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 (5/20)

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

2015. 4.

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

한국철도시설공단 KOREA RAIL NETWORK AUTHORITY

시현기술단 SEOHYUN ENGINEERING

seoyeong | 주 | 서영엔지니어링

주식회사 동명기술공단

sunjin ENGINEERING & ARCHITECTURE

(주) 선구엔지니어링 SunKoo Engineering

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구(시공10공구)

노반 기본 및 실시설계

구 조 계 산 서 (5/20)

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

제5장 산운교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

5.1 상부공
5.2 교대공
5.3 교각공
5.4 내진해석
5.5 가시설공

5.2 교대공

5.2.1 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	881.686	311.741
G2	867.323	768.882	865.761	1733.084	813.728	312.316
G3	942.557	514.818	579.685	1522.242	880.478	311.638
계	2755.986	1573.683	1771.967	4527.953	2575.892	935.695
Pmax	1733.084				881.686	312.316
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 고정) 나. 기 초 : mass 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 = 40 , 연암)
흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 15 + √ (15 × N) = 39 °
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) : 0.488 ; 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)

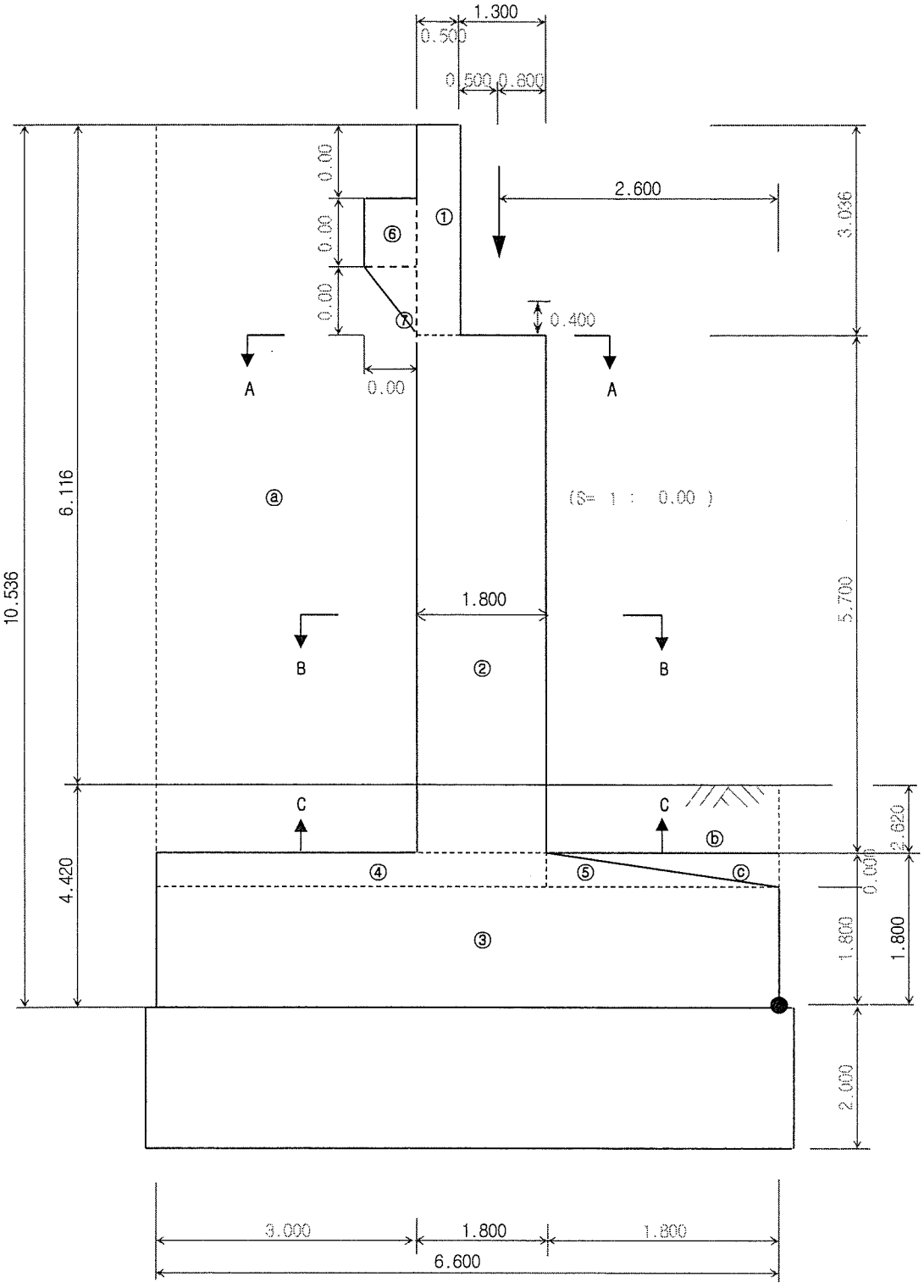
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 5.600 m
◎ 기 초 폭 : L' = 5.600 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	×	5.700	×	5.600			=	57.46	㎥
③	1.800	×	6.600	×	5.600			=	66.53	㎥
④	0.000	×	4.800	×	5.600			=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	5.600	/	2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	5.600			=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	5.600	/	2	=	0.00	㎥
ⓐ	3.000	×	8.736	×	5.600			=	146.76	㎥
ⓑ	1.800	×	2.620	×	5.600			=	26.41	㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	5.600	/	2	=	0.00	㎥

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대자중	①	8.50	24.50	208.27	3.35	697.70	19.24	9.02	173.54
	②	57.46	24.50	1407.67	2.70	3800.71	130.07	4.65	604.82
	③	66.53	24.50	1629.94	3.30	5378.79	150.61	0.90	135.55
	④	0.00	24.50	0.00	4.20	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	10.54	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	10.54	0.00
	계	132.48		3245.88		9877.21	299.92		913.91
토사	ⓐ	146.76	20.00	2935.30	5.10	14970.01	271.22	6.17	1672.89
	ⓑ	26.41	20.00	528.19	0.90	475.37	48.80		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	173.17		3463.49		15445.38	320.03		1672.89

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 = 6.600 × (184.323 - 189.903) × 5.600 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.600 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (3.000 + 0.500) × 5.600 = 294.00 kN
Xc = 6.600 - (3.000 + 0.500) / 2 = 4.85 m
Yc = 1.800 + 5.700 + 3.036 = 10.54 m
MVd = Vd × Xc = 1425.90 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 27.17 kN
MHd = Hd × Yc = 286.22 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 kN/㎡
Vql1 = 27.381 × (3.000 + 0.500) × 5.600 = 536.67 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 2602.83 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 × 10.536 × 5.600 = 220.00 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 27.381 × 10.536 × 5.600 = 401.59 kN

y_1 = H / 2 = 5.27 m

나) 토압

h_1 = 10.536 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 × 111.01 × 5.600 = 1545.30 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 3.51 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 10.54 × 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 × 10.536 × 5.600 = 264.12 kN

ye_1 = H / 2 = 5.27 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 27.381 × 10.536 × 5.600 = 482.13 kN

ye_1 = H / 2 = 5.27 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 111.01 × 5.600

= 1855.19 kN

ye_2 = H / 2 = 5.27 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	881.686	311.741
	②	813.728	312.316
	③	880.478	311.638
	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	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
	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	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9759.352		33914.052	1765.300		6586.057

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (33914.052 - 6586.057) / 9759.352 - 6.600 / 2

= -0.500 m

Mo = 9759.352 x 0.4998 = 4877.865 kN · m

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

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	196.000	-	950.600	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	146.668	5.268	772.649
토 압		-	-	-	1545.297		5427.084
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		6905.366		26273.189	1691.966		6199.733

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (26273.189 - 6199.733) / 6905.366 - 6.600 / 2

= -0.393 m

Mo = 6905.366 x 0.3931 = 2714.251 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
	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	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	-	401.592	5.268	2115.586
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11869.701		40608.461	2166.892		8701.643

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (40608.461 - 8701.643) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -0.612 m

Mo = 11869.701 x 0.6119 = 7263.196 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	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
	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	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	-	401.592	5.268	2115.586
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.275	7.900	3952.171
합 계		11869.701		40608.461	2667.166		12653.814

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (40608.461 - 12653.814) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -0.945 m

Mo = 11869.701 x 0.9449 = 11215.367 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	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
	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	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	-	401.592	5.268	2115.586
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	7.900	-
온 도		-	-	-	413.398	7.900	3265.843
합 계		11869.701		40608.461	2580.290		11967.486

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (40608.461 - 11967.486) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -0.887 m

M_o = 11869.701 × 0.887 = 10529.039 kN · m

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	3245.878	-	9877.206	299.919	-	913.909
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	320.026	-	1672.893
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	7.900	8047.038
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	7.900	1378.471
상 재 하 중	고정하중	294.000	-	1425.900	27.166	10.536	286.217
	활 하 중	536.667	-	2602.833	14.876	10.536	156.738
상 재 토 압	PD	-	-	-	264.122	5.268	1391.395
	PL	-	-	-	482.128	5.268	2539.848
토 압		-	-	-	1855.193	5.268	9773.159
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11869.701		40608.461	4456.533		26159.668

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (40608.461 - 26159.668) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -2.083 m

Mo = 11869.701 x 2.0827 = 24721.220 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	9759.352	1765.300	4877.865	-0.500	
LOAD CASE 2	6905.366	1691.966	2714.251	-0.393	
LOAD CASE 3	11869.701	2166.892	7263.196	-0.612	
LOAD CASE 4	11869.701	2667.166	11215.367	-0.945	모멘트 최대
LOAD CASE 5	11869.701	2580.290	10529.039	-0.887	축력 최대
LOAD CASE 6	11869.701	4456.533	24721.220	-2.083	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	11869.701	2580.290	10529.039	-0.887	
2	모멘트 최대시	11869.701	2667.166	11215.367	-0.887	
3	지 진 시	11869.701	4456.533	24721.220	-2.083	

4-2 허용 지지력에 대한검토 (Terzaghi식)

- 교 축 방 향

$Qu = A' [\alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq]$

N = 40 [기초지반은 지질주상도 참조]

$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/L =$ 1.000 + 0.300 x 6.600 / 5.600 = 1.354

$\beta = 0.5 - 0.1 \cdot B/L =$ 0.500 - 0.100 x 6.600 / 5.600 = 0.382

C = 0.00 kN/㎡

$q = \gamma_2 \times Df =$ 10.000 x 4.420 = 44.200 kN/㎡

$\Phi' = 15 + \sqrt{15 \cdot N} =$ 39 ° ≤ 45 °

≒ 39 ° (적용)

지지력계수 : Nc = 86.585

Nr = 86.930

Nq = 71.410

A. 상 시

축력최대

평상시 최대지반반력 - 1000 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 $B' = B - 2e_b =$ 6.600 - 2 x 0.887 = 4.826 m

$L' = L - 2el =$ 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 $A' = B' \times L' =$ 4.826 x 5.600 = 27.025 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 27.025 x(0 + 0.382 x 10.000 x 4.826 x 86.930 + 44.200 x 71.410)

= 128624.76 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 128624.76 / 3 = 42874.92 kN

qa = Qa / A' = 42874.92 / 27.025 = 1586.490 kN/㎡

$q = \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B]$

= 11869.701 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 0.887 / 6.600)]

qmax = 580.129 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 627.129 kN/㎡

qmin = 62.171 kN/㎡

* Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	거리(m)	V(kN)	M(kN.m)
(a)	6.800	2.000	13.600	3.400	319.600	1086.640
계	-	-	13.600	-	319.600	1086.640

* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.

e = B/2-M/V = 6.800 / 2 - 1086.640 / 319.600 = 0.000 m

x = 3 x (B/2 - e) = 3 * (6.800 / 2 - 0.000) = 10.200 m

* 저면반력의 작용폭(x = 12.000m)이 B(= 8.000m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포

Qmax = 319.600 / 6.800 * (1 + 6 * 0.000 / 6.800) = 47 kN

Qmin = 319.600 / 6.800 * (1 - 6 * 0.000 / 6.800) = 47 kN

qa = 1000.000 kN/㎡ > qmax = 627.129 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

모멘트최대

평상시 최대지반반력 - 1000 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 6.600 - 2 x 0.887 = 4.826 m

L'= L - 2el = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 A'= B' × L' = 4.826 x 5.600 = 27.025 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 27.025 x(0 + 0.382 x 10.000 x 4.826 x 86.930 + 44.200 x 71.410)

= 128624.76 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 128624.76 / 3 = 42874.92 kN

qa = Qa / A'= 42874.92 / 27.025 = 1586.490 kN/㎡

q = ΣV /(B · L) · [1±(6 · e) / B]

= 11869.701 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 0.887 / 6.600)]

qmax = 580.129 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 627.129 kN/㎡

qmin = 62.171 kN/㎡

qa = 1000.000 kN/㎡ > qmax = 627.129 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

B. 지 진 시

지진시 최대지반반력 - 1500 kN/㎡	기초 지반 종류 - 연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 6.600 - 2 x 2.083 = 2.435 m

L'= L - 2el = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 A'= B' × L' = 2.435 x 5.600 = 13.634 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 13.634 x(0 + 0.382 x 10.000 x 2.435 x 86.930 + 44.200 x 71.410)

= 54058.19 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 2 = 54058.19 / 2 = 27029.09 kN

qa = Qa / A'= 27029.09 / 13.634 = 1982.539 kN/㎡

q = 2ΣV / [(3 · L) · (B/2 - e)]

= 23739.402 /[(3.000 x 5.600) x (6.600/2 - 2.083)]

qmax = 1160.830 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 1207.830 kN/㎡

qmin = 0.000 kN/㎡

qa = 1333.000 kN/㎡ > qmax = 1207.830 kN/㎡ -O.K-

(지반부 검토결과 적용)

4-3 전도에 대한 검토

하중의 편심거리가 평상시에는 저면의 중심으로부터 저면폭의 1/6 이내,

지진시에는 저면폭의 1/3 이내에 있어야 한다.

- 교 축 방 향

A. 축력최대인 경우 (상시)

b/6 = 6.600 / 6 = 1.100 m

e = 0.887 m < b/6 = 1.100 m -O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

b/6 = 6.600 / 6 = 1.100 m

e = 0.887 m < b/6 = 1.100 m -O.K-

C. 지진시

b/6 = 6.600 / 3 = 2.200 m

e = 2.083 m < b/3 = 2.200 m -O.K-

4-4 활동에 대한 검토

기초저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면지반에 대한 안전율은 상시 1.5 지진시 1.2 이상으로 한다.

Hu = Cb * A' + V * tanøb

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중 (부력을 뺀값)

øb : 기초저면과 지반과의 마찰각

- 교축방향

A. 축력최대인 경우 (상시)

Hu =	11869.701	x	0.488	=	5789.240	kN			
Hu/H =	5789.240	/	2580.290	=	2.244	>	1.5		**-O.K-**

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

Hu =	11869.701	x	0.488	=	5789.240	kN			
Hu/H =	5789.240	/	2667.166	=	2.171	>	1.5		**-O.K-**

C. 지진시

Hu =	11869.701	x	0.488	=	5789.240	kN			
Hu/H =	5789.240	/	4456.533	=	1.299	>	1.2		**-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	4.368	84.058
	②	28.728	24.5	703.836	0.900	633.452	65.034	1.425	92.674
	계	37.229	24.5	912.106	-	685.520	84.279	-	176.732
C-C (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	7.218	138.904
	②	57.456	24.5	1407.672	0.900	1266.905	130.069	2.850	370.696
	계	65.957	24.5	1615.942	-	1318.972	149.313	-	509.600

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	×	2.850	×	5.600	=	55.144 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	55.144	×	cos (δ+θ)					=	53.871 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	55.144	×	sin (δ+θ)					=	11.779 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	2.850	×	5.600	=	100.660 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	100.66	×	cos (δ+θ)					=	98.337 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	100.66	×	sin (δ+θ)					=	21.501 kN
작 용 점 :	y	=	2.85	/	2					=	1.425 m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	5.700	×	5.600	=	110.288 kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	110.288	×	cos (δ+θ)					=	107.743 kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	110.288	×	sin (δ+θ)					=	23.557 kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	5.700	×	5.600	=	201.320 kN
수 평 분 력 :	Plh	=	201.32	×	cos (δ+θ)					=	196.674 kN
수 직 분 력 :	Plv	=	201.32	×	sin (δ+θ)					=	43.002 kN
작 용 점 :	y	=	5.7	/	2					=	2.850 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	×	2.850		= 27.116 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	27.116)	×	2.850	×	5.600	= 327.997 kN
수평 분력 :	Ph	=	327.997	×	cos (δ+θ)						= 320.427 kN
수직 분력 :	Pv	=	327.997	×	sin (δ+θ)						= 70.060 kN
작 용 점 :	y	=	2.850	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						= 1.273 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	×	5.700		=	40.246	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	40.246	)	×	5.700	×	5.600	=	865.542	kN
수평 분력 :	Ph	=	865.542	×	cos (δ+θ)							=	845.566	kN
수직 분력 :	Pv	=	865.542	×	sin (δ+θ)							=	184.879	kN
작 용 점 :	y	=	5.700	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)							=	2.390	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	×	2.850	×	5.600		=	71.445	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	71.445	×	cos (δ+β)						=	71.445	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	71.445	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	2.85	×	5.600		=	130.416	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	130.416	×	cos (δ+β)						=	130.416	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	130.416	9	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	2.850	/	2						=	1.425	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	5.700	×	5.600		=	142.891	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	142.891	×	cos (δ+β)						=	142.891	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	142.891	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	5.7	×	5.600		=	260.832	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	260.83	×	cos (δ+β)						=	260.832	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	260.83	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	5.700	/	2						=	2.850	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	×	2.850	=	35.132 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	35.132)	×	2.850	×	5.600	= 424.957 kN
수평 분력 :	Ph	=	424.957	×	cos (δ+β)					=	424.957 kN
수직 분력 :	Pv	=	424.957	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	2.850	/	2					=	1.425 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	×	5.700	=	52.143 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	52.143)	×	5.700	×	5.600	= 1121.406 kN
수평 분력 :	Ph	=	1121.406	×	cos (δ+β)					=	1121.406 kN
수직 분력 :	Pv	=	1121.406	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	5.700	/	2					=	2.850 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	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	703.836	0.900	633.452	950.179	855.161	-	-	-	-	-
	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	4.368	250.668	91.820	401.068
		벽 체	1.6	11.779	0.000	0.000	18.846	0.000	53.871	1.425	76.767	86.194	122.827
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.862	448.578	185.843	717.726
		벽 체	1.6	70.060	0.000	0.000	112.096	0.000	320.427	1.273	407.990	512.684	652.784
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3829.874	3452.006	5200.275	4660.208	∑H =	547.838	1184.003	876.541	1894.405
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	1407.672	0.900	1266.905	1900.357	1710.321	-	-	-	-	-
	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	7.218	414.221	91.820	662.754
		벽 체	1.6	23.557	0.000	0.000	37.692	0.000	107.743	2.850	307.067	172.389	491.308
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.712	779.611	185.843	1247.378
		벽 체	1.6	184.879	0.000	0.000	295.806	0.000	845.566	2.390	2020.912	1352.906	3233.460
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4660.31	4085.458	6353.009	5515.369	∑H =	1126.848	3521.812	1802.957	5634.900

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

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	703.836	0.900	633.452	950.179	855.161	-	-	-	-	-
	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	4.368	250.668	91.820	401.068
		벽 체	1.6	11.779	0.000	0.000	18.846	0.000	53.871	1.425	76.767	86.194	122.827
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.862	448.578	185.843	717.726
		벽 체	1.6	70.060	0.000	0.000	112.096	0.000	320.427	1.273	407.990	512.684	652.784
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.250	243.750	105.000	341.250
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3829.874	3452.006	5200.275	4660.208	∑H =	622.838	1427.753	981.541	2235.655
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	1407.672	0.900	1266.905	1900.357	1710.321	-	-	-	-	-
	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	7.218	414.221	91.820	662.754
		벽 체	1.6	23.557	0.000	0.000	37.692	0.000	107.743	2.850	307.067	172.389	491.308
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.712	779.611	185.843	1247.378
		벽 체	1.6	184.879	0.000	0.000	295.806	0.000	845.566	2.390	2020.912	1352.906	3233.460
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	6.100	457.500	105.000	640.500
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4660.31	4085.458	6353.009	5515.369	∑H =	1201.848	3979.312	1907.957	6275.400

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	-	-	-	-	-
	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
벽체 중앙 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	703.836	0.900	633.452	950.179	855.161	-	-	-	-	-
	상부 하중	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	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	4.368	708.236	259.427	1133.177
		벽 체	1.6	33.280	0.000	0.000	53.247	0.000	152.208	1.425	216.897	243.533	347.035
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.862	448.578	185.843	717.726
		벽 체	1.6	70.060	0.000	0.000	112.096	0.000	320.427	1.273	407.990	512.684	652.784
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.250	243.750	105.000	341.250
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.275	3.250	1625.893	700.385	2276.250
	계			∑V =	5722.91	5243.139	7859.410	7167.795	∑H =	1326.204	3651.344	2006.872	5468.222
벽체 하단 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	1407.672	0.900	1266.905	1900.357	1710.321	-	-	-	-	-
	상부 하중	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	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	7.218	1170.340	259.427	1872.544
		벽 체	1.6	66.559	0.000	0.000	106.495	0.000	304.416	2.850	867.587	487.066	1388.139
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.712	779.611	185.843	1247.378
		벽 체	1.6	184.879	0.000	0.000	295.806	0.000	845.566	2.390	2020.912	1352.906	3233.460
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	6.100	457.500	105.000	640.500
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	500.275	6.100	3051.676	700.385	4272.347
	계			∑V =	6574.85	5876.592	9046.546	8022.956	∑H =	2003.551	8347.627	3090.627	12654.367

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	703.836	0.900	633.452	950.179	855.161	-	-	-	-	-
	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	4.368	708.236	259.427	1133.177
		벽 체	1.6	33.280	0.000	0.000	53.247	0.000	152.208	1.425	216.897	243.533	347.035
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.862	448.578	185.843	717.726
		벽 체	1.6	70.060	0.000	0.000	112.096	0.000	320.427	1.273	407.990	512.684	652.784
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	3.250	1343.543	578.757	1880.960
	계			∑V =	5722.91	5243.139	7859.410	7167.795	∑H =	1164.327	3125.244	1780.244	4731.682
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	1407.672	0.900	1266.905	1900.357	1710.321	-	-	-	-	-
	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	7.218	1170.340	259.427	1872.544
		벽 체	1.6	66.559	0.000	0.000	106.495	0.000	304.416	2.850	867.587	487.066	1388.139
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.712	779.611	185.843	1247.378
		벽 체	1.6	184.879	0.000	0.000	295.806	0.000	845.566	2.390	2020.912	1352.906	3233.460
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	6.100	2521.727	578.757	3530.418
	계			∑V =	6574.85	5678.308	8768.948	7745.358	∑H =	1841.674	7360.177	2864.000	11271.938

