 × 0.538 = 13490.611 kN

Hu / H = 13490.6 / 2724.96 = 4.951 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 25075.49 × 0.538 = 13490.611 kN

Hu / H = 13490.6 / 1801.86 = 7.487 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 25075.49 × 0.538 = 13490.611 kN

Hu / H = 13490.6 / 4052.92 = 3.329 > 1.2 - O.K -

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	22487.049	1407.272	
적 용	comb 14	0	22487.049	1407.272	
평상시 최대모멘트	comb 22	1977.583	12554.862	17331.311	
적 용	comb 22	1977.583	12554.862	17331.311	
지진시	comb 26	2724.956	13910.725	33236.898	1.0

나) 교축방향

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	22487.049	270.917	
적 용	comb 14	0.000	22487.049	270.917	
평상시 최대모멘트	comb 19	2488.617	19153.049	29375.165	
적 용	comb 19	2488.617	19153.049	29375.165	
지진시	comb 25	4052.919	13910.725	44988.922	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우 , 평상시)

∑= 11261.275 × 1.6 = 18018.040 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 11261.275 × 1.35 = 15202.721 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 11261.275 × 1.0 = 11261.275 kN

∑= 5353.250 × 0.154 = 824.401 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	40505.089	1407.272	0.035	
평상시 최대모멘트	1977.583	27757.583	21879.752	0.788	
지진시	3549.357	25172.000	41400.418	1.645	

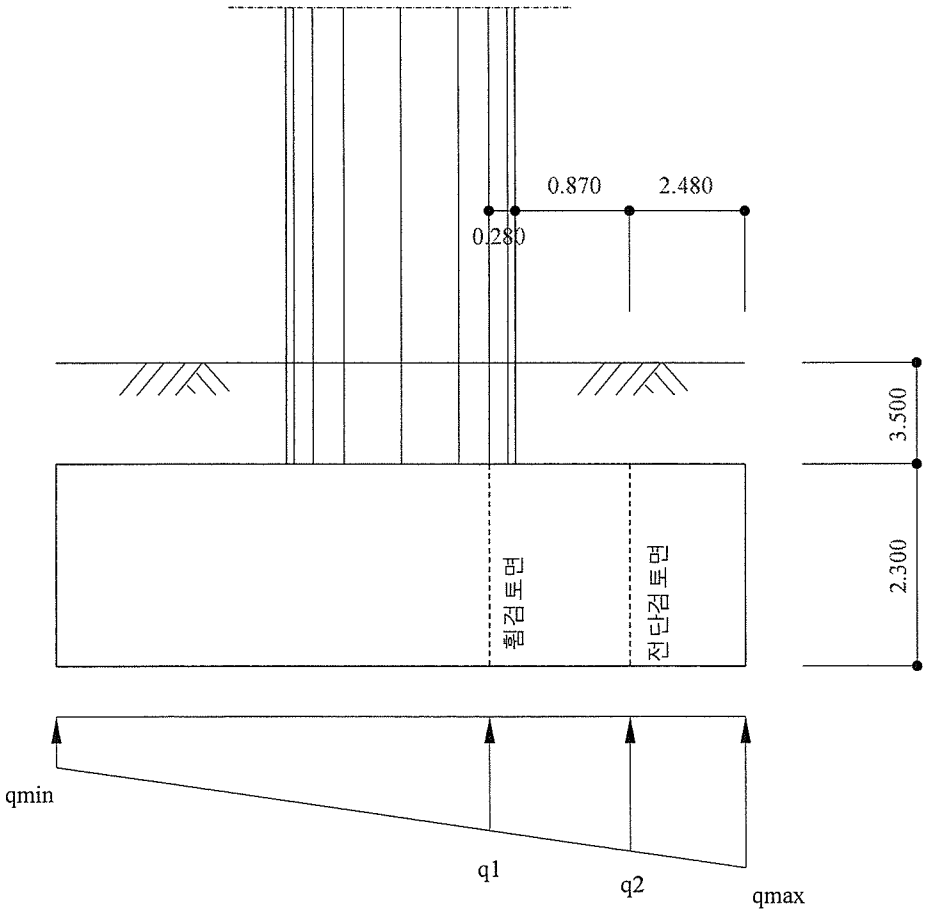
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	40505.089	270.917	0.007	
평상시 최대모멘트	2488.617	34355.770	35098.984	1.022	
지진시	4877.320	25172.000	56206.757	2.233	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$= 25075.486 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.385) / 9.500 \}$

qmax = 328.144 kN/m² q1 = 279.088 kN/m²

qmin = 199.761 kN/m² q2 = 294.629 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$= 21723.660 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.936) / 9.500 \}$

qmax = 363.836 kN/m² q1 = 260.541 kN/m²

qmin = 93.504 kN/m² q2 = 293.265 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

= 25075.486 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 1.574) / 9.500 }

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

= 50150.972 / (10.000 × 9.528) = 526.366 kN/m²

qmax = 526.362 kN/m² q1 = 325.826 kN/m²

qmin = 1.543 kN/m² q2 = 389.357 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.630² / 6 ×(2 × 328.144 + 279.088) -

2.300 × 3.630² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1682.969 kN·m

Sd= 2.480 / 2 ×(328.144 + 294.629) - 2.300 × 2.480 ×

24.5 × 1.000

= 632.492 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.630² / 6 ×(2 × 363.836 + 260.541) -