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 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
흉 벽 하 단 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
벽 체 중 앙 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	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	703.836	0.900	633.452	950.179	855.161	-	-	-	-	-
	상부 하중	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	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	4.368	708.236	259.427	1133.177
		벽 체	1.6	33.280	0.000	0.000	53.247	0.000	152.208	1.425	216.897	243.533	347.035
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.862	448.578	185.843	717.726
		벽 체	1.6	70.060	0.000	0.000	112.096	0.000	320.427	1.273	407.990	512.684	652.784
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5722.91	5243.139	8691.295	7973.805	∑H =	750.929	1781.701	1201.487	2850.721
벽 체 하 단 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	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.4	1407.672	0.900	1266.905	1900.357	1710.321	-	-	-	-	-
	상부 하중	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	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	7.218	1170.340	259.427	1872.544
		벽 체	1.6	66.559	0.000	0.000	106.495	0.000	304.416	2.850	867.587	487.066	1388.139
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.712	779.611	185.843	1247.378
		벽 체	1.6	184.879	0.000	0.000	295.806	0.000	845.566	2.390	2020.912	1352.906	3233.460
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6574.85	5876.592	9878.431	8828.966	∑H =	1428.277	4838.450	2285.242	7741.520

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	-	-	-	-	-
	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
벽체 중앙 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	703.836	0.900	633.452	1126.138	1013.524	-	-	-	-	-
	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	4.368	708.236	259.427	1133.177
		벽체	1.6	33.280	0.000	0.000	53.247	0.000	152.208	1.425	216.897	243.533	347.035
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.862	448.578	185.843	717.726
		벽체	1.6	70.060	0.000	0.000	112.096	0.000	320.427	1.273	407.990	512.684	652.784
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5722.91	5243.139	9156.659	8389.023	∑H =	750.929	1781.701	1201.487	2850.721
벽체 하단 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	1407.672	0.900	1266.905	2252.275	2027.048	-	-	-	-	-
	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	7.218	1170.340	259.427	1872.544
		벽체	1.6	66.559	0.000	0.000	106.495	0.000	304.416	2.850	867.587	487.066	1388.139
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	6.712	779.611	185.843	1247.378
		벽체	1.6	184.879	0.000	0.000	295.806	0.000	845.566	2.390	2020.912	1352.906	3233.460
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6574.85	5876.592	10519.754	9402.547	∑H =	1428.277	4838.450	2285.242	7741.520

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	3.036	11.782	3.881	11.782
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.036	6.452	2.125	6.452
	자 중 ①		1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	1.518	29.213	19.244	29.213
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	1.518	326.424	215.035	326.424
	배 면 토 압		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
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	5.886	22.842	3.881	22.842
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	5.886	12.509	2.125	12.509
	자 중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	4.368	84.058	19.244	84.058
		②,H/2	1.0	703.836	0.900	633.452	703.836	633.452	65.034	1.425	92.674	65.034	92.674
	상부 하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	1018.612	3.250	3310.490	1018.612	3310.490
		활 하 중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	174.490	3.250	567.092	174.490	567.092
		충 격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	4.368	939.275	215.035	939.275
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	201.861	1.425	287.652	201.861	287.652
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	4.368	672.859	154.043	672.859
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	424.957	1.425	605.563	424.957	605.563
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5360.44	5044.855	5360.441	5044.855	∑H =	2279.283	6595.016	2279.283	6595.016
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	8.736	33.903	3.881	33.903
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	8.736	18.566	2.125	18.566
	자 중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	7.218	138.904	19.244	138.904
		②	1.0	1407.672	0.900	1266.905	1407.672	1266.905	130.069	2.850	370.696	130.069	370.696
	상부 하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	1018.612	6.100	6213.536	1018.612	6213.536
		활 하 중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	174.490	6.100	1064.389	174.490	1064.389
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	7.218	1552.126	215.035	1552.126
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	403.723	2.850	1150.610	403.723	1150.610
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	7.218	1111.880	154.043	1111.880
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1121.406	2.850	3196.006	1121.406	3196.006
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6064.28	5678.308	6064.277	5678.308	∑H =	3242.628	14850.616	3242.628	14850.616

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$? M = ? M_v + ? M_h \qquad e = {? M \over ? \gamma V} - {B \over 2} \qquad M_u = ? \gamma V ? e$$

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	3829.874	547.838	4636.009	0.310	1189.123	5200.275	876.541	6554.613	0.360	1874.365
2	3829.874	622.838	4879.759	0.374	1432.873	5200.275	981.541	6895.863	0.426	2215.615
3	5722.912	1326.204	8894.483	0.654	3743.863	7859.410	2006.872	12636.017	0.708	5562.548
4	5722.912	1164.327	8368.383	0.562	3217.763	7859.410	1780.244	11899.477	0.614	4826.008
5	5722.912	750.929	7024.840	0.327	1874.219	8691.295	1201.487	10824.526	0.345	3002.361
6	5722.912	750.929	7024.840	0.327	1874.219	9156.659	1201.487	11239.744	0.327	2998.751
7	5360.441	2279.283	11639.871	1.271	6815.474	5360.441	2279.283	11639.871	1.271	6815.474
Max.		1326.204			3743.863		2279.283			6815.474

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	4660.307	1126.848	7607.270	0.732	3412.994	6353.009	1802.957	11150.268	0.855	5432.560
2	4660.307	1201.848	8064.770	0.831	3870.494	6353.009	1907.957	11790.768	0.956	6073.060
3	6574.846	2003.551	14224.219	1.263	8306.857	9046.546	3090.627	20677.323	1.386	12535.432
4	6574.846	1841.674	13038.485	1.083	7121.123	8768.948	2864.000	19017.297	1.269	11125.243
5	6574.846	1428.277	10715.042	0.730	4797.680	9878.431	2285.242	16570.486	0.777	7679.898
6	6574.846	1428.277	10715.042	0.730	4797.680	10519.754	2285.242	17144.067	0.730	7676.288
7	6064.277	3242.628	20528.924	2.485	15071.074	6064.277	3242.628	20528.924	2.485	15071.074
Max.		2003.551			8306.857		3242.628			15071.074

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	6815.474	2279.283	3743.863	
벽체 하단	15071.074	3242.628	8306.857	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	1217.049	407.015	668.547	
벽체 하단	2691.263	579.041	1483.367	

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 = ### , 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	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 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

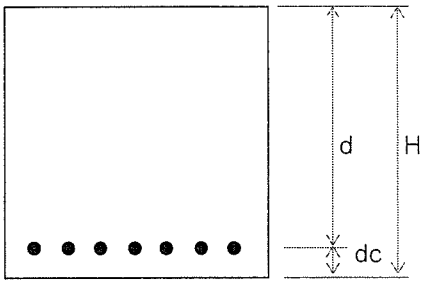
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

ΦVc= 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· 1250.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### 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 = 2.85 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , 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	1217.049	407.015	668.547

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 2.019]

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 = 2007.230 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 = 2676.31 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 (= 1217.049 kN · m) [사용률 = 2.000] ∴ O.K!!

나) 전단검토

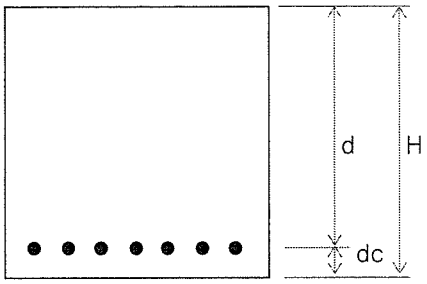
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 407.015 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 =	668.547	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)) = 102.727 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 102.727 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 547.85 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 548 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· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### 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 = 5.7 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1666.67	133.33	2691.263	579.041	1483.367

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm^2 ,	d2 = 200 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 6080.400 mm^2 [사용률 1.326]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 95.379 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04083 > 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 = 4584.338 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 = 66706.99 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 5833.33 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 6112.45 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 96.976 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 3542.102 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2691.263 kN · m) [사용률 = 1.316] ∴ O.K!!

나) 전단검토

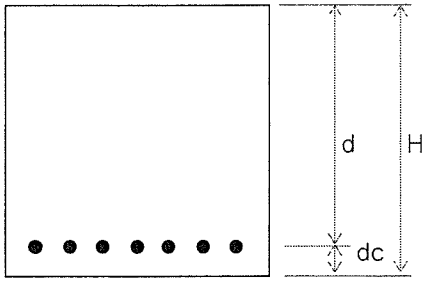
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1666.67 / 1000 = 1293.23 kN

ΦVc= 1293.23 > Vu = 579.041 kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	1800.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1666.67	mm,	dc =	133.33	mm ,
Mo =	1483.367	kN· m,	As =	6080.400	mm^2
N =	12		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 336.50 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 156.937 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 160.870 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 270.78 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 271 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· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	16	@	300	[### ea/m]	=	661.934	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2

→ Use As (total) = 3309.934 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 6080.400 = 1216.080 mm^2 < 3309.934 mm^2 O.K!!

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/㎡

활하중(ql) = 35.000 kN/㎡

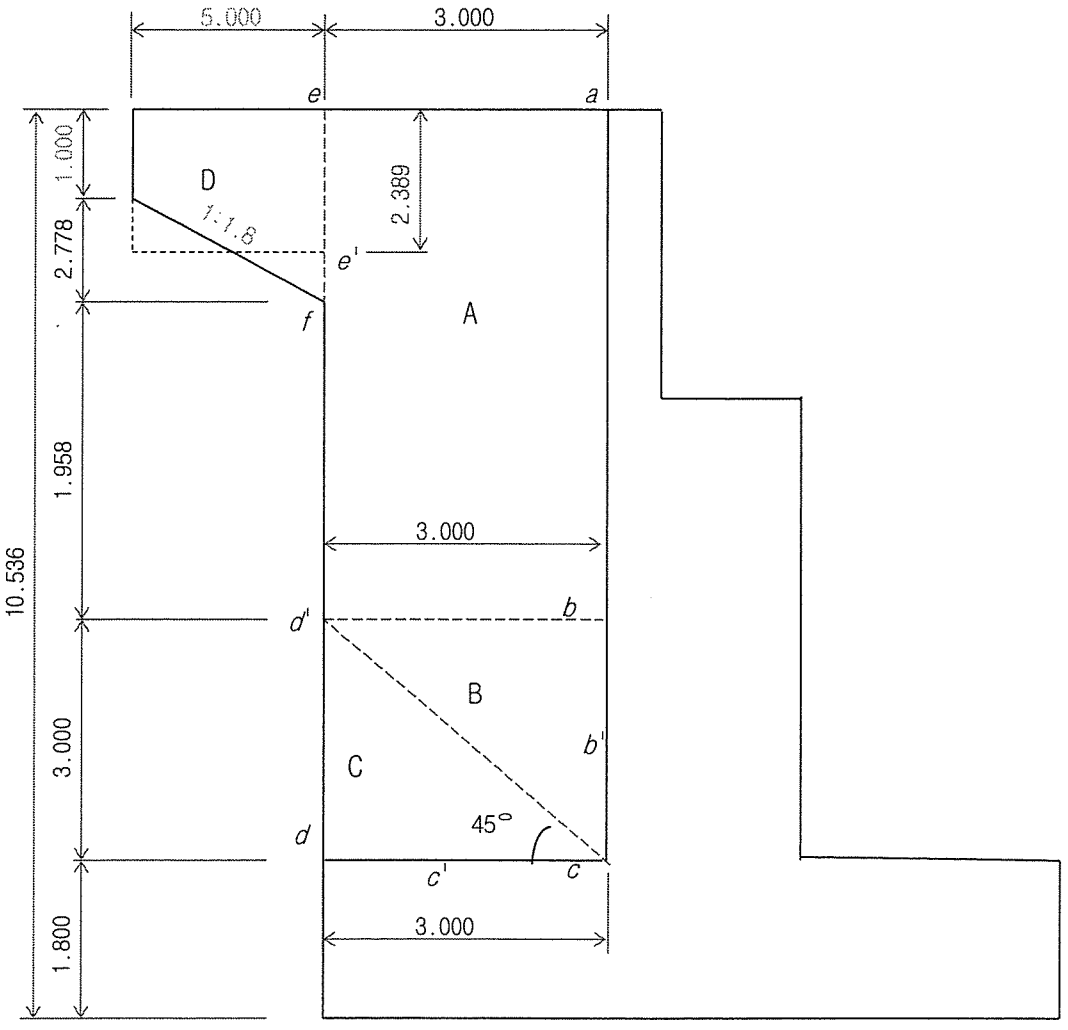
(2) 정지토압계수

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	×	2.389	+ Pe	=	38.935 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.389	×	5.000		=	351.444 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.000				=	878.611 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000				=	31.855 kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.389	+ Pe	=	62.295 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')	×	2.389	×	5.000		=	562.311 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.000				=	1405.778 kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=									=	19.909 kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	5.736	+ Pe	=	65.589 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	5.736	×	3.000		=	735.63 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	1087.07 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.000	+ Vd	×	3.000 + Md	=	3036.39 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=									=	31.855 kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	5.736	+ Pe	=	104.942 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')	×	5.736	×	3.000		=	1177.00 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	1739.31 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.000	+ Vd	×	3.000 + Md	=	4858.22 kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=									=	65.589 kN/㎡
Vb	=	Pb	×	3						=	196.767 kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	3.000^{2}				=	295.151 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pb = = 104.942 kN/㎡

Vb = Pb × 3 = 314.827 kN/m

Mb = 1/2 × Pb × 3.000 ² = 472.241 kN · m/m

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

Pd' = = 65.589 kN/㎡

Pd = 1.0 × 0.398 × 20.00 × 3 + Pd' = 89.480 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.000 = 232.604 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.000 ² = 330.987 kN · m/m

나. 설계하중 상태

Pd' = = 104.942 kN/㎡

Pd = 1.6 × 0.398 × 20.00 × 3 + Pd' = 143.168 kN/㎡

Vb = 1/2 × (Pd' + Pd) × 3.000 = 372.166 kN/m

Mb = 1/6 × (2 ×Pd' + Pd) × 3.000 ² = 529.58 kN · m/m

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	588.438	846.969	472.241	529.580
설계 하중(S)	235.375	303.228	314.827	372.166
사용 하중(M)	367.774	529.356	295.151	330.987

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.778m]

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	588.438	235.375	367.774

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.392]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1845.858 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 = 2461.14 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 588.438 kN · m) [사용률 = 1.383] ∴ O.K!!

나) 전단검토

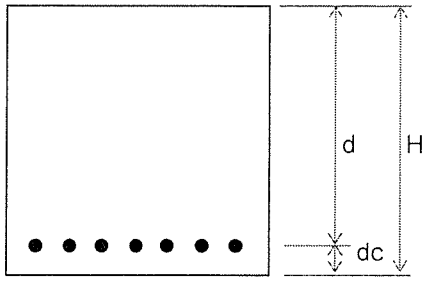
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 235.375 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 =	367.774	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 169.235 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 169.235 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 251.58 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 252 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 5.736m]

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	846.969	303.228	529.356

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 1.514]

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 = 2676.533 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 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 = 3568.71 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 (= 846.969 kN · m) [사용률 = 1.495] ∴ O.K!!

나) 전단검토

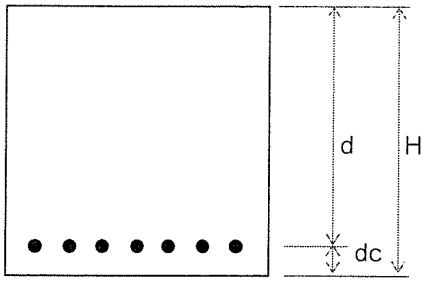
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 303.228 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 =	529.356	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)) = 156.669 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 156.669 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 283.90 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 284 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 8.736m]

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	472.241	314.827	295.151

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.740]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1476.533 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 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 = 1968.71 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 472.241 kN · m) [사용률 = 1.723] ∴ O.K!!

나) 전단검토

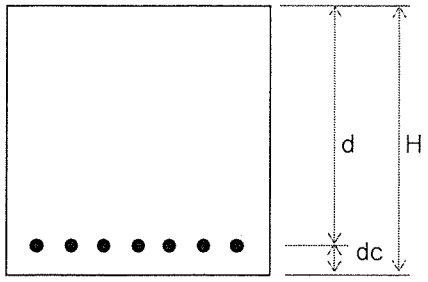
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 314.827 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 =	295.151	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 135.817 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 135.817 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 366.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 366 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 8.736m]

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	529.580	372.166	330.987

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.549]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1658.475 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 = 2211.30 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 529.580 kN · m) [사용률 = 1.536] ∴ O.K!!

나) 전단검토

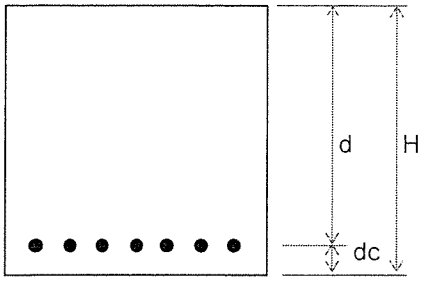
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 372.166 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 =	330.987	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 152.307 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 152.307 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 303.30 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 303 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		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9759.352		33914.052	1765.300		6586.057

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (33914.052 - 6586.057) / 9759.352 - 6.600 / 2

= -0.500 m

Mo = 9759.352 x 0.4998 = 4877.865 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4381.935	-	13334.229	-	-	-
	배 면 토	4675.709	-	20851.266	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	352.004	5.268	1854.357
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2472.476	-	8683.335
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13175.125		45783.971	2824.480		10537.692

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (45783.971 - 10537.692) / 13175.125 - 6.600 / 2

= -0.625 m

Mo = 13175.125 x 0.6248 = 8231.632 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	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	7.900	592.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9759.352		33914.052	1840.300		7178.557

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (33914.052 - 7178.557) / 9759.352 - 6.600 / 2

= -0.561 m

Mo = 9759.352 x 0.5605 = 5470.365 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	4381.935	-	13334.229	-	-	-
	배 면 토	4675.709	-	20851.266	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	352.004	5.268	1854.357
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2472.476	-	8683.335
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	7.900	829.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13175.125		45783.971	2929.480		11367.192

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (45783.971 - 11367.192) / 13175.125 - 6.600 / 2

= -0.688 m

Mo = 13175.125 x 0.6877 = 9061.132 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	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
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	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	9.000	401.592	5.268	2115.586
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	7.900	592.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	500.275	7.900	3952.171
합 계		11869.701		40617.461	2742.166		13246.314

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (40617.461 - 13246.314) / 11869.701 - 6.600 / 2
= -0.994 m
Mo = 11869.701 x 0.9940 = 11798.867 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	4381.935	-	13334.229	-	-	-
	배 면 토	4675.709	-	20851.266	-	-	-
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	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	751.333	4.850	3643.967	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	352.004	5.268	1854.357
	PL	-	-	-	642.547	5.268	3384.937
토 압		-	-	-	2472.476	-	8683.335
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	7.900	829.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	700.385	7.900	5533.040
합 계		16407.212		55877.897	4272.411		20285.168

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (55877.897 - 20285.168) / 16407.212 - 6.600 / 2
= -1.131 m
Mo = 16407.212 x 1.1307 = 18551.070 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	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
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	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	220.002	5.268	1158.973
	P_L	-	-	-	401.592	5.268	2115.586
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	413.398	7.900	3265.843
합 계		11869.701		40608.461	2580.290		11967.486

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (40608.461 - 11967.486) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -0.887 m

M_o = 11869.701 × 0.887 = 10529.039 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	4381.935	-	13334.229	-	-	-
	배 면 토	4675.709	-	20851.266	-	-	-
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	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	751.333	4.850	3643.967	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	352.004	5.268	1854.357
	P_L	-	-	-	642.547	5.268	3384.937
토 압		-	-	-	2472.476	-	8683.335
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	578.757	7.900	4572.181
합 계		16407.212		55877.897	4045.784		18494.809

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (55877.897 - 18494.809) / 16407.212 - 6.600 / 2

= -1.022 m

M_o = 16407.212 × 1.022 = 16760.711 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	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
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	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	-	401.592	5.268	2115.586
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11869.701		40608.461	2166.892		8701.643

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (40608.461 - 8701.643) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -0.612 m

Mo = 11869.701 x 0.6119 = 7263.196 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4381.935	-	13334.229	-	-	-
	배 면 토	4675.709	-	20851.266	-	-	-
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	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	992.833	4.850	4815.242	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	352.004	5.268	1854.357
	PL	-	-	-	642.547	5.268	3384.937
토 압		-	-	-	2472.476	-	8683.335
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17079.271		58168.627	3467.027		13922.629

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (58168.627 - 13922.629) / 17079.271 - 6.600 / 2

= -0.709 m

Mo = 17079.271 x 0.7094 = 12115.597 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	3245.878	-	9877.206	-	-	-
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	-	-	-
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	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	220.002	5.268	1158.973
	PL	-	-	-	401.592	5.268	2115.586
토 압		-	-	-	1545.297	-	5427.084
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11869.701		40608.461	2166.892		8701.643

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (40608.461 - 8701.643) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -0.612 m

Mo = 11869.701 x 0.6119 = 7263.196 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	5193.404	-	15803.530	-	-	-
	배 면 토	5541.581	-	24712.612	-	-	-
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	470.400	4.850	2281.440	-	-	-
	활 하 중	858.667	4.850	4164.533	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	352.004	5.268	1854.357
	PL	-	-	-	642.547	5.268	3384.937
토 압		-	-	-	2472.476	-	9226.043
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18991.522		64973.538	3467.027		14465.337

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (64973.538 - 14465.337) / 18991.522 - 6.600 / 2

= -0.640 m

Mo = 18991.522 x 0.6405 = 12163.821 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	3245.878	-	9877.206	299.919	-	913.909
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	320.026	-	1672.893
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	7.900	8047.038
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	7.900	1378.471
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	27.166	10.536	286.217
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	14.876	10.536	156.738
상 재 토 압	PD	-	-	-	264.122	5.268	1391.395
	PL	-	-	-	482.128	5.268	2539.848
토 압		-	-	-	1855.193	5.268	9773.159
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11869.701		40608.461	4456.533		26159.668

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (40608.461 - 26159.668) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -2.083 m

Mo = 11869.701 x 2.0827 = 24721.220 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자. 중	교 대	3245.878	-	9877.206	299.919	-	913.909
	배 면 토	3463.488	-	15445.382	320.026	-	1672.893
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	1018.612	7.900	8047.038
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	7.900	1378.471
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	27.166	-	286.217
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	14.876	10.536	156.738
상 재 토 압	PD	-	-	-	264.122	5.268	1391.395
	PL	-	-	-	482.128	5.268	2539.848
토 압		-	-	-	1855.193	5.268	9773.159
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11869.701		40608.461	4456.533		26159.668

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (40608.461 - 26159.668) / 11869.701 - 6.600 / 2

= -2.083 m

Mo = 11869.701 x 2.0827 = 24721.220 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

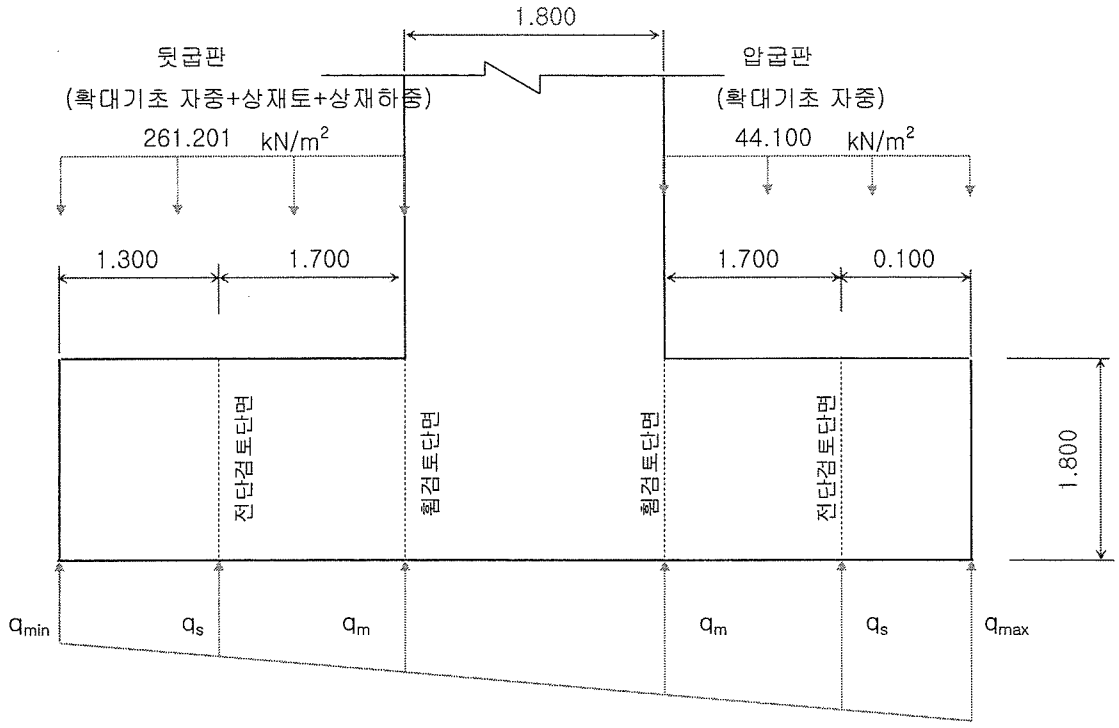
구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	9759.352	1765.300	4877.865	-0.500	
LOAD CASE2	9759.352	1840.300	5470.365	-0.561	
LOAD CASE3	11869.701	2742.166	11798.867	-0.994	
LOAD CASE4	11869.701	2580.290	10529.039	-0.887	
LOAD CASE5	11869.701	2166.892	7263.196	-0.612	
LOAD CASE6	11869.701	2166.892	7263.196	-0.612	
LOAD CASE7	11869.701	4456.533	24721.220	-2.083	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	13175.125	2824.480	8231.632	-0.625	
LOAD CASE2	13175.125	2929.480	9061.132	-0.688	
LOAD CASE3	16407.212	4272.411	18551.070	-1.131	
LOAD CASE4	16407.212	4045.784	16760.711	-1.022	
LOAD CASE5	17079.271	3467.027	12115.597	-0.709	
LOAD CASE6	18991.522	3467.027	12163.821	-0.640	
LOAD CASE7	11869.701	4456.533	24721.220	-2.083	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	11869.701	2742.166	11798.867	16407.212	4272.411	18551.070
축 력 최대시	11869.701	2580.290	10529.039	18991.522	3467.027	12163.821
지 진 시	11869.701	4456.533	24721.220	11869.701	4456.533	24721.220

6.5 기초 단면검토



가. 기초 하중 집계

- 사용하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	11869.701	2742.166	11798.867	0.994	
축 력 최대시	11869.701	2580.290	10529.039	0.887	
지 진 시	11869.701	4456.533	24721.220	2.083	

- 극한하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	16407.212	4272.411	18551.070	1.131	
축 력 최대시	18991.522	3467.027	12163.821	0.640	
지 진 시	11869.701	4456.533	24721.220	2.083	

나. 지반 반력

$$q_{max,min} = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right), \quad e \le \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (사다리꼴 분포)}$$

$$q_{max} = \frac{2V}{Lx}, \quad x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

$$, \quad e > \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (삼각형 분포)}$$

- 사용하중 재하시

조합경우	ΣV	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	11869.701	6.600	5.600	0.994	611.362	30.938	
축 력 최대시	11869.701	6.600	5.600	0.887	580.129	62.171	
지 진 시	11869.701	6.600	5.600	2.083	1160.830	0.000	

- 극한하중 재하시

조합경우	ΣV	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	16407.212	6.600	5.600	1.131	900.387	0.000	
축 력 최대시	18991.522	6.600	5.600	0.640	813.029	214.651	
지 진 시	11869.701	6.600	5.600	2.083	1160.830	0.000	

다. 앞굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	611.362	30.938	453.065	602.568	833.484	56.286	1.00
축 력 최대시	580.129	62.171	438.868	572.281	792.085	53.210	1.00
Max.					833.484	56.286	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	900.387	0.000	654.827	886.744	1229.577	83.403	1.35
축 력 최대시	813.029	214.651	649.835	803.962	1114.675	73.794	1.60
지 진 시	1160.830	0.000	588.656	1129.043	1500.129	110.084	1.00
Max.					1500.129	110.084	

라. 뒷굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	611.362	30.938	294.767	145.264	640.441	225.030	1.0
축 력 최대시	580.129	62.171	297.606	164.193	542.481	192.424	1.0
Max.					640.441	225.030	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	900.387	0.000	409.267	177.349	972.896	343.131	1.35
축 력 최대시	813.029	214.651	486.641	332.513	506.732	187.641	1.60
지 진 시	1160.830	0.000	16.482	0.000	1175.397	339.561	1.00
Max.					1175.397	343.131	

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1175.397	343.131	640.441

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 1.598]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 48.577 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.08477 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1937.910 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 = 2583.88 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 (= 1175.397 kN · m) [사용률 = 1.589] ∴ O.K!!

나) 전단검토

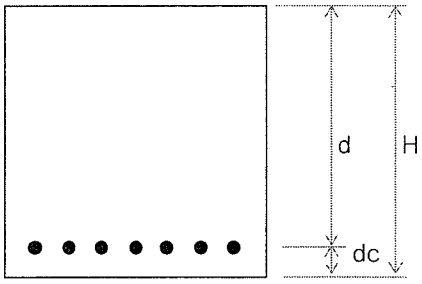
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 343.131 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 =	640.441	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)) = 127.940 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 127.940 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 393.02 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 393 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 3096.800 = 619.360 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1500.129	110.084	833.484

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 1.635]

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 / 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 = 2479.556 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 = 3306.08 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 (= 1500.129 kN · m) [사용률 = 1.622] ∴ O.K!!

나) 전단검토

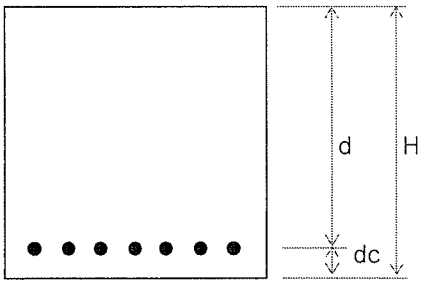
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 110.084 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 =	833.484	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)) = 128.070 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 128.070 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 396.15 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 396 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

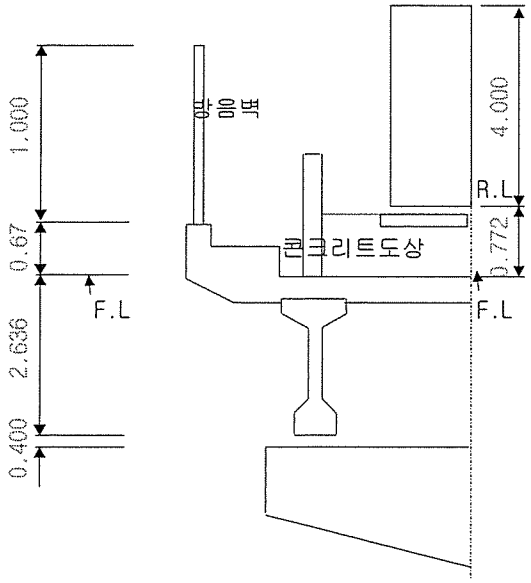
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 4053.600 = 810.720 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.608 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.808 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 2.553 M

풍하중(열차재하) = 4.104 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

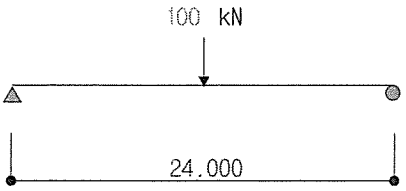
다) 차량 횡하중(KRL-2012)

-· 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 × 3.808 = 190.400 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	190.400	5.780	1.700	56.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	56.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 3 shoe

= 16.667 kN

P_{Lf} = 56.000 kN

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : R = ∞ L = 40.000 V = 200 km/hr

$$\text{(max} = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} 1.75 \right) \times \left(1 \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 865.761 kN (충격 제외)

P_c = 865.76 × 0.000 = 0.000 kN

M_c = 0.000 × 5.608 = 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 × 4.306 × 14.975 = 193.447 kN

M_n = 193.447 × 2.553 = 493.87 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	493.870	5.780	1.700	145.256	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	145.256	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.408 × 14.975 = 166.402 kN

M_t = 166.402 × 4.104 = 682.914 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	682.914	5.780	1.700	200.857	↑
G2			1.700	200.857	↓

③ 적용하중

H_w = 166.402 / 3 shoe

= 55.467 kN

P_w = 200.857 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

P_E = 935.695 kN

M_c = 935.695 × 0.400 = 374.278 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	374.278	5.780	1.700	110.082	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	110.082	↓

H_E = 312.316 kN

R_E = 110.082 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 = 881.686 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

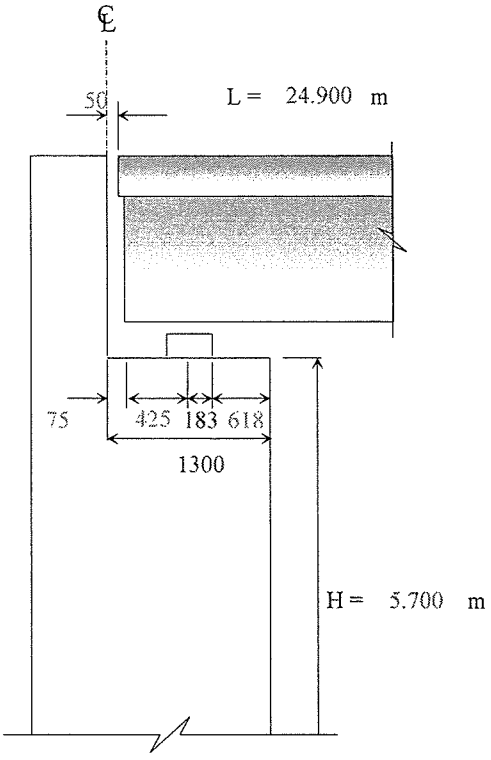
구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2068.724	72.134	0.80
	지진시	1921.949	312.316	
교축 방향	상시	1811.867	195.000	0.80
	지진시	1811.867	881.686	

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	2068.724	72.134	1532.388	53.433	1.35
	지진시	1921.949	312.316	1372.821	223.083	1.40
교축 방향	상시	1811.867	195.000	1449.494	156.000	1.25
	지진시	1811.867	881.686	1294.191	629.776	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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 5.70) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 279.55$

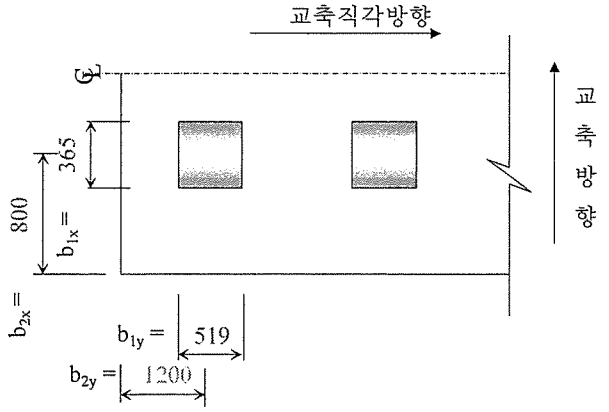
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 = 425$ 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

$\therefore$ Max (N, $\sum$S) = 840.75 mm < 1225.00 - **O.K** -

4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 1825.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2595.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 365 / 1600) \times 1449493.6 / 180$

$= 1553.9$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 365 / 1600) \times 1294190.7 / 180$

$= 1387.4$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1532388.2 / 180$

$= 1668.1$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 519 / 2400) \times 1372820.546 / 180$

$= 1494.4$ ㎟

나) 수평하중에 대한 보강

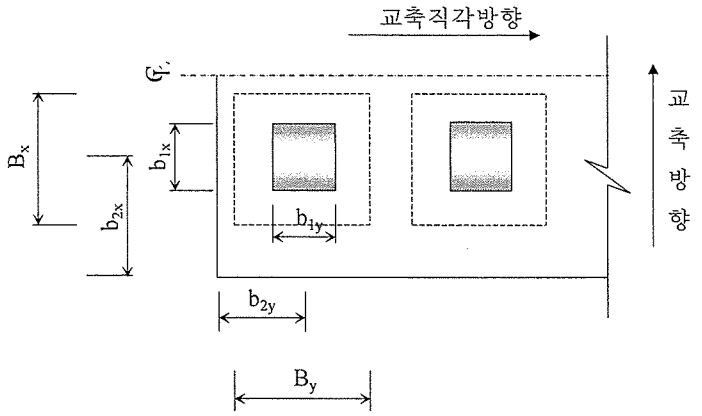
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 156000 / 180 = 866.7$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 629776 / 180 = 3498.8$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 53433 / 180 = 296.8$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 223083 / 180 = 1239.3$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 365 + 1200 = 1565.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2$ = 782.5 mm 보다 크므로 보정 불필요.

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 519 + 800 = 1319.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1668.100 + 296.848 = 1964.948 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1494.400 + 1239.349 = 2733.749 ㎟

B_y = 1319.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 2733.749 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

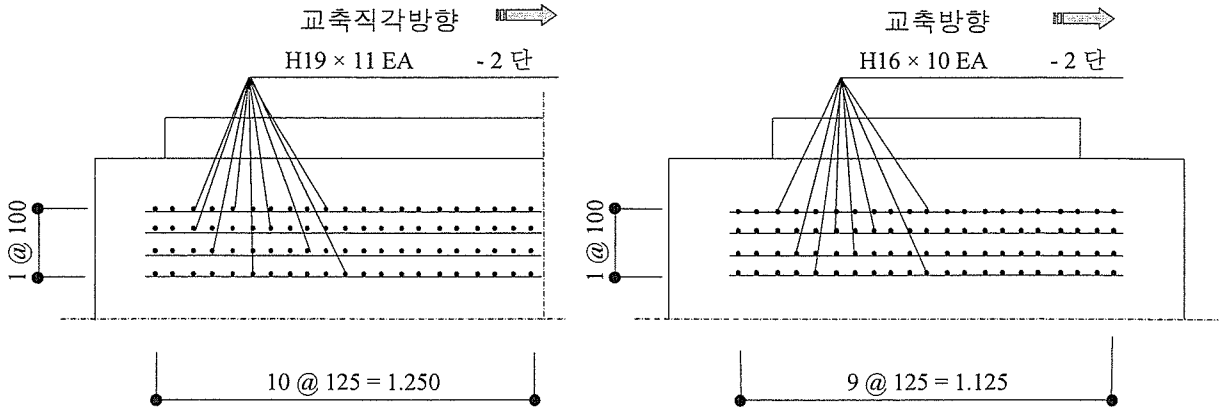
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1553.900 + 866.667 = 2420.567 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1387.400 + 3498.754 = 4886.154 ㎟

B_x = 1565.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 19 - 11 EA × 2 단 = 6303.000 ㎟ > 4886.154 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{223082.9}{180} = 1239.35 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1239.349 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

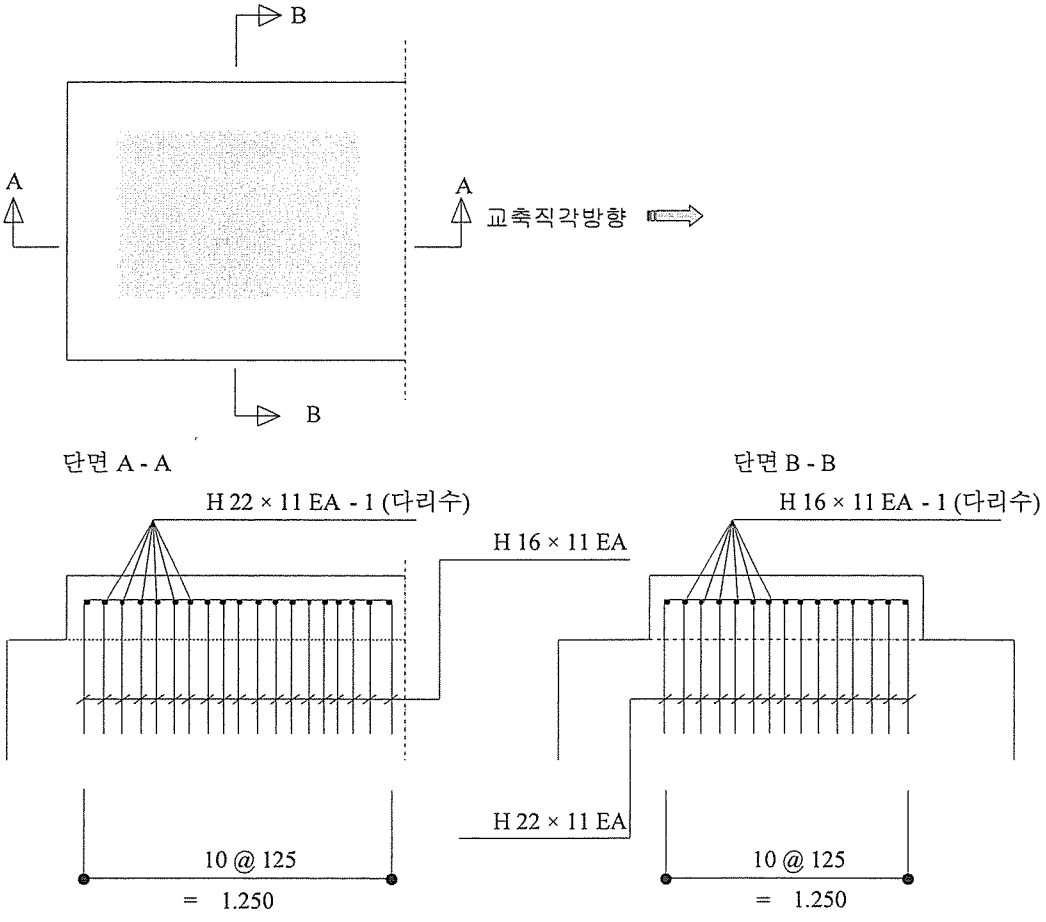
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{629775.7}{180} = 3498.75 \text{ ㎟}$$

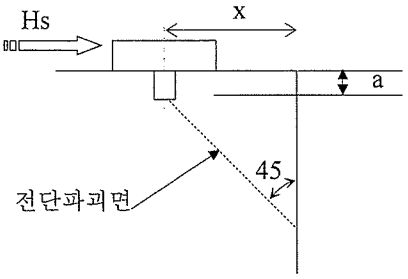
Use A_{sx} = H 22 - 11 EA × 1 ea = 4258.100 ㎟ > 3498.754 ㎟ **- O.K -**

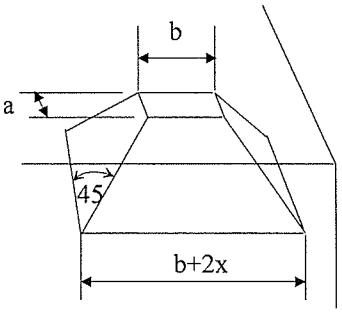
(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{223083}{4953707} = 0.045 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4953707 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 223083 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 519 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{629776}{2223144} = 0.283 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2223144 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 629776 N

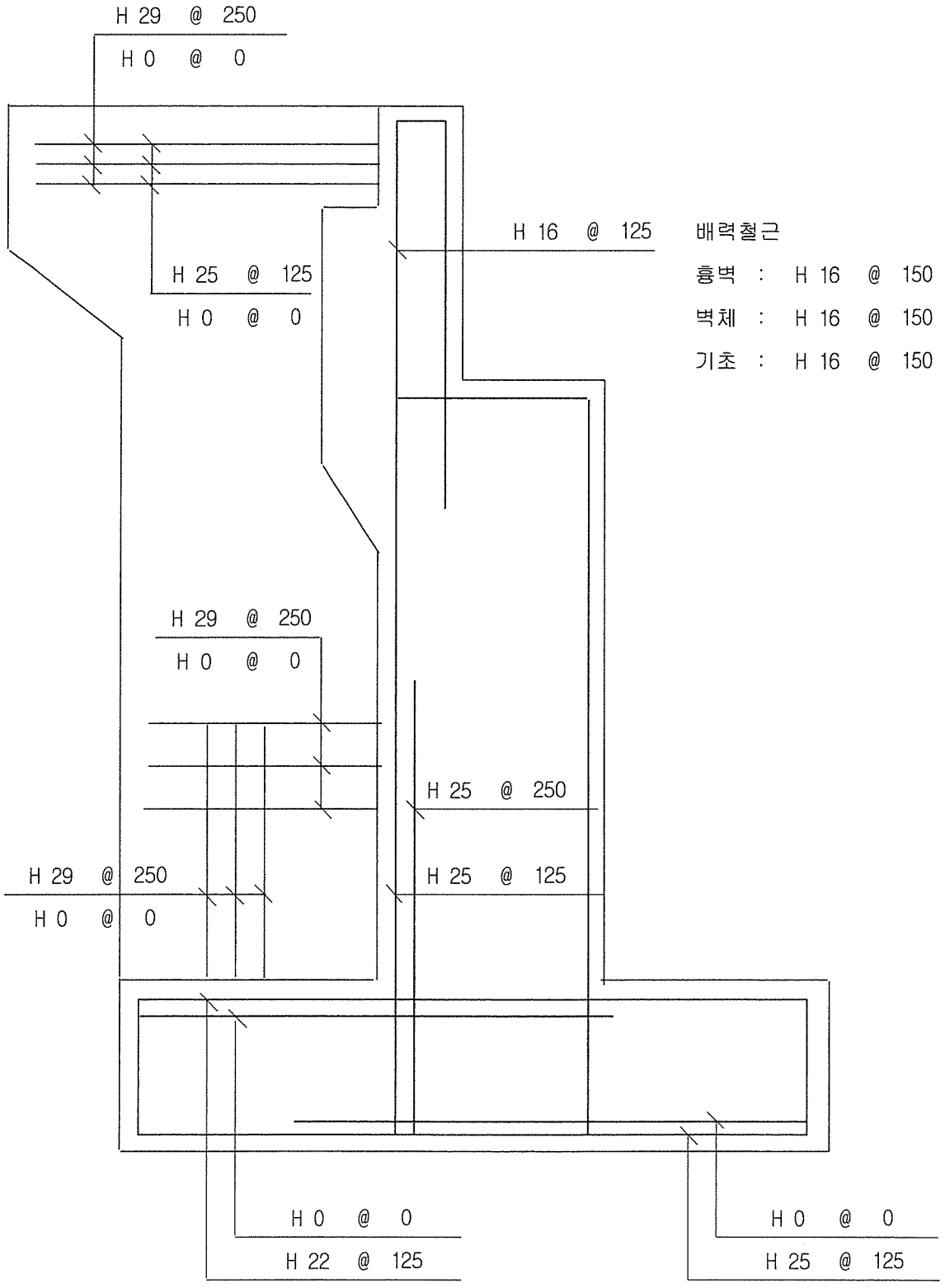
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 365 mm