2.300 × 3.630² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1799.004 kN·m

Sd= 2.480 / 2 ×(363.836 + 293.265) - 2.300 × 2.480 ×

24.5 × 1.000

= 675.057 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.630² / 6 ×(2 × 526.362 + 325.826) -

2.300 × 3.630² / 2 × 24.5 × 1.000

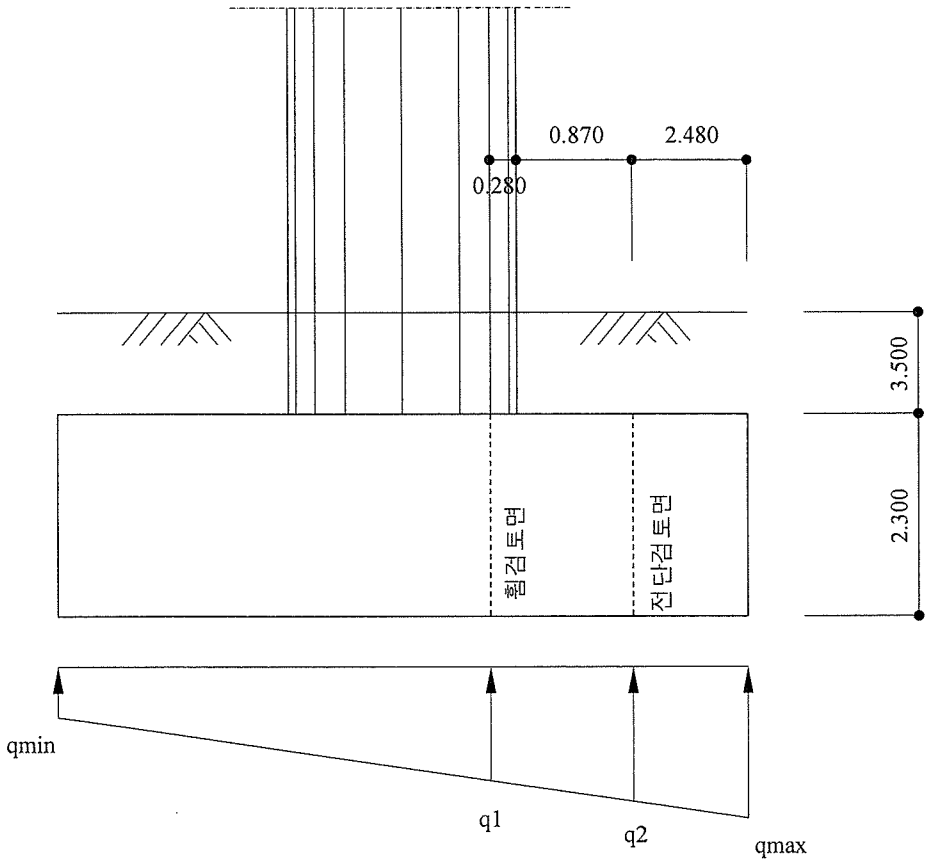
= 2656.242 kN·m

Sd= 2.480 / 2 ×(526.362 + 389.357) - 2.300 × 2.480 ×

24.5 × 1.000

= 995.743 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$= 40505.089 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.035) / 9.500 \}$

qmax = 435.725 kN/m² q1 = 428.575 kN/m²

qmin = 417.014 kN/m² q2 = 430.840 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$= 27757.583 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.788) / 9.500 \}$

qmax = 437.646 kN/m² q1 = 326.483 kN/m²

qmin = 146.724 kN/m² q2 = 361.700 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

= 25172.000 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 1.645) / 9.500 }

qmax = $2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

= 50344.000 / (10.000 × 9.316) = 540.410 kN/m²

qmax = 540.410 kN/m² q1 = 329.835 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 396.546 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.630^2 / 6 ×(2 × 435.725 + 428.575) -

1.60 × 2.300 × 3.630^2 / 2 × 24.5

= 2261.037 kN·m

Sd= 2.480 / 2 ×(435.725 + 430.840) - 1.60 × 2.300 ×

2.480 × 24.5

= 850.945 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.630^2 / 6 ×(2 × 437.646 + 326.483) -

1.35 × 2.300 × 3.630^2 / 2 × 24.5

= 2138.079 kN·m

Sd= 2.480 / 2 ×(437.646 + 361.700) - 1.35 × 2.300 ×

2.480 × 24.5

= 802.529 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.630^2 / 6 ×(2 × 540.410 + 329.835) -