8.주철근 조립도

산운교 교대 A1



5.2.2 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	483.354
G2	867.323	768.882	865.761	1733.084	0.000	485.116
G3	942.557	514.818	579.685	1522.242	0.000	483.054
계	2755.986	1573.683	1771.967	4527.953	0.000	1451.524
Pmax	1733.084				0.000	485.116
적용받침	2250					

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 기둥) 나. 기 초 : mass 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 = 40 , 풍화암)

흙자중 (γt) : 19.0 kN/m^3 내부마찰각(ϕ) = 15 + √ (15 × N) = 39 °

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) : 0.488 ; 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)

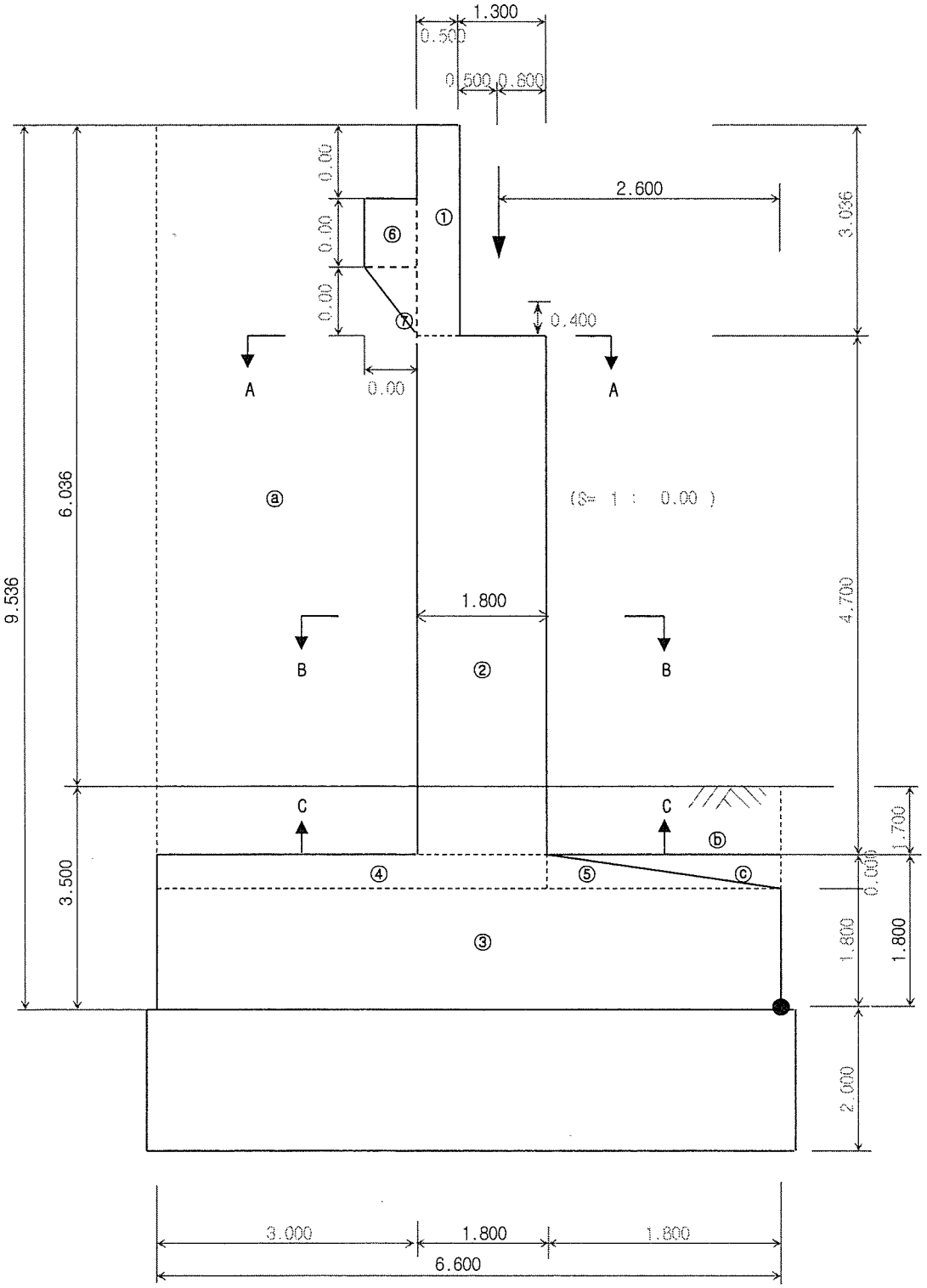
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 5.600 m
◎ 기 초 폭 : L' = 5.600 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	×	4.700	×	5.600		=	47.38	㎥
③	1.800	×	6.600	×	5.600		=	66.53	㎥
④	0.000	×	4.800	×	5.600		=	0.00	㎥
⑤	0.000	×	1.800	×	5.600	/ 2	=	0.00	㎥
⑥	0.000	×	0.000	×	5.600		=	0.00	㎥
⑦	0.000	×	0.000	×	5.600	/ 2	=	0.00	㎥
ⓐ	3.000	×	7.736	×	5.600		=	129.96	㎥
ⓑ	1.800	×	1.700	×	5.600		=	17.14	㎥
ⓒ	0.000	×	1.800	×	5.600	/ 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	8.02	154.30
	②	47.38	24.50	1160.71	2.70	3133.92	107.25	4.15	445.09
	③	66.53	24.50	1629.94	3.30	5378.79	150.61	0.90	135.55
	④	0.00	24.50	0.00	4.20	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.80	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	9.54	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	9.54	0.00
	계	122.40		2998.92		9210.41	277.10		734.93
토사	ⓐ	129.96	20.00	2599.30	5.10	13256.41	240.17	5.67	1361.31
	ⓑ	17.14	20.00	342.72	0.90	308.45	31.67		
	ⓒ	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	147.10		2942.02		13564.86	271.84		1361.31

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 = 6.600 × (184.403 - 190.903) × 5.600 × γw = 0.000 kN
- Mvw = Vw × (6.600 / 2) = 0.000 kN · m

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

Vd = 15.0 × (3.000 + 0.500) × 5.600 = 294.00 kN
Xc = 6.600 - (3.000 + 0.500) / 2 = 4.85 m
Yc = 1.800 + 4.700 + 3.036 = 9.54 m
MVd = Vd × Xc = 1425.90 kN · m
Hd = Vd × 0.092 = 27.17 kN
MHd = Hd × Yc = 259.05 kN · m

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

ql1 = (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 kN/㎡
Vql1 = 27.381 × (3.000 + 0.500) × 5.600 = 536.67 kN
MVql1 = Vql1 × Xc = 2602.83 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 × 9.536 × 5.600 = 199.12 kN

Pa_{1l}(활하중에 의한 수평력)

= Ka × ql × H × L = 0.249 × 27.381 × 9.536 × 5.600 = 363.48 kN

y_1 = H / 2 = 4.77 m

나) 토압

h_1 = 9.536 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 × 90.94 × 5.600 = 1265.88 kN

y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 3.18 m

- 지하수면 이하

Pa_3 = Ka × γt × h1 × h_2 × L

= 0.249 × 20.00 × 9.54 × 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 × 9.536 × 5.600 = 239.05 kN

ye_1 = H / 2 = 4.77 m

Paed = Kae × ql × H × L

= 0.298 × 27.381 × 9.536 × 5.600 = 436.37 kN

ye_1 = H / 2 = 4.77 m

나) 토압

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

= 0.500 × 0.298 × (1- 0.000) × 20.00 × 90.94 × 5.600

= 1519.74 kN

ye_2 = H / 2 = 4.77 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	0.000	483.354
	②	0.000	485.116
	③	0.000	483.054
	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	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
	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	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8990.920		31366.736	1465.003		4973.226

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (31366.736 - 4973.226) / 8990.920 - 6.600 / 2

= -0.364 m

Mo = 8990.920 x 0.3644 = 3276.525 kN · m

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/㎡) + 토압

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상부하중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상재하중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	196.000	-	950.600	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	132.748	4.768	632.941
토 압		-	-	-	1265.881		4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		6136.934		23725.872	1398.629		4656.756

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (23725.872 - 4656.756) / 6136.934 - 6.600 / 2

= -0.193 m

Mo = 6136.934 x 0.1927 = 1182.765 kN · m

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	M_v	H	Y	M_h
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
	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	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11101.269		38061.145	1828.479		6706.278

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38061.145 - 6706.278) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -0.476 m

Mo = 11101.269 x 0.4756 = 5279.322 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	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
	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	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.500	6.900	2846.250
합 계		11101.269		38061.145	2240.979		9552.528

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38061.145 - 9552.528) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -0.732 m

Mo = 11101.269 x 0.7319 = 8125.572 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	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
	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	294.000	-	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	-	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	6.900	-
은 도		-	-	-	413.398	6.900	2852.446
합 계		11101.269		38061.145	2241.876		9558.724

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (38061.145 - 9558.724) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -0.733 m

M_o = 11101.269 × 0.733 = 8131.767 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	2998.918	-	9210.414	277.100	-	734.931
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	271.842	-	1361.312
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	6.900	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	6.900	0.000
상 재 하 중	고정하중	294.000	-	1425.900	27.166	9.536	259.051
	활 하 중	536.667	-	2602.833	14.876	9.536	141.861
상 재 토 압	PD	-	-	-	239.054	4.768	1139.807
	PL	-	-	-	436.368	4.768	2080.601
토 압		-	-	-	1519.743	4.768	7246.135
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11101.269		38061.145	2786.148		12963.698

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38061.145 - 12963.698) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -1.039 m

Mo = 11101.269 x 1.0392 = 11536.742 kN · m

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	8990.920	1465.003	3276.525	-0.364	
LOAD CASE 2	6136.934	1398.629	1182.765	-0.193	
LOAD CASE 3	11101.269	1828.479	5279.322	-0.476	
LOAD CASE 4	11101.269	2240.979	8125.572	-0.732	축력 최대
LOAD CASE 5	11101.269	2241.876	8131.767	-0.733	모멘트 최대
LOAD CASE 6	11101.269	2786.148	11536.742	-1.039	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	11101.269	2240.979	8125.572	-0.732	
2	모멘트 최대시	11101.269	2241.876	8131.767	-0.732	
3	지 진 시	11101.269	2786.148	11536.742	-1.039	

4-2 허용 지지력에 대한검토 (Terzaghi식)

- 교 축 방 향

$Qu = A' [\alpha \cdot C \cdot Nc + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot Nr + q \cdot Nq]$

N = 40 [기초지반은 지질주상도 참조]

$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/L =$ 1.000 + 0.300 x 6.600 / 5.600 = 1.354

$\beta = 0.5 - 0.1 \cdot B/L =$ 0.500 - 0.100 x 6.600 / 5.600 = 0.382

C = 0.00 kN/㎡

$q = \gamma_2 \times Df =$ 10.000 x 3.500 = 35.000 kN/㎡

$\Phi' = 15 + \sqrt{15 \cdot N} =$ 39 ° ≤ 45 °

≒ 39 ° (적용)

지지력계수 : Nc = 86.585

Nr = 86.930

Nq = 71.410

A. 상 시

축력최대

평상시 최대지반반력 - 700 kN/㎡	기초 지반 종류 - 풍화암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 $B' = B - 2e_b =$ 6.600 - 2 x 0.732 = 5.136 m

$L' = L - 2el =$ 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 $A' = B' \times L' =$ 5.136 x 5.600 = 28.762 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 28.762 x(0 + 0.382 x 10.000 x 5.136 x 86.930 + 35.000 x 71.410)

= 120960.60 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 120960.60 / 3 = 40320.20 kN

qa = Qa / A' = 40320.20 / 28.762 = 1401.849 kN/㎡

$q = \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B]$

= 11101.269 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 0.732 / 6.600)]

qmax = 500.221 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 547.221 kN/㎡

qmin = 100.497 kN/㎡

* Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(㎡)	거리(m)	V(kN)	M(kN.m)
(a)	6.800	2.000	13.600	3.400	319.600	1086.640
계	-	-	13.600	-	319.600	1086.640

* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.

e = B/2-M/V = 6.800 / 2 - 1086.640 / 319.600 = 0.000 m

x = 3 x (B/2 - e) = 3 * (6.800 / 2 - 0.000) = 10.200 m

* 저면반력의 작용폭(x = 12.000m)이 B(= 8.000m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포

Qmax = 319.600 / 6.800 * (1 + 6 * 0.000 / 6.800) = 47 kN

Qmin = 319.600 / 6.800 * (1 - 6 * 0.000 / 6.800) = 47 kN

qa = 700.000 kN/㎡ > qmax = 547.221 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

모멘트최대

평상시 최대지반반력 - 700 kN/㎡	기초 지반 종류 - 풍화암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 6.600 - 2 x 0.732 = 5.136 m

L'= L - 2el = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 A'= B' × L' = 5.136 x 5.600 = 28.762 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 28.762 x(0 + 0.382 x 10.000 x 5.136 x 86.930 + 35.000 x 71.410)

= 120960.60 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 3 = 120960.60 / 3 = 40320.20 kN

qa = Qa / A'= 40320.20 / 28.762 = 1401.849 kN/㎡

q = ΣV /(B · L) · [1±(6 · e) / B]

= 11101.269 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 0.732 / 6.600)]

qmax = 500.221 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 547.221 kN/㎡

qmin = 100.497 kN/㎡

qa = 700.000 kN/㎡ > qmax = 547.221 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

B. 지 진 시

지진시 최대지반반력 - 1050 kN/㎡	기초 지반 종류 - 풍화암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 6.600 - 2 x 1.039 = 4.522 m

L'= L - 2el = 5.600 - 2 x 0.000 = 5.600 m

유효재하면적 A'= B' × L' = 4.522 x 5.600 = 25.321 ㎡

지반의 극한지지력

Qu = 25.321 x(0 + 0.382 x 10.000 x 4.522 x 86.930 + 35.000 x 71.410)

= 101317.89 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu / 2 = 101317.89 / 2 = 50658.94 kN

qa = Qa / A'= 50658.94 / 25.321 = 2000.696 kN/㎡

$q = \Sigma V /(B \cdot L) \cdot [\ 1 \pm (6 \cdot e) / B\ ]$

= 11101.269 /(6.600 x 5.600)x [1±(6 x 1.039 / 6.600)]

qmax = 584.124 kN/㎡ + mass에 의한 반력(47) = 631.124 kN/㎡

qmin = 16.594 kN/㎡

qa = 1050.000 kN/㎡ > qmax = 631.124 kN/㎡ -O.K-

(지지력 상한값 적용)

4-3 전도에 대한 검토

하중의 편심거리가 평상시에는 저면의 중심으로부터 저면폭의 1/6 이내,

지진시에는 저면폭의 1/3 이내에 있어야 한다.

- 교 축 방 향

A. 축력최대인 경우 (상시)

b/6 = 6.600 / 6 = 1.100 m

e = 0.732 m < b/6 = 1.100 m -O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

b/6 = 6.600 / 6 = 1.100 m

e = 0.732 m < b/6 = 1.100 m -O.K-

C. 지진시

b/6 = 6.600 / 3 = 2.200 m

e = 1.039 m < b/3 = 2.200 m -O.K-

4-4 활동에 대한 검토

기초저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면지반에 대한 안전율은 상시 1.5 지진시 1.2 이상으로 한다.

Hu = Cb * A' + V * tanøb

Cb : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중 (부력을 뺀값)

øb : 기초저면과 지반과의 마찰각

- 교축방향

A. 축력최대인 경우 (상시)

Hu =	11101.269	x	0.488	=	5414.451	kN		
Hu/H =	5414.451	/	2240.979	=	2.416	>	1.5	-O.K-

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

Hu =	11101.269	x	0.488	=	5414.451	kN		
Hu/H =	5414.451	/	2241.876	=	2.415	>	1.5	-O.K-

C. 지진시

Hu =	11101.269	x	0.488	=	5414.451	kN		
Hu/H =	5414.451	/	2786.148	=	1.943	>	1.2	-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	3.868	74.436
	②	23.688	24.5	580.356	0.900	522.320	53.625	1.175	63.009
	계	32.189	24.5	788.626	-	574.388	72.869	-	137.445
C-C (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	6.218	119.660
	②	47.376	24.5	1160.712	0.900	1044.641	107.250	2.350	252.037
	계	55.877	24.5	1368.982	-	1096.708	126.494	-	371.697

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	×	2.350	×	5.600	=	45.470	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	45.470	×	cos (δ+θ)					=	44.420	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	45.470	×	sin (δ+θ)					=	9.712	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	2.350	×	5.600	=	83.000	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	83	×	cos (δ+θ)					=	81.085	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	83	×	sin (δ+θ)					=	17.729	kN
작 용 점 :	y	=	2.35	/	2					=	1.175	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.230	×	15.000	×	4.700	×	5.600	=	90.939	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	90.939	×	cos (δ+θ)					=	88.841	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	90.939	×	sin (δ+θ)					=	19.425	kN
활하중에 의한 토압 :	Pl	=	0.230	×	27.381	×	4.700	×	5.600	=	166.000	kN
수 평 분 력 :	Plh	=	166	×	cos (δ+θ)					=	162.169	kN
수 직 분 력 :	Plv	=	166	×	sin (δ+θ)					=	35.457	kN
작 용 점 :	y	=	4.7	/	2					=	2.350	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	×	2.350	=	24.813	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	24.813)	×	2.350	× 5.600	=	255.297	kN
수평 분력 :	Ph	=	255.297	×	cos (δ+θ)					=	249.405	kN
수직 분력 :	Pv	=	255.297	×	sin (δ+θ)					=	54.531	kN
작 용 점 :	y	=	2.350	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)					=	1.066	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	×	4.700		=	35.639	kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	13.986	+	35.639)	×	4.700	×	5.600	=	653.066	kN
수평 분력 :	Ph	=	653.066	×	cos (δ+Θ)						=	637.994	kN
수직 분력 :	Pv	=	653.066	×	sin (δ+Θ)						=	139.494	kN
작 용 점 :	y	=	4.700	×	(2P1+P2)/3/(P1+P2)						=	2.008	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	×	2.350	×	5.600		=	58.911	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	58.911	×	cos (δ+β)						=	58.911	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	58.911	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	2.35	×	5.600		=	107.536	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	107.536	×	cos (δ+β)						=	107.536	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	107.536 9		sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	2.350	/	2						=	1.175	m

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

고정하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	15.000	×	4.700	×	5.600		=	117.822	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	117.822	×	cos (δ+β)						=	117.822	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	117.822	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
활하중에 의한 토압 :	Pd	=	0.298	×	27.381	×	4.7	×	5.600		=	215.072	kN
수 평 분 력 :	Pdh	=	215.07	×	cos (δ+β)						=	215.072	kN
수 직 분 력 :	Pdv	=	215.07	×	sin (δ+β)						=	0.000	kN
작 용 점 :	y	=	4.700	/	2						=	2.350	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	×	2.350	=	32.147 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	32.147)	×	2.350	×	5.600	= 330.766 kN
수평 분력 :	Ph	=	330.766	×	cos (δ+β)					=	330.766 kN
수직 분력 :	Pv	=	330.766	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	2.350	/	2					=	1.175 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	×	4.700	=	46.174 kN
토 압 력 :	P	=	1/2 × (	18.121	+	46.174)	×	4.700	×	5.600	= 846.120 kN
수평 분력 :	Ph	=	846.120	×	cos (δ+β)					=	846.120 kN
수직 분력 :	Pv	=	846.120	×	sin (δ+β)					=	0.000 kN
작 용 점 :	y	=	4.700	/	2					=	2.350 m

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중		하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉벽 하단 단면 A-A	상재고정하중		1.35	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	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	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	3.868	221.974	91.820	355.158
		벽 체	1.6	9.712	0.000	0.000	15.540	0.000	44.420	1.175	52.194	71.073	83.510
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽 체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3688.798	3340.874	5005.425	4510.180	∑H =	467.365	930.465	747.784	1488.744
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	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	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	6.218	356.834	91.820	570.935
		벽 체	1.6	19.425	0.000	0.000	31.079	0.000	88.841	2.350	208.776	142.145	334.041
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽 체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4363.83	3863.194	5940.386	5215.312	∑H =	900.374	2510.301	1440.599	4016.482

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

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		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
	상재토압		1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382
	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 =	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	-	-	-	-	-
	상재활하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.868	221.974	91.820	355.158
		벽체	1.6	9.712	0.000	0.000	15.540	0.000	44.420	1.175	52.194	71.073	83.510
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.750	206.250	105.000	288.750
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	3688.798	3340.874	5005.425	4510.180	∑H =	542.365	1136.715	852.784	1777.494
벽체 하단 단면 C-C	상재고정하중		1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-
	상재활하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-
		②	1.35	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	상부하중	고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-
		활하중	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
		충격	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	흉벽	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	6.218	356.834	91.820	570.935
		벽체	1.6	19.425	0.000	0.000	31.079	0.000	88.841	2.350	208.776	142.145	334.041
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	5.100	382.500	105.000	535.500
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	4363.83	3863.194	5940.386	5215.312	∑H =	975.374	2892.801	1545.599	4551.982

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	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	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	3.868	627.165	259.427	1003.463
		벽체	1.6	27.441	0.000	0.000	43.906	0.000	125.505	1.175	147.468	200.808	235.949
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.750	206.250	105.000	288.750
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.500	2.750	1134.375	577.500	1588.125
	계			∑V =	5578.06	5132.007	7658.524	7017.767	∑H =	1140.704	2771.555	1727.626	4166.363
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	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	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	6.218	1008.198	259.427	1613.117
		벽체	1.6	54.882	0.000	0.000	87.811	0.000	251.010	2.350	589.874	401.616	943.798
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	75.000	5.100	382.500	105.000	535.500
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	412.500	5.100	2103.750	577.500	2945.250
	계			∑V =	6270.82	5654.328	8621.851	7722.899	∑H =	1654.798	6029.013	2550.177	9149.171

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	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	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	3.868	627.165	259.427	1003.463
		벽 체	1.6	27.441	0.000	0.000	43.906	0.000	125.505	1.175	147.468	200.808	235.949
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽 체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	2.750	1136.844	578.757	1591.582
	계			∑V =	5578.06	5132.007	7658.524	7017.767	∑H =	1066.602	2567.774	1623.884	3881.070
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	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	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	6.218	1008.198	259.427	1613.117
		벽 체	1.6	54.882	0.000	0.000	87.811	0.000	251.010	2.350	589.874	401.616	943.798
	배면토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽 체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.4	-	-	-	-	-	413.398	5.100	2108.329	578.757	2951.661
	계			∑V =	6270.82	5456.044	8344.254	7445.302	∑H =	1580.696	5651.092	2446.434	8620.082

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	580.356	0.900	522.320	783.481	705.133	-	-	-	-	-
	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	3.868	627.165	259.427	1003.463
		벽체	1.6	27.441	0.000	0.000	43.906	0.000	125.505	1.175	147.468	200.808	235.949
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5578.06	5132.007	8490.409	7823.777	∑H =	653.204	1430.930	1045.126	2289.488
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	1160.712	0.900	1044.641	1566.961	1410.265	-	-	-	-	-
	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	6.218	1008.198	259.427	1613.117
		벽체	1.6	54.882	0.000	0.000	87.811	0.000	251.010	2.350	589.874	401.616	943.798
	배면토압	흉벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6270.82	5654.328	9453.736	8528.909	∑H =	1167.298	3542.763	1867.677	5668.421

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
흉 벽 하 단 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
벽 체 중 앙 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	580.356	0.900	522.320	928.570	835.713	-	-	-	-	-
	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	3.868	627.165	259.427	1003.463
		벽 체	1.6	27.441	0.000	0.000	43.906	0.000	125.505	1.175	147.468	200.808	235.949
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	3.362	390.503	185.843	624.804
		벽 체	1.6	54.531	0.000	0.000	87.250	0.000	249.405	1.066	265.794	399.049	425.271
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5578.06	5132.007	8924.904	8211.212	∑H =	653.204	1430.930	1045.126	2289.488
벽 체 하 단 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	1160.712	0.900	1044.641	1857.139	1671.425	-	-	-	-	-
	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	6.218	1008.198	259.427	1613.117
		벽 체	1.6	54.882	0.000	0.000	87.811	0.000	251.010	2.350	589.874	401.616	943.798
	배면 토압	흉 벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	5.712	663.459	185.843	1061.535
		벽 체	1.6	139.494	0.000	0.000	223.191	0.000	637.994	2.008	1281.232	1020.791	2049.972
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	6270.82	5654.328	10033.320	9046.925	∑H =	1167.298	3542.763	1867.677	5668.421

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하 중		하중계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
				V	x	M_v	V	Mv	H	y	M_h	H	M_h
흉 벽 하 단 단면 A-A	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	3.036	11.782	3.881	11.782
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.036	6.452	2.125	6.452
	자 중 ①		1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	1.518	29.213	19.244	29.213
	상 재 토 압		1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	1.518	326.424	215.035	326.424
	배 면 토 압		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
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	5.386	20.902	3.881	20.902
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	5.386	11.446	2.125	11.446
	자 중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	3.868	74.436	19.244	74.436
		②,H/2	1.0	580.356	0.900	522.320	580.356	522.320	53.625	1.175	63.009	53.625	63.009
	상부 하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	0.000	2.750	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	0.000	2.750	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	3.868	831.757	215.035	831.757
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	166.447	1.175	195.575	166.447	195.575
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	3.868	595.837	154.043	595.837
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	330.766	1.175	388.650	330.766	388.650
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5236.96	4933.723	5236.961	4933.723	∑H =	945.166	2181.614	945.166	2181.614
벽 체 하 단 단면 C-C	상재고정하중		1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	7.736	30.022	3.881	30.022
	상 재 활 하 중		1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	7.736	16.441	2.125	16.441
	자 중	①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067	19.244	6.218	119.660	19.244	119.660
		②	1.0	1160.712	0.900	1044.641	1160.712	1044.641	107.250	2.350	252.037	107.250	252.037
	상부 하중	고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986	0.000	5.100	0.000	0.000	0.000
		활 하 중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683	0.000	5.100	0.000	0.000	0.000
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	215.035	6.218	1337.091	215.035	1337.091
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	332.894	2.350	782.301	332.894	782.301
	배면 토압	흉 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	154.043	6.218	957.838	154.043	957.838
		벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	846.120	2.350	1988.382	846.120	1988.382
	장대레일종하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계			∑V =	5817.32	5456.044	5817.317	5456.044	∑H =	1680.592	5483.771	1680.592	5483.771

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	3688.798	467.365	4271.339	0.258	951.420	5005.425	747.784	5998.923	0.298	1494.041
2	3688.798	542.365	4477.589	0.314	1157.670	5005.425	852.784	6287.673	0.356	1782.791
3	5578.065	1140.704	7903.562	0.517	2883.304	7658.524	1727.626	11184.130	0.560	4291.458
4	5578.065	1066.602	7699.782	0.480	2679.523	7658.524	1623.884	10898.837	0.523	4006.165
5	5578.065	653.204	6562.937	0.277	1542.679	8490.409	1045.126	10113.265	0.291	2471.896
6	5578.065	653.204	6562.937	0.277	1542.679	8924.904	1045.126	10500.700	0.277	2468.286
7	5236.961	945.166	7115.337	0.459	2402.072	5236.961	945.166	7115.337	0.459	2402.072
Max.		1140.704			2883.304		1727.626			4291.458

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	4363.830	900.374	6373.495	0.561	2446.049	5940.386	1440.599	9231.794	0.654	3885.447
2	4363.830	975.374	6755.995	0.648	2828.549	5940.386	1545.599	9767.294	0.744	4420.947
3	6270.825	1654.798	11683.341	0.963	6039.599	8621.851	2550.177	16872.070	1.057	9112.404
4	6270.825	1580.696	11107.136	0.871	5463.394	8344.254	2446.434	16065.384	1.025	8555.556
5	6270.825	1167.298	9197.091	0.567	3553.349	9453.736	1867.677	14197.331	0.602	5688.968
6	6270.825	1167.298	9197.091	0.567	3553.349	10033.320	1867.677	14715.346	0.567	5685.358
7	5817.317	1680.592	10939.814	0.981	5704.229	5817.317	1680.592	10939.814	0.981	5704.229
Max.		1654.798			6039.599		2550.177			9112.404

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	4291.458	1727.626	2883.304	
벽체 하단	9112.404	2550.177	6039.599	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흉벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	766.332	308.505	514.876	
벽체 하단	1627.215	455.389	1078.5	

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 = ### , 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	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 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

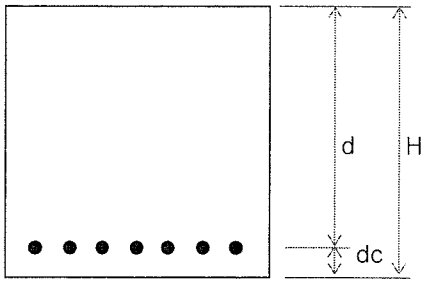
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 400.00 / 1000 = 310.38 kN

ΦVc= 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· 1250.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### 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 = 2.35 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , 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	766.332	308.505	514.876

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 3.218]

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 = 1259.495 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 = 1679.33 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 (= 766.332 kN · m) [사용률 = 3.176] ∴ O.K!!

나) 전단검토

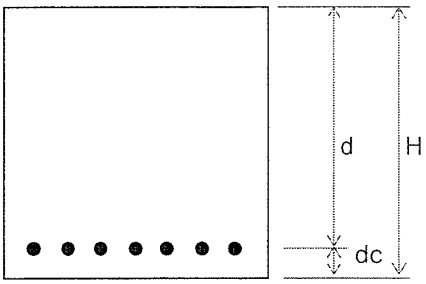
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 308.505 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 =	514.876	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)) = 79.114 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 79.114 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 776.65 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 777 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· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### 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 = 4.7 m지점]

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = ### , 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	1627.215	455.389	1078.500

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 1.506]

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 = 2692.289 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 = 3589.72 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 (= 1627.215 kN · m) [사용률 = 1.496] ∴ O.K!!

나) 전단검토

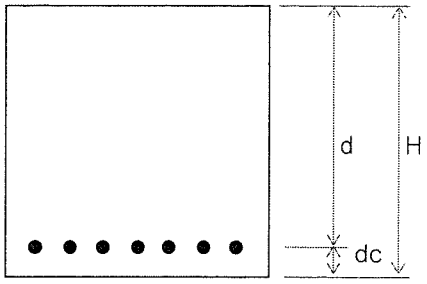
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.9 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 455.389 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 =	1078.500	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)) = 165.719 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 165.719 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 256.45 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 256 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· 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[### ea/m]	=	1324.000	mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[### ea/m]	=	0.000	mm^2
압 축 측 :	H	16	@	150	[### 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/㎡

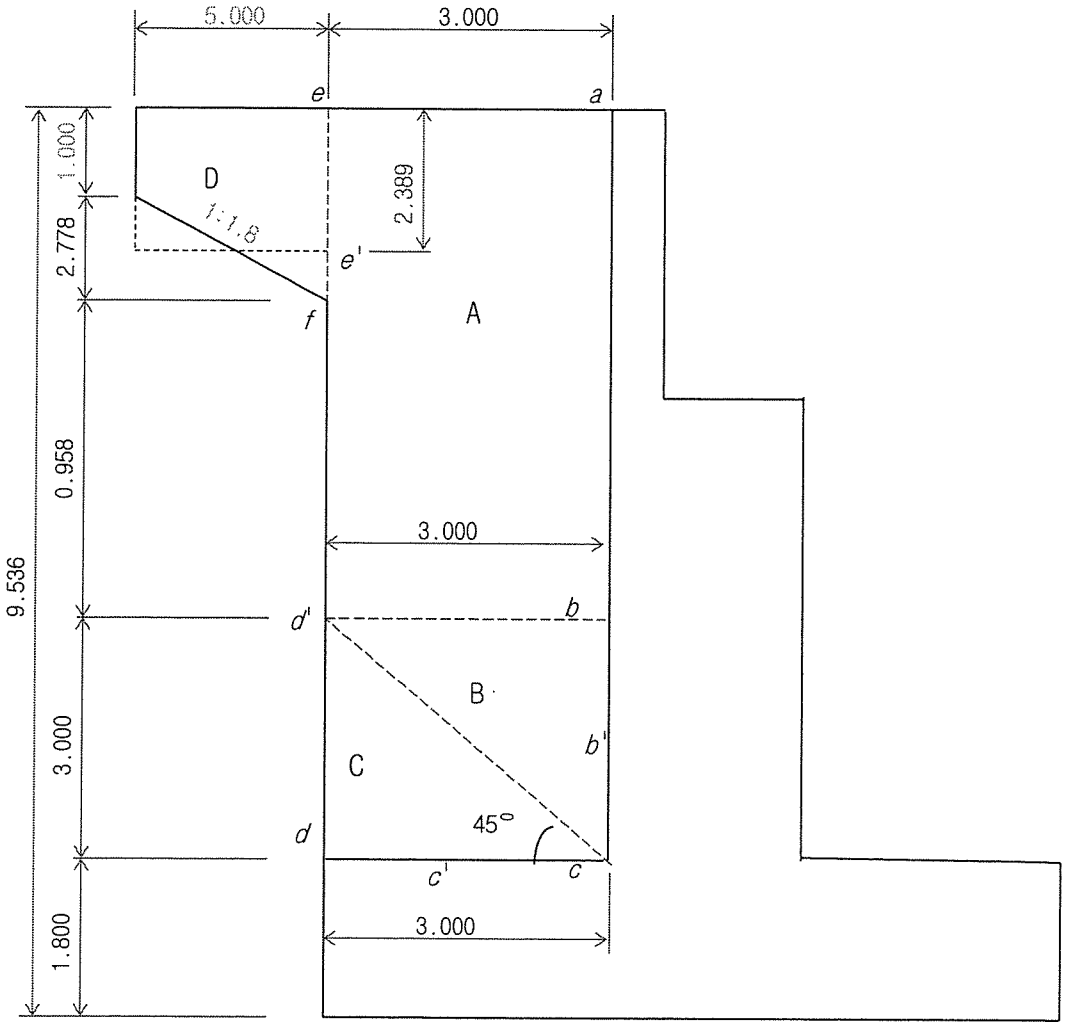
(2) 정지토압계수

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	×	2.389	+ Pe	=	38.935 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.389	× 5.000	=	351.444 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.000				=	878.611 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=	1.6	×	0.398	×	50.000				=	31.855 kN/㎡
Pe'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	2.389	+ Pe	=	62.295 kN/㎡
Vd	=	1/2	×	(Pe + Pe')			×	2.389	× 5.000	=	562.311 kN
Md	=	1/2	×	Va	×	5.000				=	1405.778 kN · m

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

Pe	=									=	19.909 kN/㎡
Pd'	=	1.0	×	0.398	×	20.00	×	4.736	+ Pe	=	57.625 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	4.736	× 3.000	=	550.81 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	902.25 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.000	+ Vd	×	3.000 + Md	=	2759.15 kN · m

나. 설계하중 상태

Pe	=									=	31.855 kN/㎡
Pd'	=	1.6	×	0.398	×	20.00	×	4.736	+ Pe	=	92.201 kN/㎡
Va	=	1/2	×	(Pe + Pd')			×	4.736	× 3.000	=	881.29 kN
Va_total	=	Va + Vd								=	1443.60 kN
Ma	=	1/2	×	Va	×	3.000	+ Vd	×	3.000 + Md	=	4414.64 kN · m

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

Pb	=									=	57.625 kN/㎡
Vb	=	Pb	×	3						=	172.876 kN/m
Mb	=	1/2	×	Pb	×	3.000^{2}				=	259.314 kN · m/m

나. 설계하중 상태

$$Pb = = 92.201\ kN/m^2$$
$$Vb = Pb \times 3 = 276.602\ kN/m$$
$$Mb = 1/2 \times Pb \times 3.000^2 = 414.902\ kN \cdot m/m$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$Pd' = = 57.625\ kN/m^2$$
$$Pd = 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3 + Pd' = 81.516\ kN/m^2$$
$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 3.000 = 208.713\ kN/m$$
$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 3.000^2 = 295.151\ kN \cdot m/m$$

나. 설계하중 상태

$$Pd' = = 92.201\ kN/m^2$$
$$Pd = 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3 + Pd' = 130.426\ kN/m^2$$
$$Vb = 1/2 \times (Pd' + Pd) \times 3.000 = 333.940\ kN/m$$
$$Mb = 1/6 \times (2 \times Pd' + Pd) \times 3.000^2 = 472.24\ kN \cdot m/m$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	588.438	932.146	414.902	472.241
설계 하중(S)	235.375	304.814	276.602	333.940
사용 하중(M)	367.774	582.591	259.314	295.151

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.778m]

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	588.438	235.375	367.774

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.392]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1845.858 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 = 2461.14 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 588.438 kN · m) [사용률 = 1.383] ∴ O.K!!

나) 전단검토

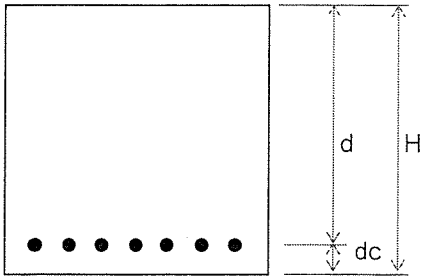
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 235.375 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 =	367.774	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 169.235 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 169.235 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 29 / 2 = 85.50 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 251.58 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 252 mm O.K!!

2) 단면 A [H = 4.736m]

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	932.146	304.814	582.591

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 1.373]

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 = 2952.987 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 = 3937.32 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 (= 932.146 kN · m) [사용률 = 1.358] ∴ O.K!!

나) 전단검토

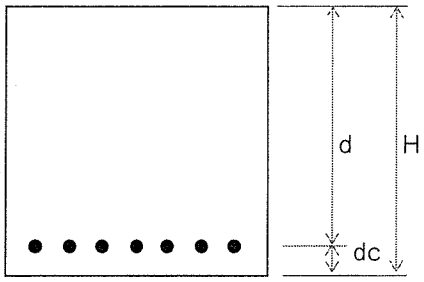
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 304.814 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 =	582.591	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)) = 172.425 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 172.425 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 237.97 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 238 mm O.K!!

3) 단면 B [H = 7.736m]

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	414.902	276.602	259.314

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2026.800 mm^2 [사용률 1.565]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 31.793 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06800 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1295.182 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 = 1726.91 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 32.325 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 644.890 kN · mm

ΦMn > Mu (= 414.902 kN · m) [사용률 = 1.554] ∴ O.K!!

나) 전단검토

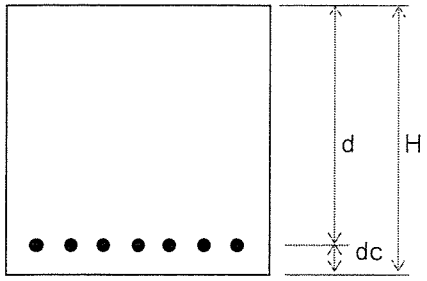
ΦVc=Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 276.602 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 =	259.314	kN· m,	As =	2026.800	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 146.25 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 150.299 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 150.299 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 25 / 2 = 87.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 305.20 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 305 mm O.K!!

4) 단면 C [H = 7.736m]

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	472.241	333.940	295.151

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm^2 ,	d1 = 100	mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm^2 [사용률 1.740]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 40.307 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.05300 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 2.00E+05 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1476.533 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\,Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400$$ ⇒ MAX As = 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 = 1968.71 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 40.982 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 813.595 kN · mm

ΦMn > Mu (= 472.241 kN · m) [사용률 = 1.723] ∴ O.K!!

나) 전단검토

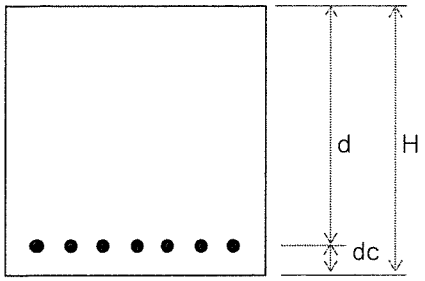
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 900.00 / 1000 = 698.35 kN

ΦVc= 698.35 > Vu = 333.940 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 =	295.151	kN· m,	As =	2569.600	mm^2
N =	4		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 162.85 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 135.817 MPa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 135.817 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 29 / 2 = 85.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 366.08 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 4 = 250 mm < 366 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	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8990.920		31366.736	1465.003		4973.226

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (31366.736 - 4973.226) / 8990.920 - 6.600 / 2

= -0.364 m

Mo = 8990.920 x 0.3644 = 3276.525 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	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	3971.722	-	18312.558	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12137.741		42345.093	2344.005		7957.162

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (42345.093 - 7957.162) / 12137.741 - 6.600 / 2

= -0.467 m

Mo = 12137.741 x 0.4669 = 5666.616 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	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
상 부	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	199.121	4.768	949.411
토 압	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	6.900	517.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8990.920		31366.736	1540.003		5490.726

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (31366.736 - 5490.726) / 8990.920 - 6.600 / 2

= -0.422 m

Mo = 8990.920 x 0.4220 = 3794.025 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	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	3971.722	-	18312.558	-	-	-
상 부	고정하중	3720.581	2.600	9673.511	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
토 압	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	6.900	724.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12137.741		42345.093	2449.005		8681.662

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (42345.093 - 8681.662) / 12137.741 - 6.600 / 2

= -0.527 m

Mo = 12137.741 x 0.5265 = 6391.116 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	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
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	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	9.000	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	6.900	517.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.500	6.900	2846.250
합 계		11101.269		38070.145	2315.979		10070.028

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (38070.145 - 10070.028) / 11101.269 - 6.600 / 2
= -0.778 m
Mo = 11101.269 x 0.7778 = 8634.072 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	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	3971.722	-	18312.558	-	-	-
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	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	751.333	4.850	3643.967	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	PL	-	-	-	581.561	4.768	2772.883
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	6.900	724.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	577.500	6.900	3984.750
합 계		15369.829		52439.020	3608.066		15439.295

e(편심거리) = Mo / V - B / 2
= (52439.020 - 15439.295) / 15369.829 - 6.600 / 2
= -0.893 m
Mo = 15369.829 x 0.8927 = 13720.710 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	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
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	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	199.121	4.768	949.411
	P_L	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	413.398	6.900	2852.446
합 계		11101.269		38061.145	2241.876		9558.724

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (38061.145 - 9558.724) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -0.733 m

M_o = 11101.269 × 0.733 = 8131.767 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	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	3971.722	-	18312.558	-	-	-
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	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	751.333	4.850	3643.967	-	-	-
상 재 토 압	P_D	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	P_L	-	-	-	581.561	4.768	2772.883
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	578.757	6.900	3993.424
합 계		15369.829		52439.020	3504.323		14723.469

e(편심거리) = M_o / V - B / 2

= (52439.020 - 14723.469) / 15369.829 - 6.600 / 2

= -0.846 m

M_o = 15369.829 × 0.846 = 13004.883 kN · m

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
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	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11101.269		38061.145	1828.479		6706.278

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38061.145 - 6706.278) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -0.476 m

Mo = 11101.269 x 0.4756 = 5279.322 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	4048.539	-	12434.059	-	-	-
	배 면 토	3971.722	-	18312.558	-	-	-
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	396.900	4.850	1924.965	-	-	-
	활 하 중	992.833	4.850	4815.242	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	PL	-	-	-	581.561	4.768	2772.883
토 압		-	-	-	2025.410	-	6438.104
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		16041.888		54729.750	2925.566		10730.045

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (54729.750 - 10730.045) / 16041.888 - 6.600 / 2

= -0.557 m

Mo = 16041.888 x 0.5572 = 8938.526 kN · m

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2998.918	-	9210.414	-	-	-
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	-	-	-
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	294.000	4.850	1425.900	-	-	-
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	199.121	4.768	949.411
	PL	-	-	-	363.476	4.768	1733.052
토 압		-	-	-	1265.881	-	4023.815
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11101.269		38061.145	1828.479		6706.278

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38061.145 - 6706.278) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -0.476 m

Mo = 11101.269 x 0.4756 = 5279.322 kN · m

② 설계하중

구 분		연직력및모멘트			수평력및모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4798.268	-	14736.663	-	-	-
	배 면 토	4707.226	-	21703.772	-	-	-
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	470.400	4.850	2281.440	-	-	-
	활 하 중	858.667	4.850	4164.533	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	318.594	4.768	1519.058
	PL	-	-	-	581.561	4.768	2772.883
토 압		-	-	-	2025.410	-	6840.486
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17762.031		60897.831	2925.566		11132.426

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (60897.831 - 11132.426) / 17762.031 - 6.600 / 2

= -0.498 m

Mo = 17762.031 x 0.4982 = 8849.296 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	2998.918	-	9210.414	277.100	-	734.931
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	271.842	-	1361.312
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	6.900	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	6.900	0.000
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	27.166	9.536	259.051
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	14.876	9.536	141.861
상 재 토 압	PD	-	-	-	239.054	4.768	1139.807
	PL	-	-	-	436.368	4.768	2080.601
토 압		-	-	-	1519.743	4.768	7246.135
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11101.269		38061.145	2786.148		12963.698

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38061.145 - 12963.698) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -1.039 m