1.0 × 2.300 × 3.630^2 / 2 × 24.5

= 2726.750 kN·m

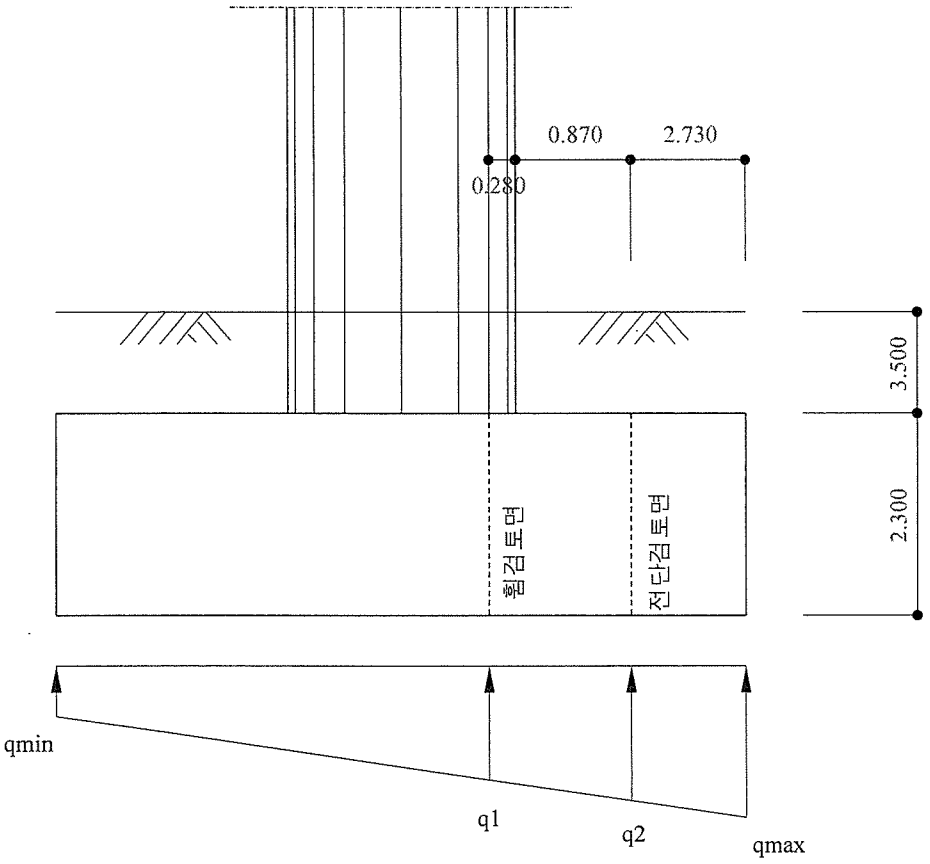
Sd= 2.480 / 2 ×(540.410 + 396.546) - 1.0 × 2.300 ×

2.480 × 24.5

= 1022.077 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25075.486 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.015) / 10.000 }

qmax = 424.704 kN/m² q1 = 299.961 kN/m²

qmin = 103.201 kN/m² q2 = 336.933 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25075.486 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.015) / 10.000 }

qmax = 424.704 kN/m² q1 = 299.961 kN/m²

qmin = 103.201 kN/m² q2 = 336.933 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25075.486 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.168) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 50150.972 / (9.500 × 8.496) = 621.376 kN/m²

qmax = 621.376 kN/m² q1 = 337.594 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 421.704 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.880² / 6 ×(2 × 424.704 + 299.961) -

2.300 × 3.880² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2459.683 kN·m

Sd= 2.730 / 2 ×(424.704 + 336.933) - 2.300 × 2.730 ×

24.5 × 1.000

= 885.799 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.880² / 6 ×(2 × 424.704 + 299.961) -

2.300 × 3.880² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2459.683 kN·m

Sd= 2.730 / 2 ×(424.704 + 336.933) - 2.300 × 2.730 ×

24.5 × 1.000

= 885.799 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.880² / 6 ×(2 × 621.376 + 337.594) -

2.300 × 3.880² / 2 × 24.5 × 1.000

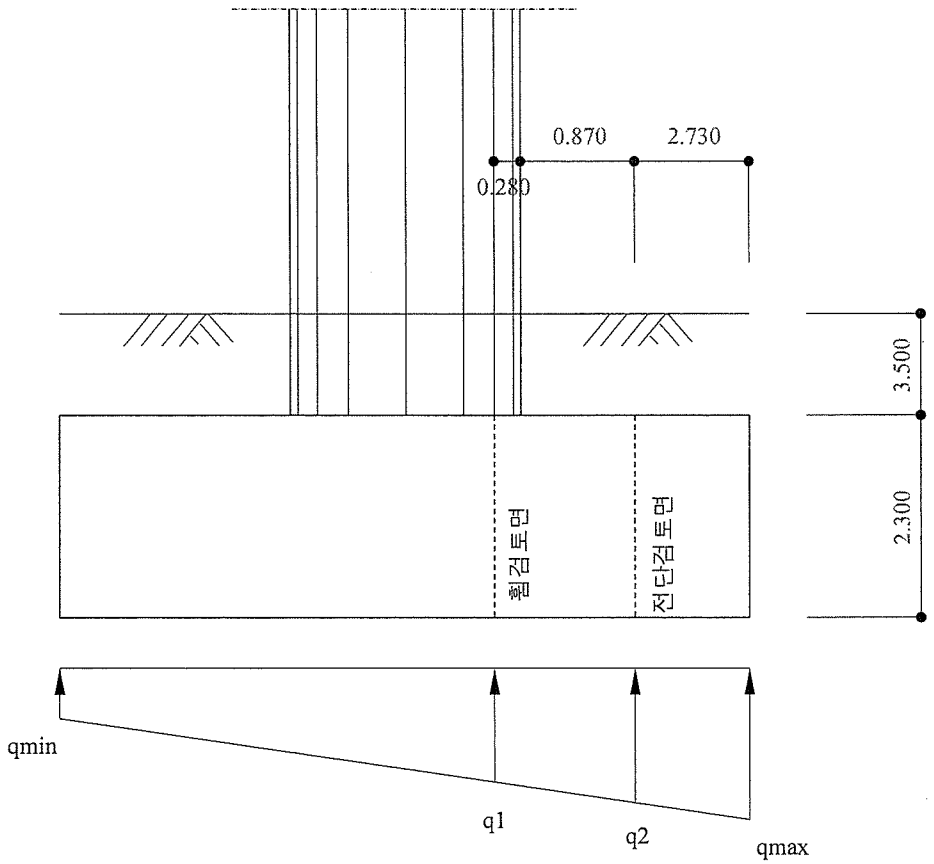
= 3541.034 kN·m

Sd= 2.730 / 2 ×(621.376 + 421.704) - 2.300 × 2.730 ×

24.5 × 1.000

= 1269.969 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 40505.089 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.007) / 10.000 }