Mo = 11101.269 x 1.0392 = 11536.742 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	2998.918	-	9210.414	277.100	-	734.931
	배 면 토	2942.016	-	13564.858	271.842	-	1361.312
상 부 하 중	고정하중	2755.986	2.600	7165.564	0.000	6.900	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	6.900	0.000
상 재 하 중	고정하중	294.000	4.850	1425.900	27.166	-	259.051
	활 하 중	536.667	4.850	2602.833	14.876	9.536	141.861
상 재 토 압	PD	-	-	-	239.054	4.768	1139.807
	PL	-	-	-	436.368	4.768	2080.601
토 압		-	-	-	1519.743	4.768	7246.135
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11101.269		38061.145	2786.148		12963.698

e(편심거리) = Mo / V - B / 2

= (38061.145 - 12963.698) / 11101.269 - 6.600 / 2

= -1.039 m

Mo = 11101.269 x 1.0392 = 11536.742 kN · m

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

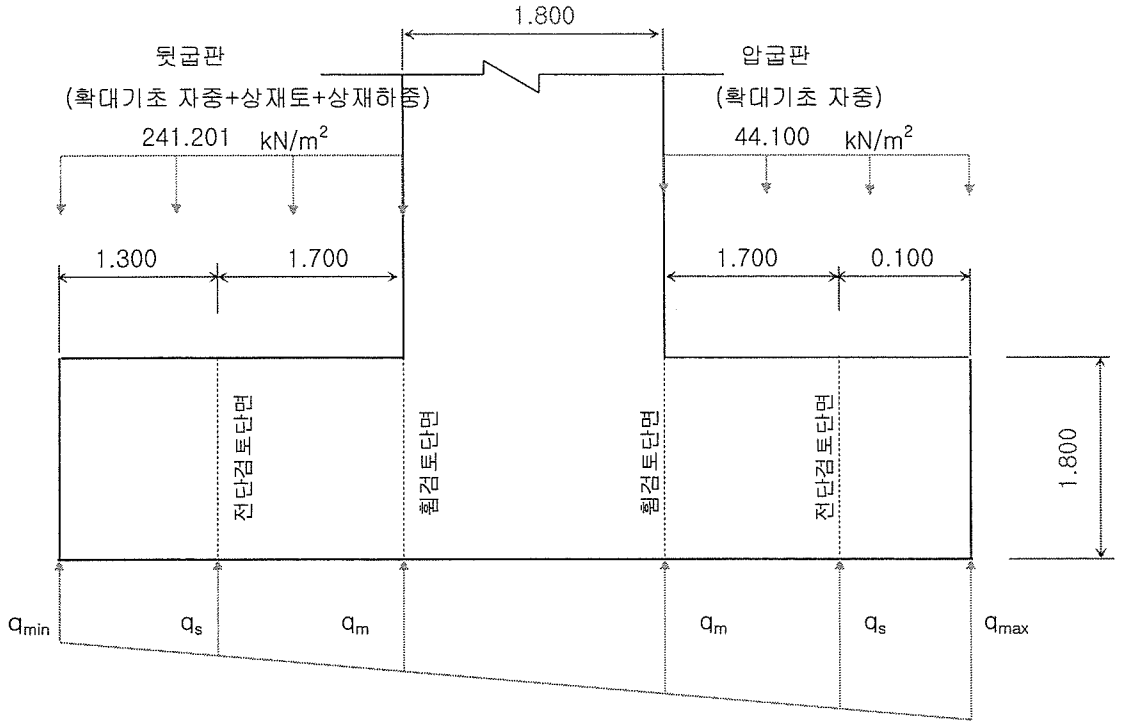
구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	8990.920	1465.003	3276.525	-0.364	
LOAD CASE2	8990.920	1540.003	3794.025	-0.422	
LOAD CASE3	11101.269	2315.979	8634.072	-0.778	
LOAD CASE4	11101.269	2241.876	8131.767	-0.733	
LOAD CASE5	11101.269	1828.479	5279.322	-0.476	
LOAD CASE6	11101.269	1828.479	5279.322	-0.476	
LOAD CASE7	11101.269	2786.148	11536.742	-1.039	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	12137.741	2344.005	5666.616	-0.467	
LOAD CASE2	12137.741	2449.005	6391.116	-0.527	
LOAD CASE3	15369.829	3608.066	13720.710	-0.893	
LOAD CASE4	15369.829	3504.323	13004.883	-0.846	
LOAD CASE5	16041.888	2925.566	8938.526	-0.557	
LOAD CASE6	17762.031	2925.566	8849.296	-0.498	
LOAD CASE7	11101.269	2786.148	11536.742	-1.039	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	11101.269	2315.979	8634.072	15369.829	3608.066	13720.710
축 력 최대시	11101.269	2241.876	8131.767	17762.031	2925.566	8849.296
지 진 시	11101.269	2786.148	11536.742	11101.269	2786.148	11536.742

6.5 기초 단면검토



가. 기초 하중 집계

- 사용하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	11101.269	2315.979	8634.072	0.778	
축 력 최대시	11101.269	2241.876	8131.767	0.733	
지 진 시	11101.269	2786.148	11536.742	1.039	

- 극한하중 재하시

조합경우	Σ V	Σ H	Σ M	편심	비고
모멘트 최대시	15369.829	3608.066	13720.710	0.893	
축 력 최대시	17762.031	2925.566	8849.296	0.498	
지 진 시	11101.269	2786.148	11536.742	1.039	

나. 지반 반력

$$q_{max,min} = \frac{\Sigma V}{BL}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right), \quad e \le \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (사다리꼴 분포)}$$

$$q_{max} = \frac{2V}{Lx}, \quad x = 3\left(\frac{B}{2} - e\right)$$

$$, \quad e > \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (삼각형 분포)}$$

- 사용하중 재하시

조합경우	Σ V	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	11101.269	6.600	5.600	0.778	512.728	87.990	
축 력 최대시	11101.269	6.600	5.600	0.733	500.373	100.345	
지 진 시	11101.269	6.600	5.600	1.039	584.124	16.594	

- 극한하중 재하시

조합경우	Σ V	B	L	편심	q_{max}	q_{min}	비고
모멘트 최대시	15369.829	6.600	5.600	0.893	753.333	78.367	
축 력 최대시	17762.031	6.600	5.600	0.498	698.237	262.912	
지 진 시	11101.269	6.600	5.600	1.039	584.124	16.594	

다. 앞굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	512.728	87.990	396.890	506.293	696.625	46.541	1.00
축 력 최대시	500.373	100.345	391.274	494.312	680.249	45.324	1.00
Max.					696.625	46.541	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	753.333	78.367	569.252	743.107	1024.549	68.868	1.35
축 력 최대시	698.237	262.912	579.512	691.641	952.725	62.438	1.60
지 진 시	584.124	16.594	429.343	575.525	791.257	53.572	1.00
Max.					1024.549	68.868	

라. 뒷굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	512.728	87.990	281.053	171.651	399.855	144.795	1.0
축 력 최대시	500.373	100.345	282.176	179.138	361.105	131.897	1.0
Max.					399.855	144.795	

- 극한하중 재하시

조합경우	q_{max}	q_{min}	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	753.333	78.367	385.170	211.315	652.439	235.014	1.35
축 력 최대시	698.237	262.912	460.787	348.658	256.731	104.178	1.60
지 진 시	584.124	16.594	274.562	128.380	575.317	219.328	1.00
Max.					652.439	235.014	

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	652.439	235.014	399.855

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm^2 [사용률 1.483]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 24.922 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.16808 > 0.004 - O.K -

εy = fy / Ey = 400 / 200000 = 0.00200

☞ εt > 0.005 이므로 인장지배단면 , ϕ_f = 0.9 적용

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

→ Req As = 1071.372 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 = 1428.50 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 25.340 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 965.099 kN · mm

ΦMn > Mu (= 652.439 kN · m) [사용률 = 1.479] ∴ O.K!!

나) 전단검토

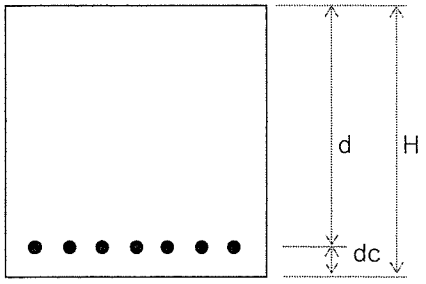
ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 235.014 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 =	399.855	kN· m,	As =	1588.800	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = − (n · As / b) + (n · As / b · √(1 + (2 · b · d/n · As)) = 183.65 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 153.572 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 153.572 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 16 / 2 = 92 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 282.79 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 283 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 1588.800 = 317.760 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

2) 앞굽판

fck = 30 Mpa fy = 400 Mpa k1 = 0.836 , Φf = 0.90 , Φv = 0.85

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1024.549	68.868	696.625

가) 휨검토

Use As (1단)	:	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 = 100 mm
Use As (2단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm
Use As (3단)	:	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm^2 [사용률 1.358]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 35.953 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.11559 > 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 = 1687.234 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 = 2249.65 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) = 1387.623 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1024.549 kN · m) [사용률 = 1.354] ∴ O.K!!

나) 전단검토

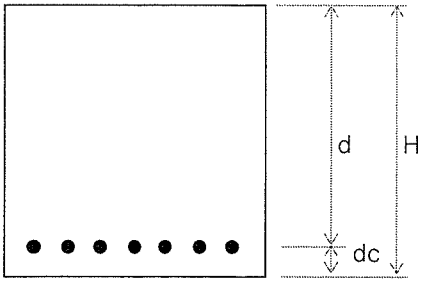
ΦVc=Φ × 1/6 × √fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 1700.00 / 1000 = 1319.10 kN

ΦVc= 1319.10 > Vu = 68.868 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 =	696.625	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)) = 218.06 mm

f s = M / (As (d − x / 3)) = 186.773 MPa

f st = fs (H −Dc_min − x) / (D − x) = 186.773 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 − 19 / 2 = 90.5 mm

S = min [375 · (210 / fst) − 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 195.39 mm

최외단철근 평균배근간격 = 1000 / 8 = 125 mm < 195 mm O.K!!

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

0.0020 b · t = 0.0020 × 1000 × 1800 = 3600.00 mm^2

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800㎟보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10 1800.00 mm^2

인 장 측 1	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 2 :	H	0	@	0	[	0.00	ea/m	]	=	0.000 mm^2
압 축 측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m	]	=	1324.000 mm^2

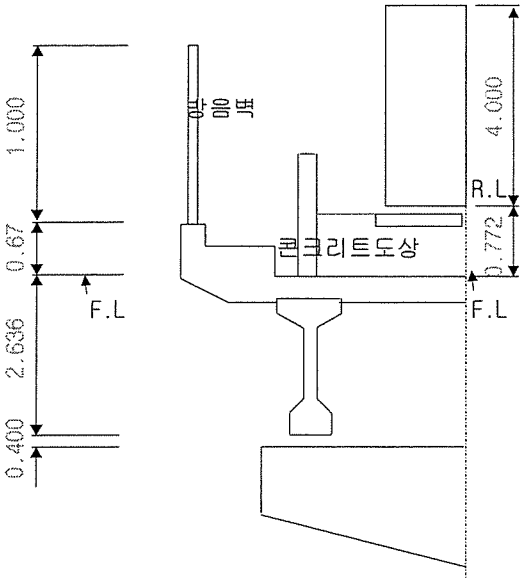
→ Use As (total) = 2648.000 mm^2 ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

0.2 × 사용주철근 = 0.2 × 2292.000 = 458.400 mm^2 < 2648.000 mm^2 O.K!!

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012>

▣ 원심하중 = 5.608 M

▣ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 3.808 M

▣ 풍하중(열차비재하) = 2.553 M

풍하중(열차재하) = 4.104 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.986 kN

R_{d1} = 946.106 kN

나) 활하중 (충격 포함)

▣ 상시

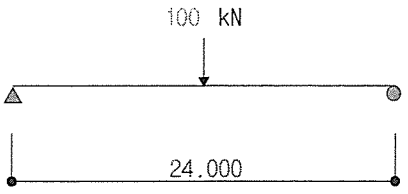
$\sum R_L$ = 1771.967 kN

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 × 3.808 = 190.400 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	190.400	5.780	1.700	56.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	56.000	↓

③ 적용하중

H_{Lf} = 50.000 / 3 shoe

= 16.667 kN

P_{Lf} = 56.000 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 × 5.608 = 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 × 4.306 × 14.975 = 193.447 kN

M_n = 193.447 × 2.553 = 493.87 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	493.870	5.780	1.700	145.256	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	145.256	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

상부구조 W_t = 1.500 × 7.408 × 14.975 = 166.402 kN

M_t = 166.402 × 4.104 = 682.914 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	682.914	5.780	1.700	200.857	↑
G2			1.700	200.857	↓

③ 적용하중

H_w = 166.402 / 3 shoe

= 55.467 kN

P_w = 200.857 kN

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

P_E = 1451.524 kN

M_c = 1451.524 × 0.400 = 580.610 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	580.610	5.780	1.700	170.768	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	170.768	↓

H_E = 485.116 kN

R_E = 170.768 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	2068.724	72.134	0.80
	지진시	1982.635	485.116	
교축 방향	상시	1811.867	0.000	0.80
	지진시	1811.867	0.000	

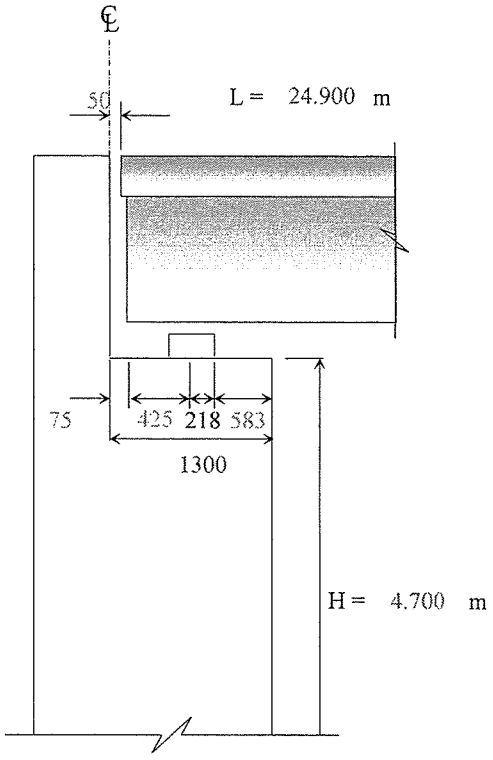
라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2068.724	72.134	1532.388	53.433	1.35
	지진시	1982.635	485.116	1416.168	346.511	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 (°)

$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 4.70) \times (1+0.000125 \times 0.0) = 272.89$

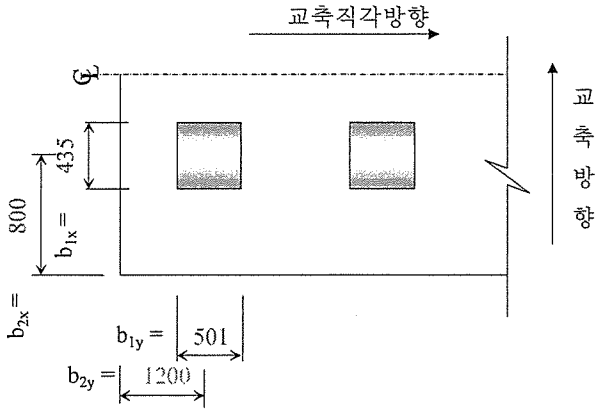
나) 연단 거리에 대한 검토

$S_1 = 425$ 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



$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2175.0$ mm

$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0$ mm

$A_{sx1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 435 / 1600) \times 1449493.6 / 180$

$= 1465.9$ ㎟

$A_{sx1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 435 / 1600) \times 1294190.7 / 180$

$= 1308.8$ ㎟

$A_{sy1(상시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 501 / 2400) \times 1532388.2 / 180$

$= 1684.0$ ㎟

$A_{sy1(지진시)} = ¼ \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$

$= ¼ \times (1 - 501 / 2400) \times 1416167.521 / 180$

$= 1556.3$ ㎟

나) 수평하중에대한 보강

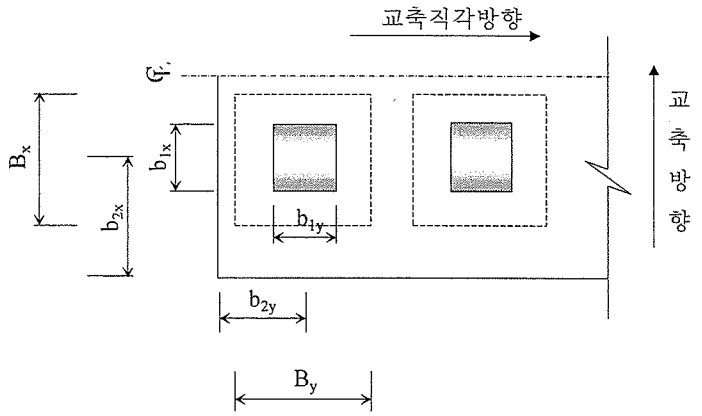
$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 상시

$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0$ ㎟ - 지진시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 53433 / 180 = 296.8$ ㎟ - 상시

$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 346511 / 180 = 1925.1$ ㎟ - 지진시

다) 철근 보강 범위



▣ 교축직각방향

B_x = b_{1x} + b_{2y} = 435 + 1200 = 1635.0 mm

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2$ = 817.5 mm 보다 작으므로 보정 필요.

Bx = b2x + (b1x + b2y) / 2

= 800 + (435 + 1200) / 2 = 1617.5 mm

▣ 교축방향

B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 800 = 1301.0 cm

라) 철근량 산정

▣ 교축직각방향

$A_{sy(상시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1684.000 + 296.848 = 1980.848 ㎟

$A_{sy(지진시)}$ = $A_{sy1} + A_{sy2}$ = 1556.300 + 1925.063 = 3481.363 ㎟

B_y = 1301.0 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sy} = H 16 - 10 EA × 2 단 = 3972.000 ㎟ > 3481.363 ㎟ **- O.K -**

▣ 교축방향

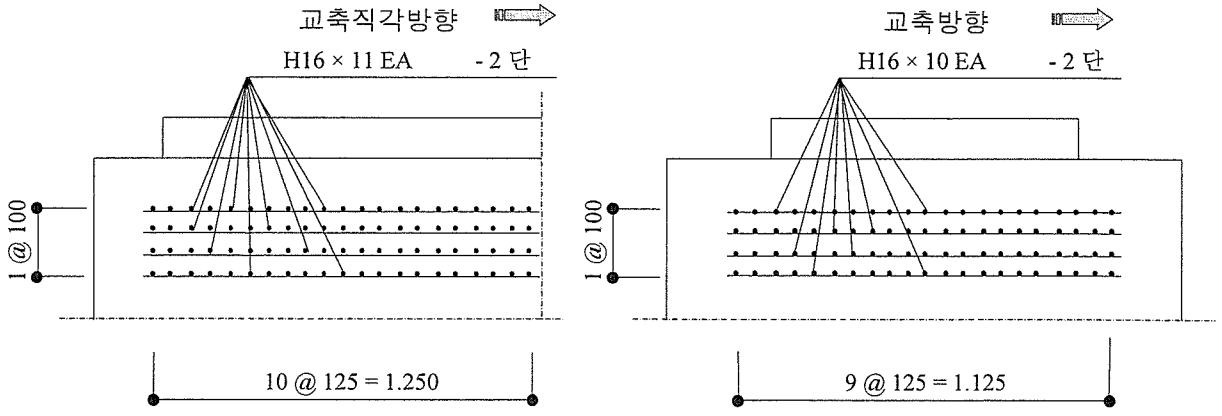
$A_{sx(상시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1465.900 + 0.000 = 1465.900 ㎟

$A_{sx(지진시)}$ = $A_{sx1} + A_{sx2}$ = 1308.800 + 0.000 = 1308.800 ㎟

B_x = 1617.5 mm 범위에 (CTC 125)

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 2 단 = 4369.200 ㎟ > 1465.900 ㎟ **- O.K -**

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{346511.4}{180} = 1925.06 \text{ ㎟}$$

Use A_{sy} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 1925.063 ㎟ **- O.K -**

(CTC 125)

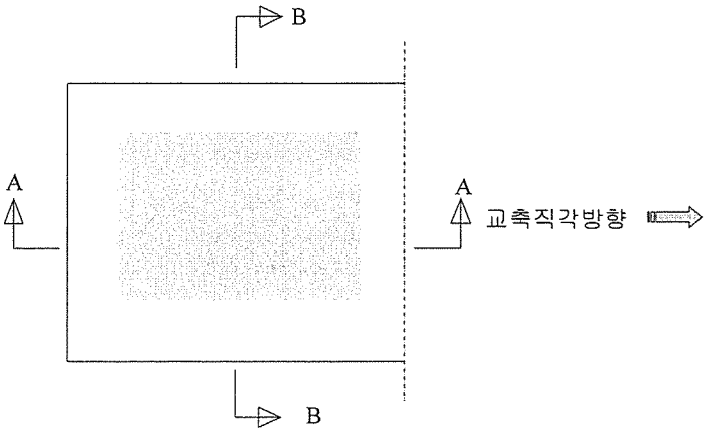
나) 교축방향

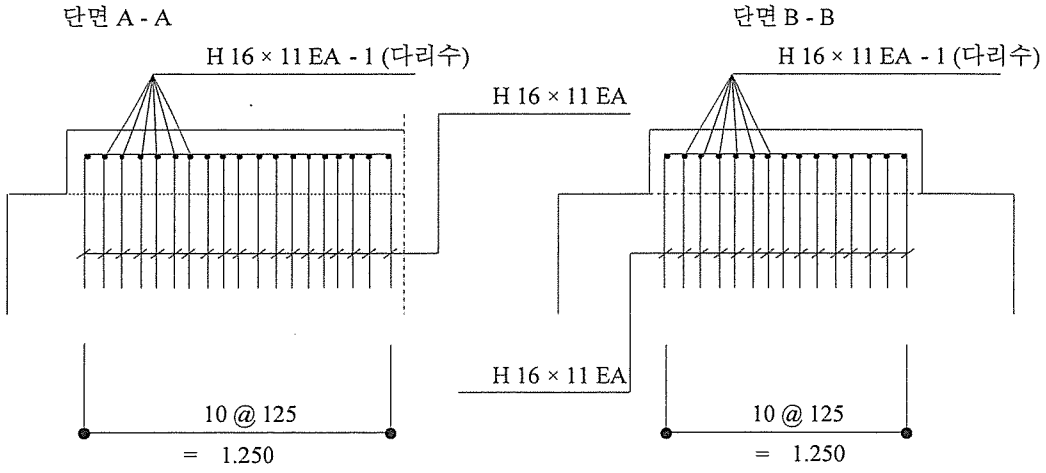
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \text{ ㎟}$$

Use A_{sx} = H 16 - 11 EA × 1 ea = 2184.600 ㎟ > 0.000 ㎟ **- O.K -**

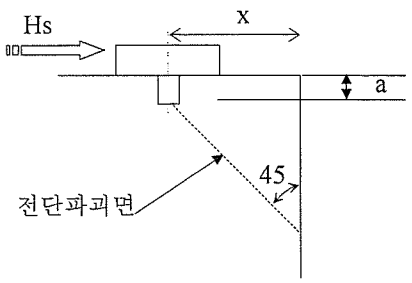
(CTC 125)

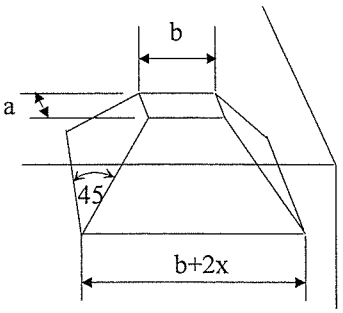
다) 철근배치도





6) 교좌면 전단응력 검토





가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{346511}{4923160} = 0.070 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4923160 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 346511 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2302340} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2302340 \text{ mm}^2$