qmax = 428.080 kN/m² q1 = 426.753 kN/m²

qmin = 424.658 kN/m² q2 = 427.146 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 34355.770 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.022) / 10.000 }

qmax = 583.317 kN/m² q1 = 411.296 kN/m²

qmin = 139.962 kN/m² q2 = 462.281 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 25172.000 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.233) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 50344.000 / (9.500 × 8.301) = 638.380 kN/m²

qmax = 638.380 kN/m² q1 = 340.002 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 428.439 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.880² / 6 ×(2 × 428.080 + 426.753) -

1.6 × 2.300 × 3.880² / 2 × 24.5

= 2540.263 kN·m

Sd= 2.730 / 2 ×(428.080 + 427.146) - 1.6 × 2.300 ×

2.730 × 24.5

= 921.247 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.880² / 6 ×(2 × 583.317 + 411.296) -

1.35 × 2.300 × 3.880² / 2 × 24.5

= 3386.520 kN·m

Sd= 2.730 / 2 ×(583.317 + 462.281) - 1.35 × 2.300 ×

2.730 × 24.5

= 1219.565 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.880² / 6 ×(2 × 638.380 + 340.002) -

1.0 × 2.300 × 3.880² / 2 × 24.5

= 3632.407 kN·m

Sd= 2.730 / 2 ×(638.380 + 428.439) - 1.0 × 2.300 ×

2.730 × 24.5

= 1302.372 kN

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 B = 9.500 m

2) 교축방향 B = 10.000 m

β = 1.053

Asm = 2 / (β + 1) = 0.974 Ass

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**1799.004**	**2459.683**
계수하중	전 단 력(KN)	**1022.077**	**1302.372**
	모 멘 트(KN·m)	**2726.750**	**3632.407**

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.5 유효폭을 고려한 단면력

		교 축 직 각 방 향 kN/m²	교 축 방 향 kN/m²
사용하중	모 멘 트(KN·m)	**1846.346**	**2459.683**
계수하중	전 단 력(KN)	**1022.077**	**1302.372**
	모 멘 트(KN·m)	**2798.507**	**3632.407**

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

fck = 30 Mpa　　fy = 400 Mpa　　k1 = 0.84　　Φf = 0.90　　Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2150.00	150.00	2798.507	1022.077	1846.346

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 6193.600 mm^2 [사용률 1.690]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 97.155 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05250 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 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 = 3664.632 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 86052.01\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 7525.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4886.18 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 98.781 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 4683.720 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2798.507 kN · m) [사용률 = 1.674] ∴ O.K!!

나) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

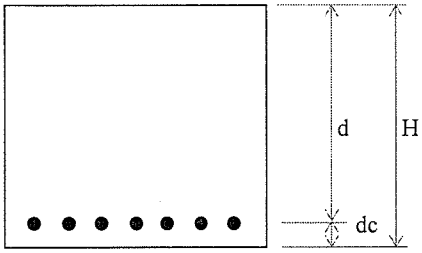
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2150.00 / 1000

= 1668.27 kN

ΦVc= 1668.27 > Vu = 1022.077 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2300.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2150.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	1846.346	kN· m,	As =	6193.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

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

$fs = M / (As (d - x / 3))$ = 147.591 Mpa

$fst = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 151.786 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / fst) - 2.5\, Cc , 300 \cdot (210 / fst)]$ = 296.324 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 296 mm O.K!!

2) 교축방향

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.84 Φf = 0.90 Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2150.00	150.00	3632.407	1302.372	2459.683

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 8107.200 mm^2 [사용률 1.697]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 127.172 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03940 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , φ_f = 0.90 적용

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2)$ ---------- (1)

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b)$ ---------- (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 = 4776.252 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 = 86052.01 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 7525.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6368.34 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

☞ 휨에 대한 검토

$a = As \times fy / (0.836 \times fck \times b) =$ 129.301 mm

$\Phi Mn = 0.9 \times As \times fy \times (d - a / 2) =$ 6086.284 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3632.407 kN · m) [사용률 = 1.676] ∴ O.K!!

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

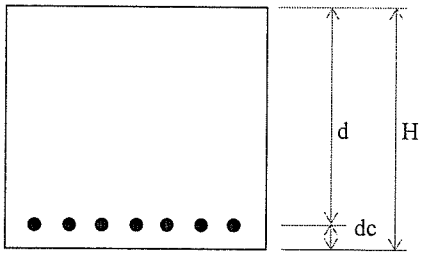
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2150.00 / 1000

= 1668.27 kN

ΦVc= 1668.27 > Vu = 1302.372 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2300.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	2150.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	2459.683	kN· m,	As =	8107.200	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 440.489 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 151.457 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 147.027 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

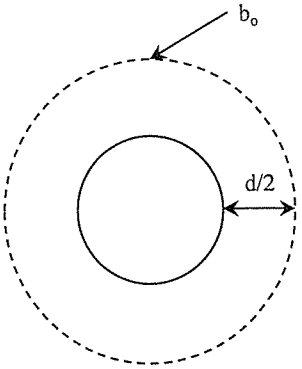
S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 316.864 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 317 mm O.K!!

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정



▣ 최대 연직하중(V_u) : 22487.049 kN

▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= $2\pi \times ($ 1.400 + 1.075 $)$

= 15.551 m

나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.053 (짧은변에 대한 긴 변의 비) , a_s = 40

▣ 공칭전단강도 V_c

V_{c1} = $1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/6 \times ($ 1 + 1.9 $) \times$ 5477.226 × 15.551 × 2.150

= 88512.415 kN

V_{c2} = $1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= $1/6 \times ($ 1 + 2.765 $) \times$ 5477.226 × 15.551 × 2.150

= 114913.532 kN

V_{c3} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 15.551 × 2.150

= 61043.045 kN

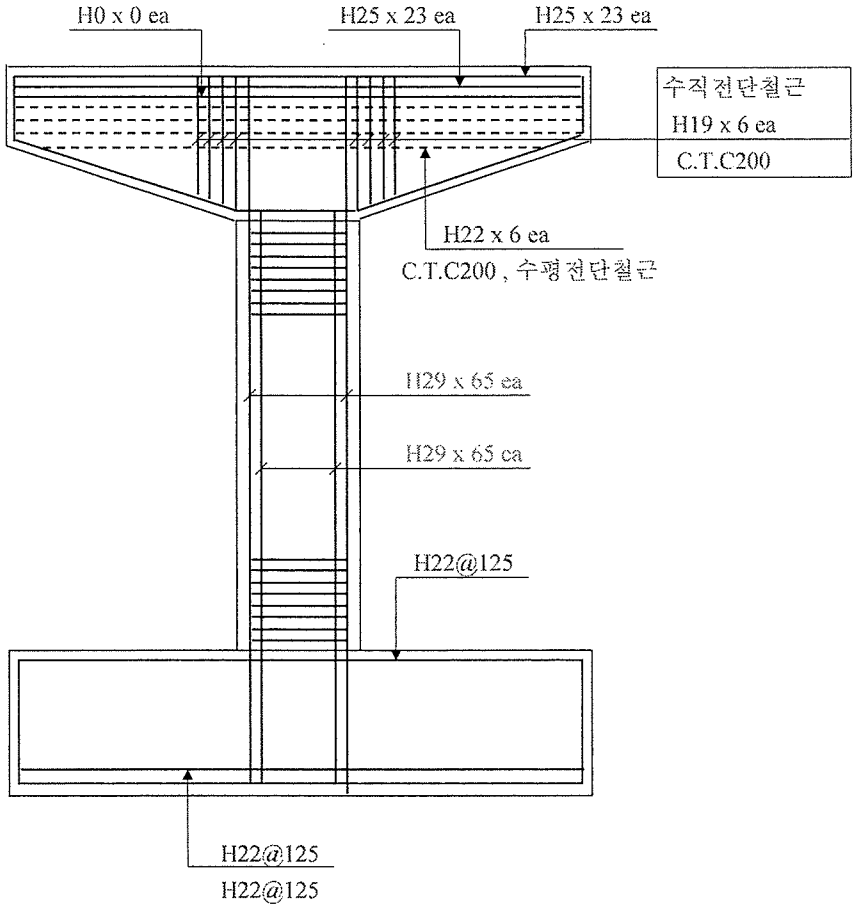
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 61043.045 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 61043.045

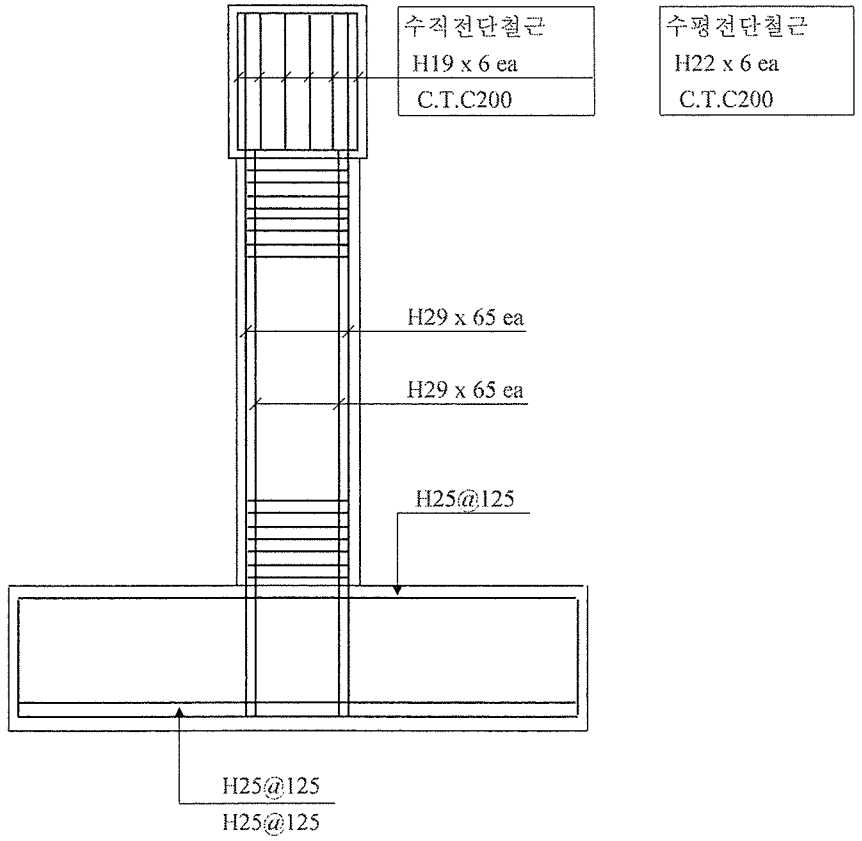
= 51886.588 kN ≥ V_u = 22487.049 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P1