V : 전단응력 (MPa) V_{sa} = 0.70 MPa

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm^2)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N)= 0 N

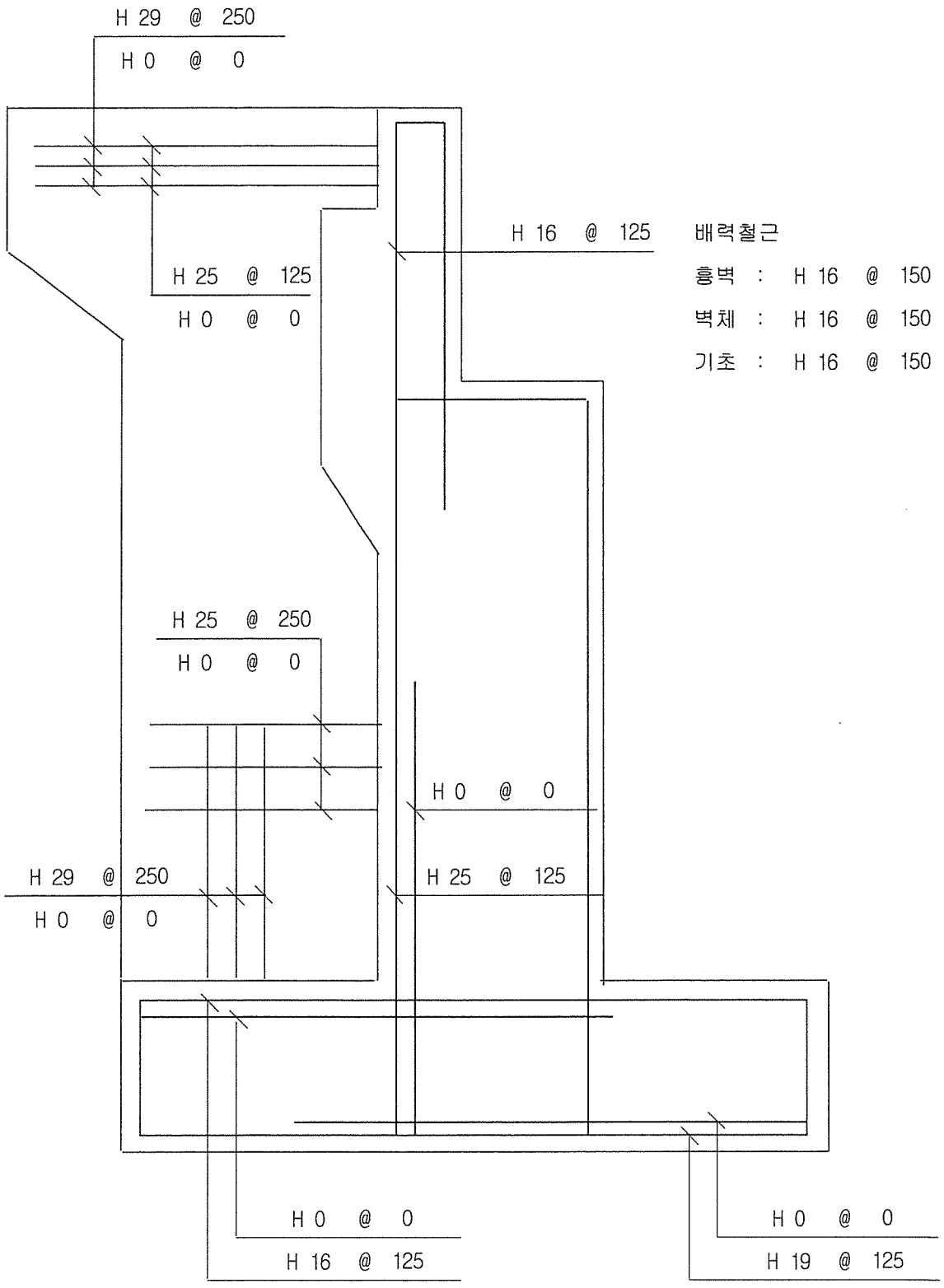
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 435 mm

8.주철근 조립도

산운교 교대 A2



배력철근

흉벽 : H 16 @ 150

벽체 : H 16 @ 150

기초 : H 16 @ 150

5.3 교각공

5.3.1 P1

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; SPC + PSC BEAM

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 49.000 m

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 24.000 m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = 8.500 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 (%) ;

SPC (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.032}$

PSC BEAM (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126}$

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)

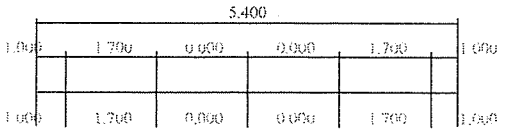
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

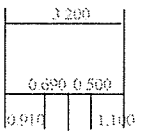
2. 단 면 가 정 P1

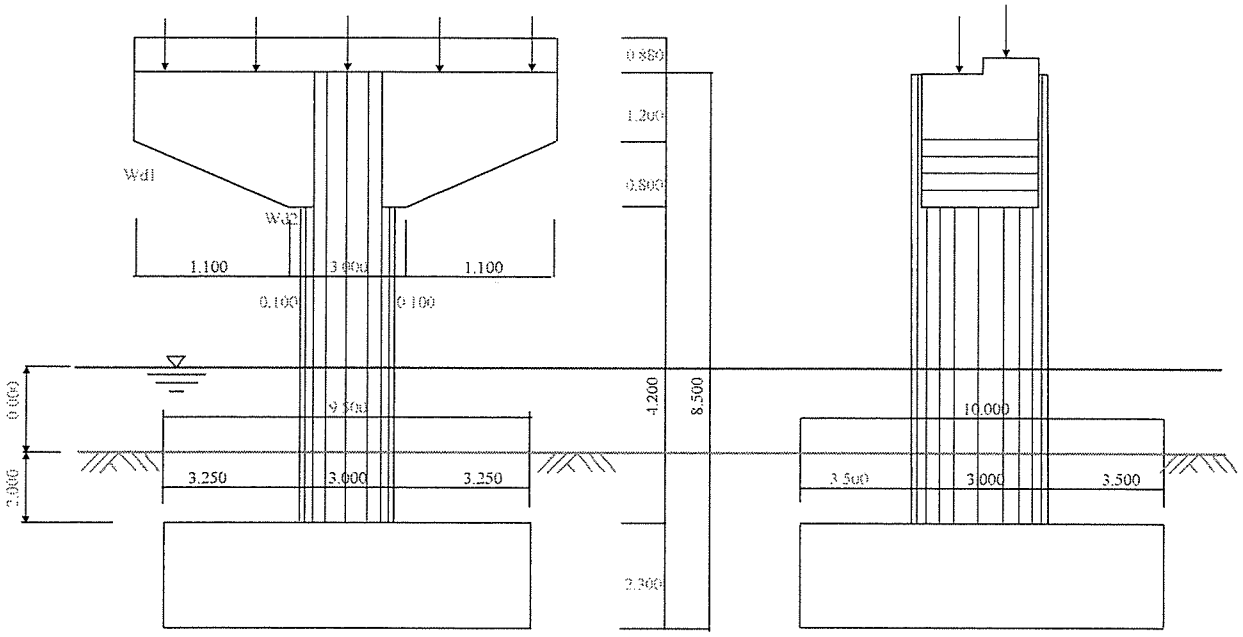
1.1 교각 단면 제원

1) 교축직각방향

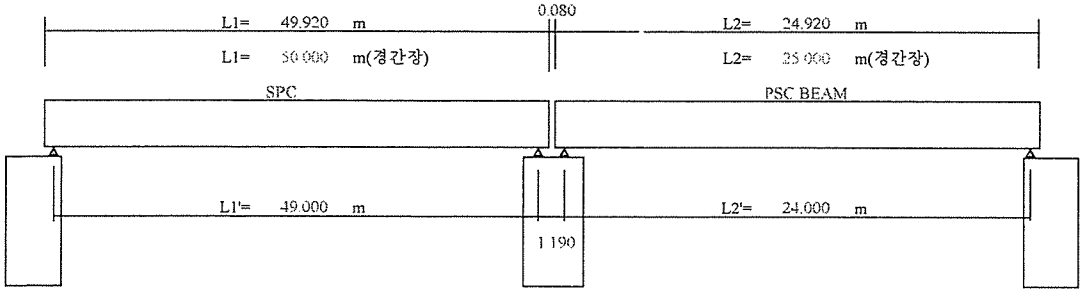


2) 교축 방향



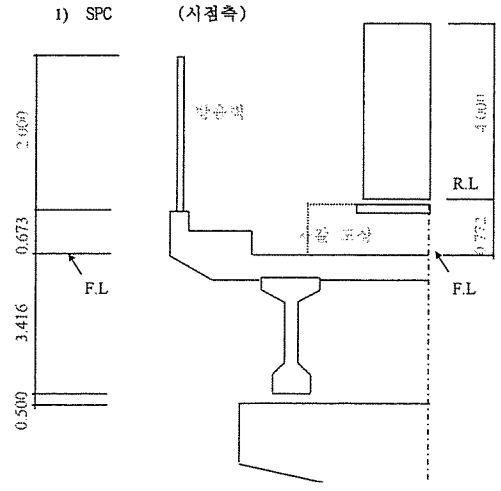


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) SPC (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 6.488 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

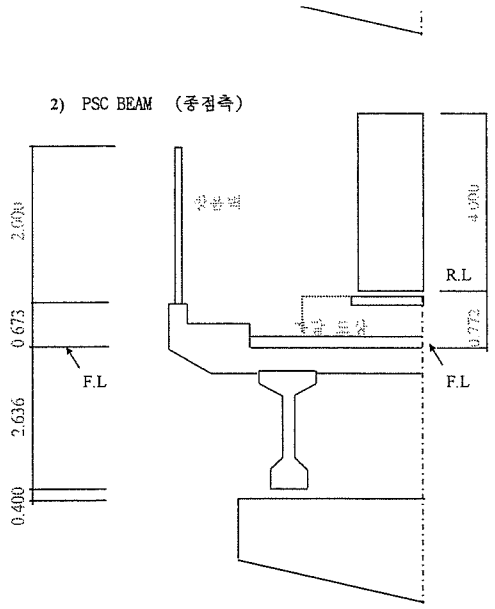
= 4.688 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.5445 M

풍하중(열차재하) = 4.594 M

▶ 지진하중(고정하중) = 2.208 M

2) PSC BEAM (종점측)



▶ 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)	SPC	2273.00		2077.00		2223.00		6573.00
	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
계		3219.00	0.00	2944.00	0.00	3165.00		9328.00

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.200 x 3.200 x 24.500 = 94.080 kN/m

Wd2 = 2.000 x 3.200 x 24.500 = 156.800 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 3.000^2 x 24.500 x 4.200 = 727.357 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.300 x 10.000 x 24.500 = 563.500 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- SPC(50m)

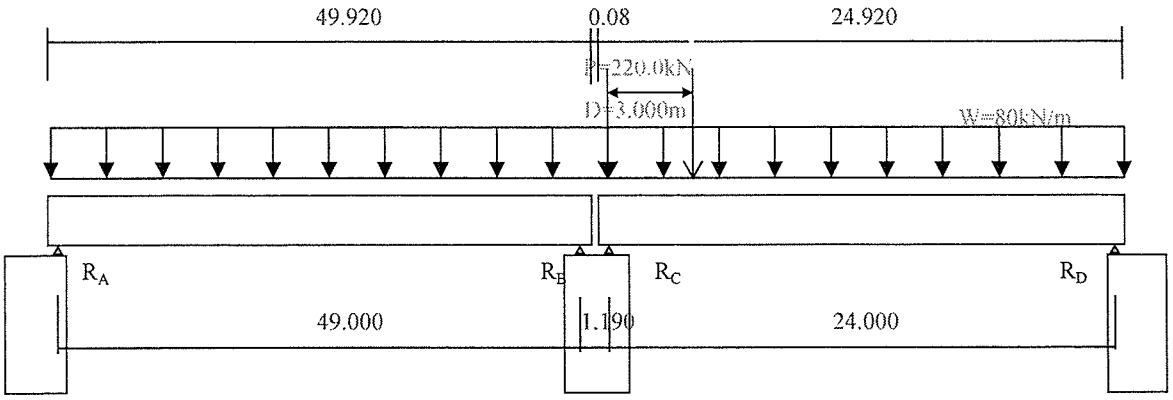
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.200	0.000	0.450	0.000	0.360		1.01
보도 하중 (단선)	1.080	0.000	0.180	0.000	-0.260		1.00

- 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 = 1981.315 KN , R_C = 1409.300 KN

R_B = 2012.285 KN , R_D = 1024.300 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.85 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.85 × 5.00 × 49.92 × 1/2 = 106.080 KN

W_c = 0.85 × 5.00 × 24.92 × 1/2 = 52.955 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	517.02	0.00	924.62	0.00	696.84		2138.49
R_{LC}	309.62	0.00	701.43	0.00	451.15		1462.20
$\sum R_L$	826.64	0.00	1626.06	0.00	1147.99		3600.69

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	529.81	0.00	953.39	0.00	719.85		2203.05
R_{LC}	342.41	0.00	788.58	0.00	509.42		1640.41
$\sum R_L$	872.22	0.00	1741.96	0.00	1229.28		3843.45

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.

∑ PLf					=	0.000	kN
MLfb	=	0.000	×	4.688	=	0.000	kN·m
MLfc	=	0.000	×	3.808	=	0.000	kN·m
∑ MLf					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- SPC

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

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 = 49.000 , 24.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\,(max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.439}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\,(max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.439 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... c 지점}$$

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	×	6.488	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.608	=	0.000	kN·m
∑ Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

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 2138.49 kN , 지점c 1462.20 kN

Pcb =	2138.49	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc =	1462.20	×	0.000	=	0.000 kN
∑ Pc				=	0.000 kN
Mcb =	0.000	×	6.488	=	0.000 kN·m
Mcc =	0.000	×	5.608	=	0.000 kN·m
∑ Mc				=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

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	×	3.200	=	19.200	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.000	×	0.6	=	5.400	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	6.089	×	24.960	=	455.944	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.309	×	12.460	=	198.450	kN
	Mn3b	=	455.944	×	3.5445			=	1616.094	kN·m
	Mn3c	=	198.450	×	3.055			=	606.166	kN·m
	∑		Mn3					=	2222.26	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

$Rni = Mn3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

Rnb1	=	1616.094	×	1.700	/	5.780	=	475.322 kN
Rnb2	=	1616.094	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	1616.094	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb4	=	1616.094	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb5	=	1616.094	×	-1.700	/	5.780	=	-475.322 kN

- PSC BEAM

$Rni = Mn3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

Rnc1	=	606.17	×	1.700	/	5.780	=	178.284 kN
Rnc2	=	606.17	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc3	=	606.17	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc4	=	606.17	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc5	=	606.17	×	-1.700	/	5.780	=	-178.284 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1 =	1.500	×	2.000	×	3.200		=	9.600	kN
기둥	Wt2 =	1.500	×	3.000	×	0.6		=	2.700	kN/m
상부구조	Wn3b =	1.500	×	8.188	×	24.960		=	306.559	kN
	Wn3c =	1.500	×	7.408	×	12.460		=	138.456	kN
	Mn3b =	306.559	×	4.594				=	1408.332	kN·m
	Mn3c =	138.456	×	4.104				=	568.223	kN·m
	∑	Mn3						=	1976.555	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnb1 =	1408.332	×	1.700	/	5.780	=	414.215	kN
Rnb2 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1408.332	×	-1.700	/	5.780	=	-414.215	kN

- PSC BEAM

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnc1 =	568.223	×	1.700	/	5.780	=	167.124	kN
Rnc2 =	568.223	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc3 =	568.223	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc4 =	568.223	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc5 =	568.223	×	-1.700	/	5.780	=	-167.124	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) 충돌하중

▣ 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	$H_{EB(교직)}$	136.02		158.10		136.01	430.13	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	693.35		681.28		693.33	2067.95	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	114.86		115.28		114.79	344.93	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 430.133 × 2.208 = 949.733 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 344.925 × 1.718 = 592.582 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

R_{Eb1} = 949.733 × 1.700 / 5.780 = 279.333 kN

R_{Eb2} = 949.733 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb3} = 949.733 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 949.733 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb5} = 949.733 × -1.700 / 5.780 = -279.333 kN

- PSC BEAM

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 592.582 \times 1.700 / 5.780 = 174.289 \ kN$

$R_{EC2} = 592.582 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 592.582 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 592.582 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 592.582 \times -1.700 / 5.780 = -174.289 \ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	662.084	4,653.929	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	334.07		388.33		334.07	1056.47	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	1702.95		1673.32		1702.91	5079.18	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	282.12		283.14		281.93	847.19	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 1056.466 \times 2.208 = 2332.677 \ kN·m$

$M_{ec(교직)} = 847.185 \times 1.718 = 1455.464 \ kN·m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{Eb1} = 2332.677 \times 1.700 / 5.780 = 686.081 \ kN$

$R_{Eb2} = 2332.677 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb3} = 2332.677 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb4} = 2332.677 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb5} = 2332.677 \times -1.700 / 5.780 = -686.081 \ kN$

- PSC BEAM

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 1455.464 \times 1.700 / 5.780 = 428.078 \ kN$

$R_{EC2} = 1455.464 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 1455.464 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 1455.464 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 1455.464 \times -1.700 / 5.780 = -428.078 \ kN$

$P_E = 1056.47 + 847.185 = 1903.651 \ kN$

$Mc = 1903.651 \times 2.208 = 4203.261 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	1,626.170	11430.70	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	6573.000	kN	2755.000	kN
편 심	0.690	m	-0.500	m

Md = 6573 × 0.690 + 2755 × -0.500 = 3157.870 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	2138.488	kN	1462.202	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.690	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 2138.49 × 0.690 + 1462.20 × -0.500 = 744.456 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.690 + 0.00 × -0.500 = 0.000 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	2203.047	kN	1640.407	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.690	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 2203.05 × 0.690 + 1640.41 × -0.500 = 699.899 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.690 + 0.00 × -0.500 = 0.000 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.200 × 5.400 = 19.440 kN

3.000 × 0.800 × 4.300 = 10.320 kN

(19.440 + 10.320) / 5.400 = 5.511 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 3.000 × 0.6 = 5.400 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.200 × 5.400 = 9.720 kN

1.500 × 0.800 × 4.300 = 5.160 kN

(9.720 + 5.160) / 5.400 = 2.756 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 3.000 × 0.6 = 2.700 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 × 50.000 = 1000.000 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 × 50.000 = 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 = 6573.00 + 2012.285 = 8585.285 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 1000.00 - 643.896 (제동하중)

= 1000.00 - 643.896 (시동하중)

= 356.10 < T/2 = 500.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 356.10 < T/2 = 500.00 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 500.00 kN(제동하중), 500.00 kN(시동하중)

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

Rm = 2755.00 + 1409.30 = 4164.300 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 624.645 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 624.645 > 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 × 49.920 = 299.520 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.52 - 492.975

= -193.46 < T/2 = 149.76

∴ Tf = 149.76 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 2 × 3 × 24.920 = 149.520 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 413.250 > T/2 = 74.760

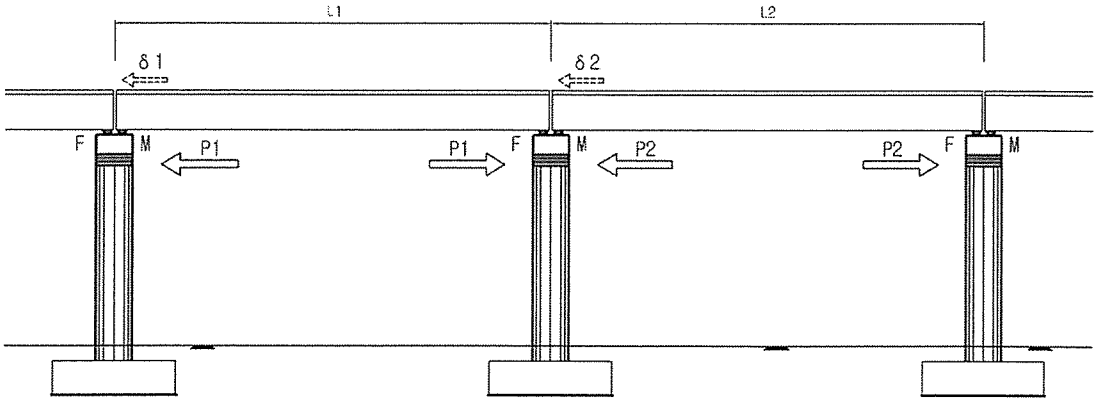
∴ Tm = 74.76 kN

TL = T_b + T_c = 149.760 + 74.760 = 224.520 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 = 6573.00 × 0.150 = 985.950 kN

Ts2 = 2755.00 × 0.150 = 413.250 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 8776.05 × 0.150 = 1316.407 kN

Ts2' = 4395.41 × 0.150 = 659.311 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 × 49.000 = 0.00735 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

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

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 10116.287 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.976 m^4

L : 6.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	985.950	10116.287	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1316.407	10616.287	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 4954.916 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.976 m^4

L : 6.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	413.250	4954.916	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	659.311	5367.416	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	985.950	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	816.407	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥하단	2126.38	13014.86	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

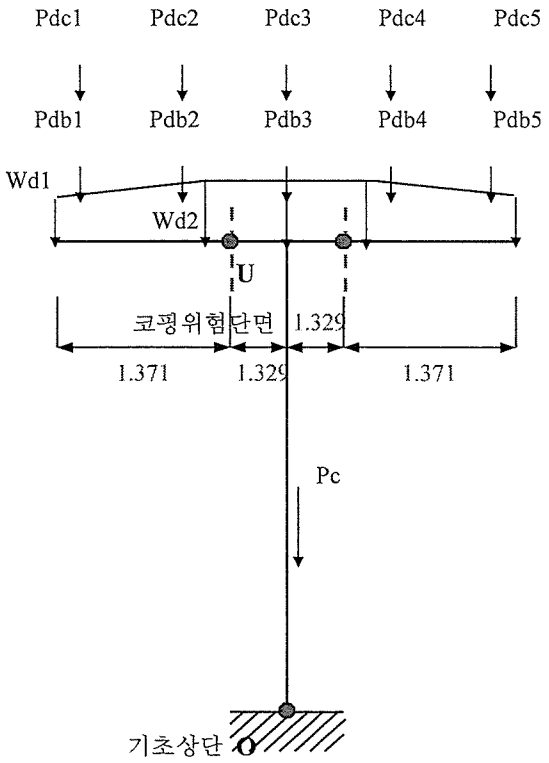
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥하단	5222.69	31966.33	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