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5608.00 kN

R_{d1} = 1834.00 kN

- 활하중

R_L = 1039.90 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 0.00 / 3 = 0.000 kN

P_{Cf} = 0.00 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 3 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.808 × 44.950 / 2 / 3 shoe = 87.742 kN

P_w = 340.956 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 721.848 kN R_{EQ} = 1275.459 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 5608.00 kN

R_{d1} = 1834.000 kN

- 활하중

R_L = 1039.90 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 500.00 / 3 shoe = 166.667 kN

- 장대레일종하중

H_R = 134.85 / 3 shoe = 44.950 kN

- 온도하중

Ts = 841.20 / 3 shoe = 280.40 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 1433.678 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	1834.00	+	1039.90	=	2873.900	kN
교축방향하중				=	280.400	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	2873.90	/	1.00	=	2873.900	kN
할증적용 교축하중	280.40	/	1.00	=	280.400	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1834.00	+	1039.90	+	0.00	=	2873.900	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2873.90	/	1.00			=	2873.900	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1834.00	+	1039.90	=	2873.900	kN
교축방향하중				=	44.950	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	2873.90	/	1.00	=	2873.900	kN
할증적용 교축하중	44.95	/	1.00	=	44.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중				=	1834.000	kN
교축방향하중				=	44.950	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1834.00	/	1.00	=	1834.000	kN
할증적용 교축하중	44.95	/	1.00	=	44.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1834.00	+	1039.90	=	2873.900	kN
교축방향하중	166.67	+	44.95	=	211.617	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.15	
할증적용 연직하중	2873.90	/	1.15	=	2499.043	kN
할증적용 교축하중	211.62	/	1.15	=	184.014	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15	=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1834.00	+	1039.90	+	0.00			
		+	0.00	+	340.96	=	3214.856	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	87.74	=	87.742	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3214.86	/	1.25			=	2571.885	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	87.74	/	1.25			=	70.194	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1834.00	+	1039.90	+	1275.46	=	4149.359 kN
교축방향하중						=	1433.678 kN
교축직각방향하중						=	721.848 kN
허용응력 할증계수						=	1.60
할증적용 연직하중	4149.36	/	1.60			=	2593.349 kN
할증적용 교축하중	1433.68	/	1.60			=	896.049 kN
할증적용 교직하중	721.85	/	1.60			=	451.155 kN

2) 받침용량 산정 (RPF용 SHOE 3500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3214.856	87.742	721.848
교축방향		280.400	1433.678

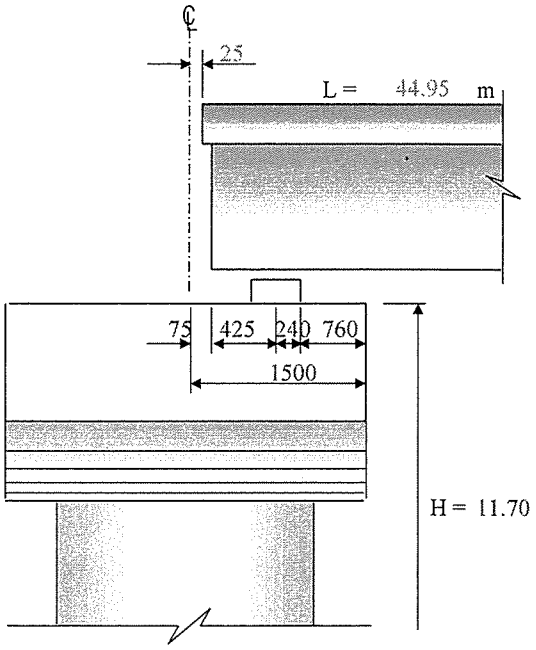
3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 480 × 635 mm
- 높 이 : 218 mm

4) 연단거리 검토

a = 400 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 760.000 > 400.00



5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 336.339

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 425 mm

S_2 = 480 / 2 = 240 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 425 mm

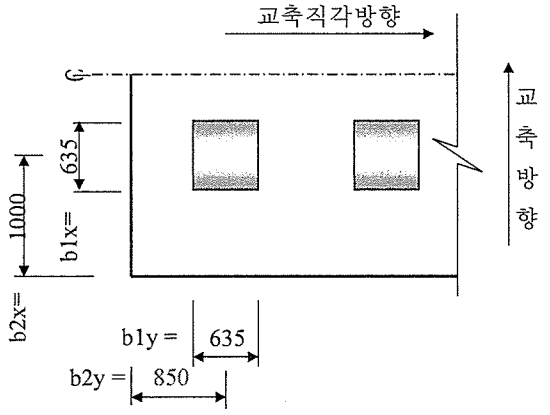
$S_1 + S_2 + S_3$ = 425 + 240 + 425 = 1090 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1090 mm < 1425.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2873.90 kN	- 연직하중 지진시 :	2593.35 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	280.40 kN	- 교 축 방 향 :	896.05 kN
- 교축직각방향 :	70.19 kN	- 교축직각방향 :	451.16 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 1000 = 2000.0 < 5 × b1x = 3175.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 3175.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 635 / 2000) × 2873900 / 180

= 2724.22 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 635 / 2000) × 2593349 / 180

= 2458.28 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 635 / 1700) × 2873900 / 180

= 2500.57 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 635 / 1700) × 2593349 / 180

= 2256.47 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 280400 / 180 = 1557.78 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 896049 / 180 = 4978.05 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 70194 / 180 = 389.97 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 451155 / 180 = 2506.42 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1635.0 mm

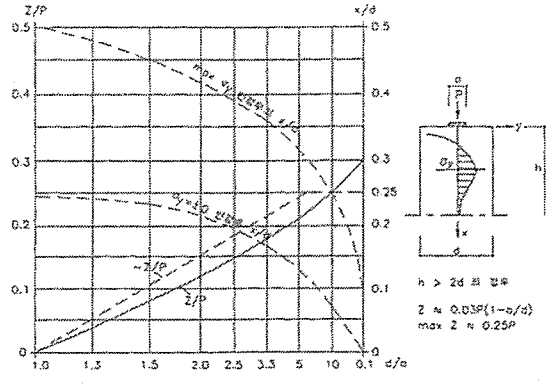
(인접교와 교량의 크기를 고려)

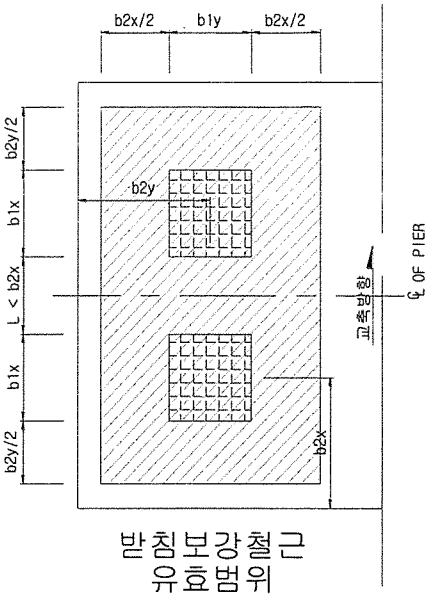
B_{x2} = 817.5 + 500.0 = 1317.5 mm

B_{xuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1485.0 mm

B_{yuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm





받침보강철근
유효범위

<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1485.0 / 635.0 = 2.339	0.43	639
교 축 방 향	1635.0 / 635.0 = 2.575	0.42	687

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2724.22 + 1557.78 = 4282.00 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 2458.28 + 4978.05 = 7436.33 mm^2 (지진시)

Use Asx = H22 - 11 EA × 2 단 = 8516 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2500.57 + 389.97 = 2890.54 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 2256.47 + 2506.42 = 4762.88 mm^2 (지진시)

Use Asy = H19 - 11 EA × 2 단 = 6303 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{896049}{180} = 4978.05 \ mm^2$$

Use Asx = H25 - 12 EA × 1 EA = 6080 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{451155}{180} = 2506.42 \ mm^2$$

Use Asy = H19 - 12 EA × 1 EA = 3438 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= $\sqrt{2}$ x (2x + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×1000× (2 ×1000 + 2 × 50 + 635) = 3867874 mm^2

$$V = \frac{896049}{3867874} = 0.232 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= $\sqrt{2}$ y (2y + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 635) = 2927069 mm^2

$$V = \frac{70194}{2927069} = 0.024 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 kN

R_{d1} = 867.00 kN

- 활하중

R_L = 865.76 kN

- 원심하중

H_{Cf} = 0.00 / 3 = 0.000 kN

P_{Cf} = 0.00 kN

- 차량횡하중

H_N = 0.00 / 3 = 0.000 kN

P_N = 0.00 kN

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

H_w = 1.500 × 7.408 × 24.950 / 2 / 3 shoe = 46.207 kN

P_w = 167.325 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 214.257 kN R_{EQ} = 324.036 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 kN

R_{d1} = 867.000 kN

- 활하중

R_L = 865.76 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 412.500 / 3 shoe = 137.500 kN

- 장대레일종하중

H_R = 74.85 / 3 shoe = 24.950 kN

- 온도하중

Ts = 413.25 / 3 shoe = 137.75 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	867.00	+	865.76	=	1732.761	kN
교축방향하중				=	137.750	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00	=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	137.75	/	1.00	=	137.750	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	0.00	=	1732.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	137.50	+	24.95			=	162.450	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	162.45	/	1.15			=	141.261	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	0.00			
		+	0.00	+	167.33	=	1900.086	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	46.21	=	46.207	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	1900.09	/	1.25			=	1520.069	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	46.21	/	1.25			=	36.966	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

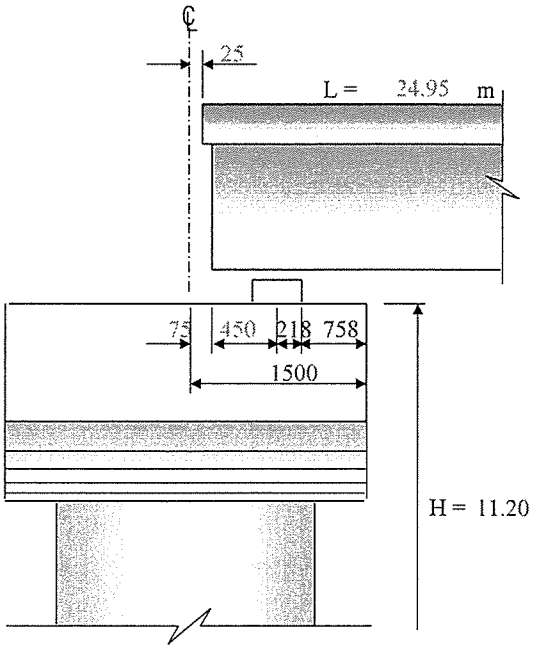
연직하중	867.00	+	865.76	+	324.04	=	2056.797 kN
교축방향하중						=	0.000 kN
교축직각방향하중						=	214.257 kN
허용응력 할증계수						=	1.60
할증적용 연직하중	2056.80	/	1.60			=	1285.498 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000 kN
할증적용 교직하중	214.26	/	1.60			=	133.911 kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1900.086	46.207	214.257
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 435 × 501 mm
- 높 이 : 166 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 250 mm [ℓ > 40m]

= 757.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 302.939

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 450 mm

S_2 = 435 / 2 = 217.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

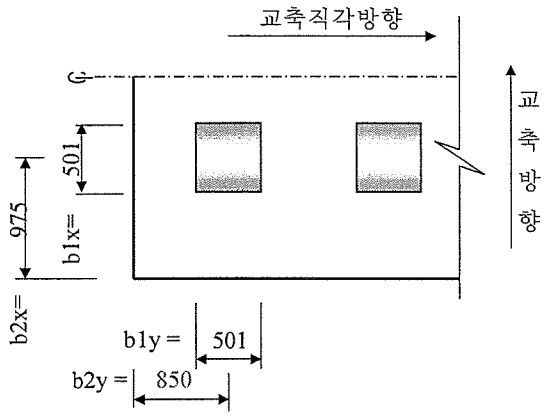
$S_1 + S_2 + S_3$ = 450 + 217.5 + 325 = 992.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 992.5 mm < 1425.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1285.50 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	141.26 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	36.97 kN	- 교축직각방향 :	133.91 kN

7) 연직하중에 대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 975 = 1950.0 < 5 × b1x = 2505.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2505.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1950) × 1732761 / 180

= 1788.30 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1950) × 1285498 / 180

= 1326.70 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1700) × 1732761 / 180

= 1697.37 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1700) × 1285498 / 180

= 1259.24 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에 대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 141261 / 180 = 784.78 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 36966 / 180 = 205.37 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 133911 / 180 = 743.95 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1476.0 mm

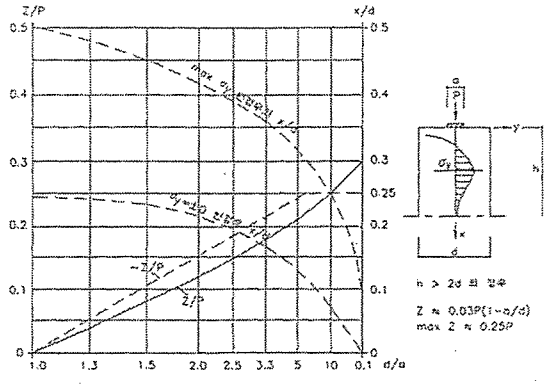
(인근슈와 교행의 크기를 고려)

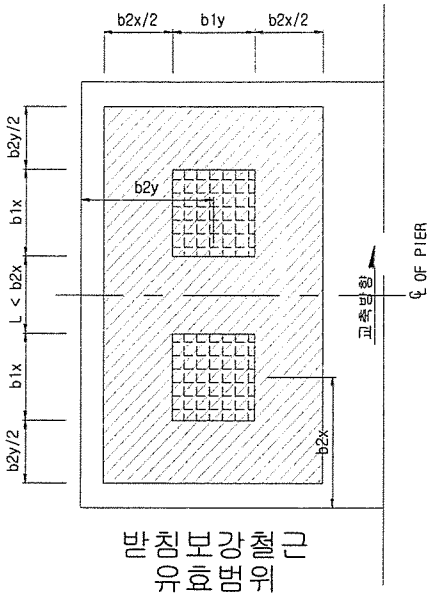
B_{x2} = 738.0 + 525.0 = 1263.0 mm

B_{xuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1351.0 mm

B_{yuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm





<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy = 0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1351.0 / 501.0 = 2.697	0.41	553.91
교 축 방 향	1476.0 / 501.0 = 2.946	0.42	619.92

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1788.30 + 784.78 = 2573.08 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1326.70 + 0.00 = 1326.70 mm^2 (지진시)

Use Asx = H16 - 10 EA × 2 단 = 3972 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1697.37 + 205.37 = 1902.74 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1259.24 + 743.95 = 2003.19 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{141261}{180} = 784.78 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 1 EA = 2185 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{133911}{180} = 743.95 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 12 EA × 1 EA = 2383 mm^2 **- O.K -**

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{Hs}{Ar}$$

Hs: 수평력(N)

Ar: 전단 파괴 면적 (mm^2)

V : 전단응력 [0.7 Mpa]

- 교축방향

Ar= $\sqrt{2}$ x (2x + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×975× (2 ×975 + 2 × 50 + 501) = 3517467 mm^2

$$V = \frac{141261}{3517467} = 0.040 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= $\sqrt{2}$ y (2y + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 501) = 2765990 mm^2

$$V = \frac{133911}{2765990} = 0.048 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**