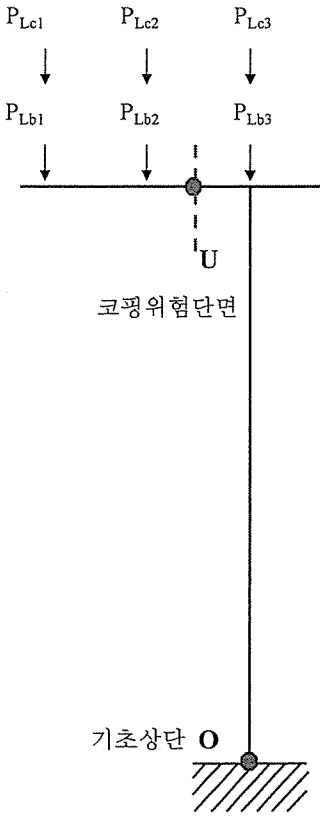
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	2273.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	2077.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	2223.00	kN
Pdc1	=	946.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	867.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	942.00	kN
Wd1	=	94.080	kN/m
Wd2	=	156.800	kN/m
Pc	=	727.357	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	2273.000	0.371	2273.000	842.509	1.700	2273.000	3864.100
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	2077.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	2077.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	2223.000	0.371	2223.000	823.976	-1.700	2223.000	-3779.100
Pcd1	946.000	0.371	946.000	350.644	1.700	946.000	1608.200
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	867.000	-1.329	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	0.371	942.000	349.161	-1.700	942.000	-1601.400
Wd1	125.44	0.637	137.984	87.94082921	0.000	275.968	0.000
Wd2	156.800	0.135	42.43942713	5.743319437	0.000	501.760	0.000
Pc	727.357	-1.329	0.000	0	0.000	727.357	0.000
합 계			**4676.42**	**1286.837**		**10833.085**	**91.800**

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	517.023	kN	PLb1	=	529.807	kN
PLb2	=	0.000	kN	PLb2	=	0.000	kN
PLb3	=	924.623	kN	PLb3	=	953.387	kN
PLb4	=	0.000	kN	PLb4	=	0.000	kN
PLb5	=	696.842	kN	PLb5	=	719.853	kN
PLc1	=	309.62	kN	PLc1	=	342.41	kN
PLc2	=	0.00	kN	PLc2	=	0.00	kN
PLc3	=	701.43	kN	PLc3	=	788.58	kN
PLc4	=	0.00	kN	PLc4	=	0.00	kN
PLc5	=	451.15	kN	PLc5	=	509.42	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	517.023	0.371	517.023	191.640	1.700	517.023	878.940
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	924.623	-1.329	0.000	0.000	0.000	924.623	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	696.842	0.371	696.842	258.291	-1.700	696.842	-1184.631
PLc1	309.618	0.371	309.618	114.763	1.700	309.618	526.351
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	701.433	-1.329	0.000	0.000	0.000	701.433	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	451.150	0.371	451.150	167.223	-1.700	451.150	-766.956
합 계			**1147.992**	**425.514**		**3600.690**	**546.296**

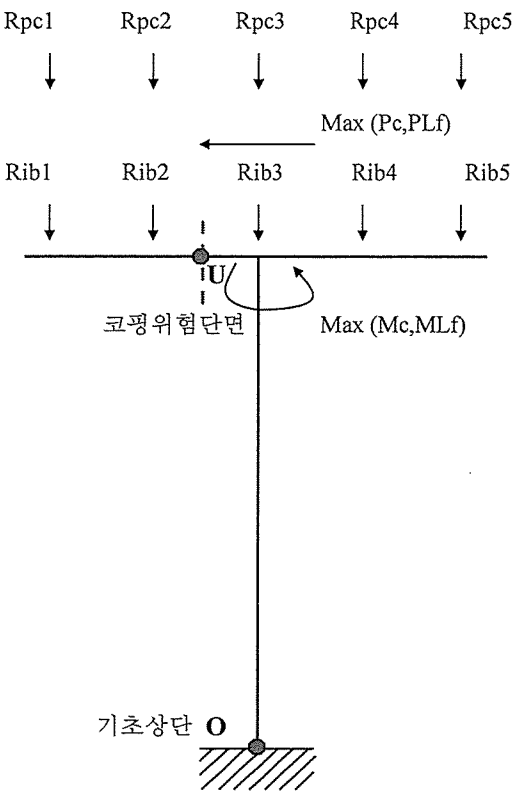
Moy= **744.456** kN·m　　Ho= 0.000 kN

▶ 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	529.807	0.371	529.807	196.378	1.700	529.807	900.673
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	953.387	-1.329	0.000	0.000	0.000	953.387	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	719.853	0.371	719.853	266.820	-1.700	719.853	-1223.750
PLc1	342.408	0.371	342.408	126.917	1.700	342.408	582.094
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	788.576	-1.329	0.000	0.000	0.000	788.576	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	509.423	0.371	509.423	188.823	-1.700	509.423	-866.020
합 계			**1229.276**	**455.643**		**3843.454**	**607.003**

Moy= **699.899** 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)

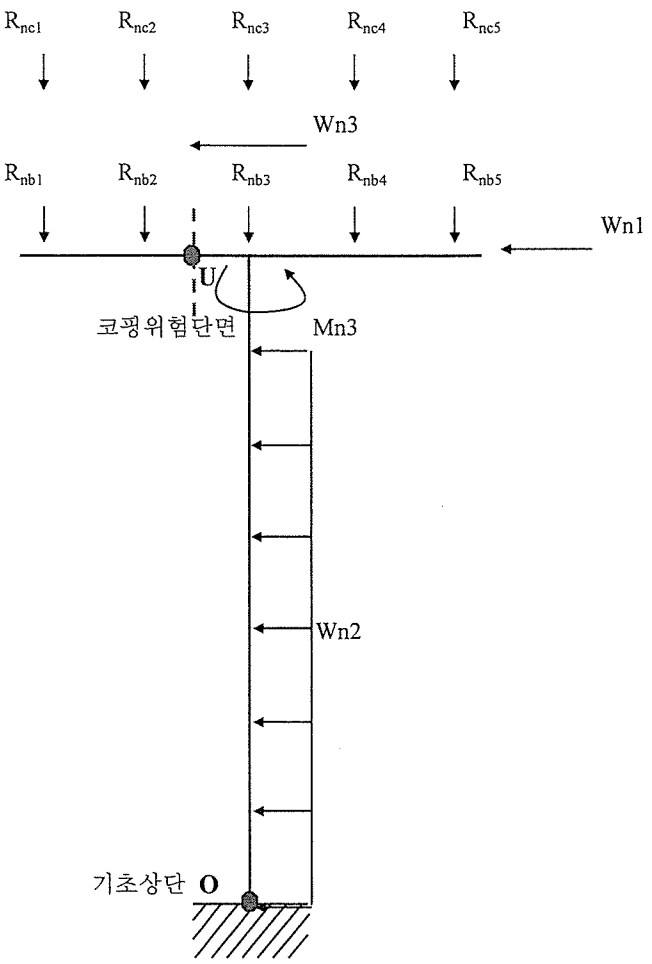
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

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	0.371	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	-1.329	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	0.371	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.371	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	-1.329	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	0.371	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	**0.000**	-	-	-	6.640	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

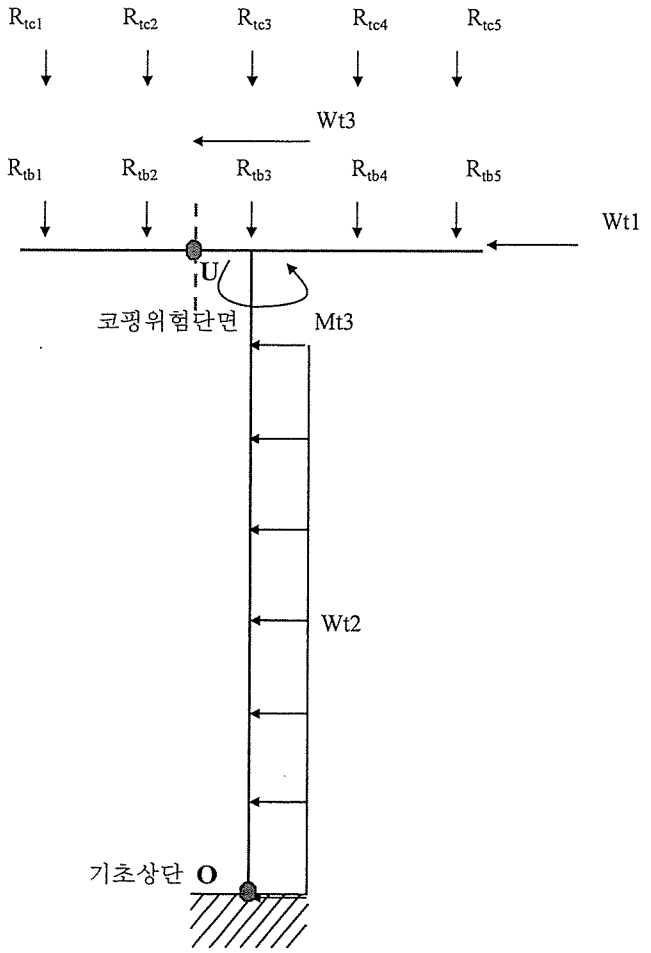


Wn1	=	19.200	kN
Wn2	=	5.400	kN/m
Wn3b	=	455.944	kN
Wn3c	=	198.450	kN
Mn3	=	2222.260	kN·m

Rnb1	=	475.322	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-475.322	kN
Rnc1	=	178.284	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-178.284	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	475.322	0.371	475.322	176.183	1.700	475.322	808.047
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.329	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	-475.322	0.371	-475.322	-176.183	-1.700	-475.322	808.047
Rnc1	178.284	0.371	178.284	66.083	1.700	178.284	303.083
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.329	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	-178.284	0.371	-178.284	-66.083	-1.700	-178.284	303.083
Wn1	**19.20**	-	-	-	6.640	-	127.488
Wn2	**22.68**	-	-	-	2.100	-	47.628
Wn3	**654.39**	-	-	-	6.640	-	4345.176
합 계	**696.274**		**653.606**	**242.265**		**0.000**	**6742.552**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

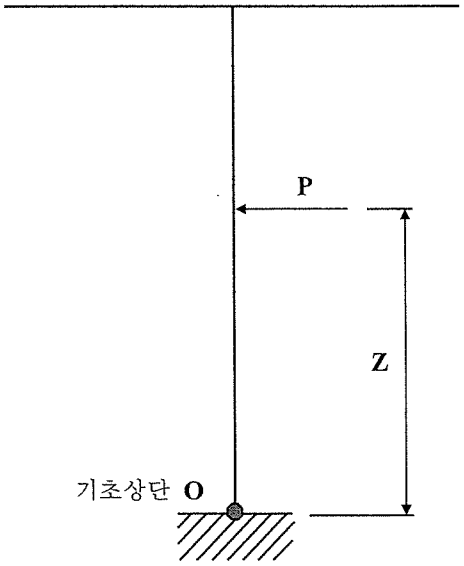


Wt1	=	9.600	kN
Wt2	=	2.700	kN/m
Wt3b	=	306.559	kN
Wt3c	=	138.456	kN
Mt3	=	1408.332	kN·m

Rtb1	=	414.215	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-414.215	kN
Rtc1	=	167.124	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-167.124	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	414.215	0.371	414.215	153.533	1.700	414.215	704.166
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.329	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	-414.215	0.371	-414.215	-153.533	-1.700	-414.215	704.166
Rtc1	167.124	0.371	167.124	61.946	1.700	167.124	284.112
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.329	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	-167.124	0.371	-167.124	-61.946	-1.700	-167.124	284.112
Wt1	**9.60**	-	-	-	6.640	-	63.744
Wt2	**11.34**	-	-	-	2.100	-	23.814
Wn3	**445.02**	-	-	-	6.640	-	2954.900
합 계	**465.955**		**581.340**	**215.479**		**0.000**	**5019.013**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	2.000	m

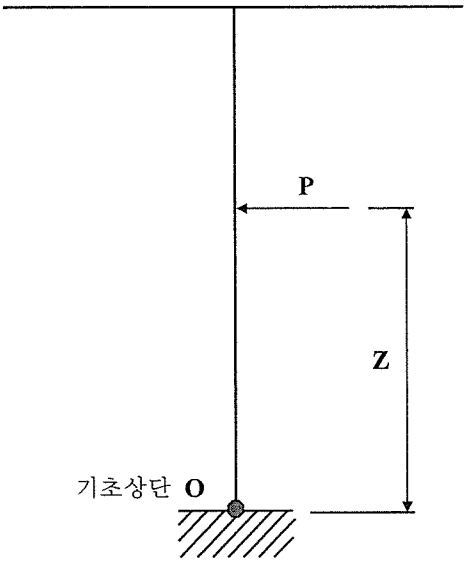
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 2.000 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	3.800	m

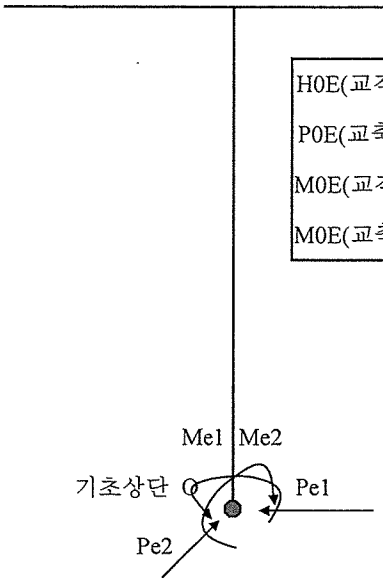
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 1000.000 × 3.800 = **3800.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

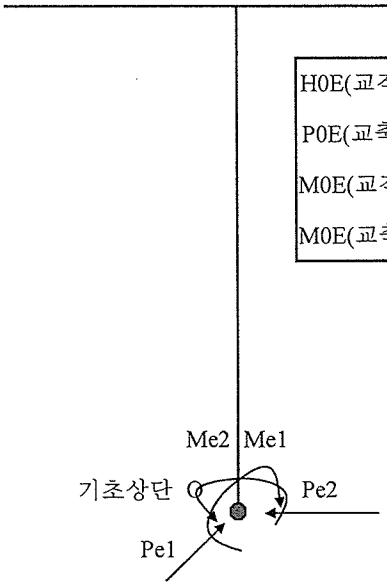


H0E(교직)	=	662.084	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	4653.929	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	279.333	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-279.333	kN
R_{EC1}	=	174.289	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-174.289	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	279.333	0.371	279.333	103.538	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-279.333	0.371	-279.333	-103.538	-	-	-
REC1	174.289	0.371	174.289	64.602	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-174.289	0.371	-174.289	-64.602	-	-	-
He1	**662.084**	-	-	-	-	-	**4653.929**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**453.622**	**168.139**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



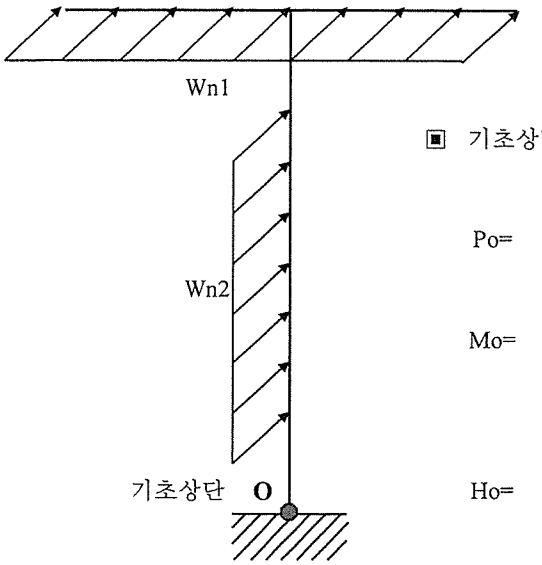
H0E(교직)	=	1626.170	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	########	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	686.081	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-686.081	kN
R_{EC1}	=	428.078	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-428.078	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	686.081	0.371	686.081	254.303	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-686.081	0.371	-686.081	-254.303	-	-	-
REC1	428.078	0.371	428.078	158.671	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-428.078	0.371	-428.078	-158.671	-	-	-
He1	**1626.170**	-	-	-	-	-	**11430.703**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**1114.159**	**412.974**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	5.511	kN/m
Wn2	=	5.400	kN/m

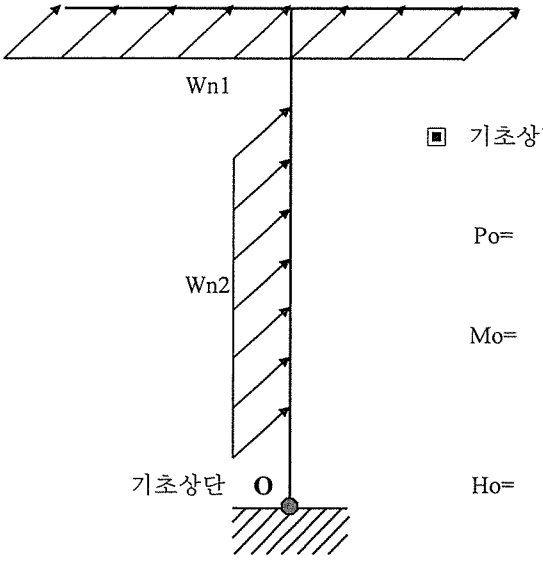
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = 0.000 kN

Mo= 29.759 × 5.200 +
22.680 × 2.100 = **202.377** kN·m

Ho= = **52.4394** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	2.756	kN/m
Wn2	=	2.700	kN/m

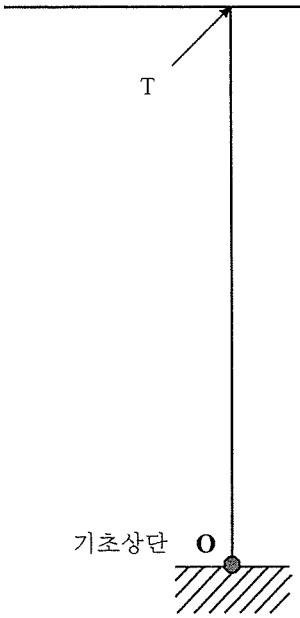
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = 0.000 kN

Mo= 14.882 × 5.200 +
11.340 × 2.100 = **101.202** kN·m

Ho= = **26.2224** 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 × 6.700 +

0.000 × 7.480

= **0.000** kN·m

Ho= **0.00** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= 0.000 kN

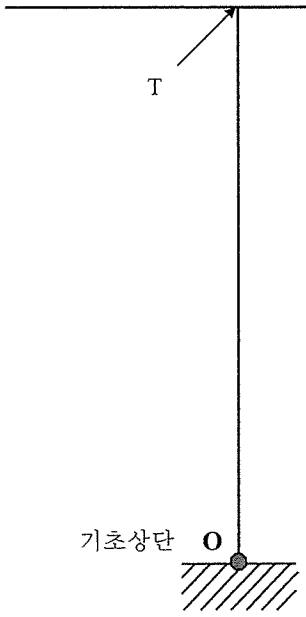
Mo= 500.000 × 6.700 +

412.500 × 7.480

= **6435.500** kN·m

Ho= **912.50** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	149.760	kN
T_m	=	74.760	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

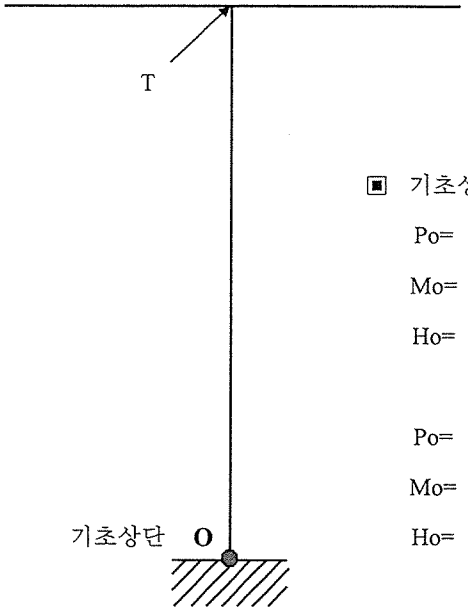
Mo= 149.760 × 6.700 +

74.760 × 7.480

= **1562.597** kN·m

Ho= **224.520** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	985.950	kN
시제동하중 작용시	=	816.407	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 985.950 × 6.700 = **6605.865** kN·m

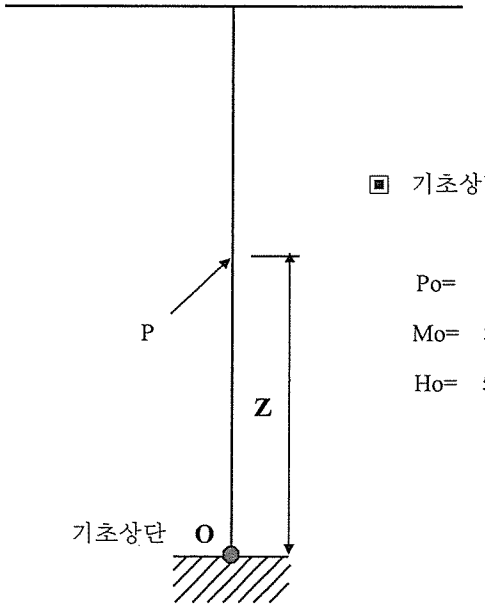
Ho= **985.950** kN

Po= 0.000 kN

Mo= 816.407 × 6.700 = **5469.927** kN·m

Ho= **816.407** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	3.800	M

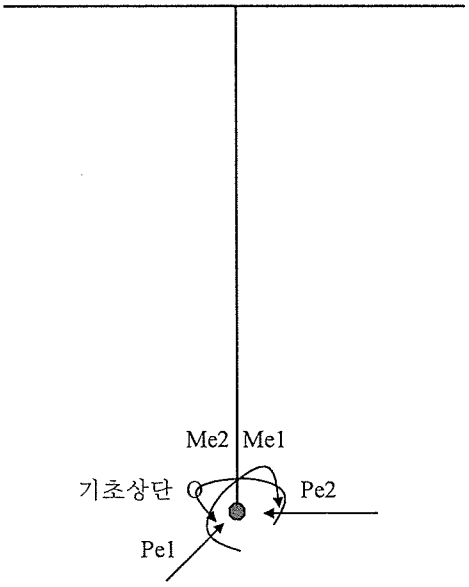
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 500.000 × 3.800 = **1900.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

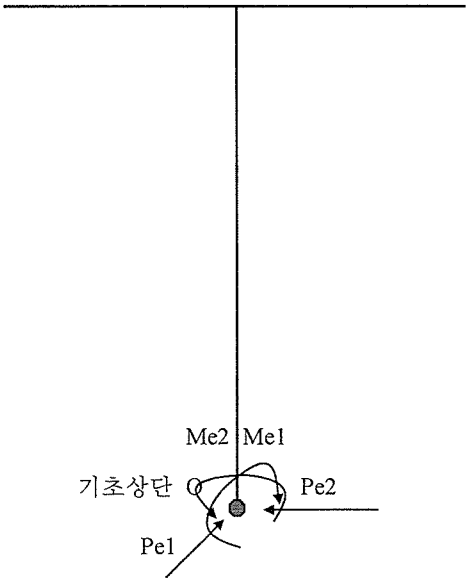
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	0.000	kN	Pe2=	0.000	kN
He1=	2126.380	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=	5222.687	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		4,676	1,287	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,148	426	
		충격 고려시	1,229	456	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		654	242	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		581	215	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		454	168	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,114	413	

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	-	-	-	4,676	1,287	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	5,906	1,742	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	5,330	1,529	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	5,258	1,502	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	6,487	1,958	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	4,676	1,287	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	5,906	1,742	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	5,330	1,529	

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	-	-	-	6,313	1,737	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	8,587	2,580	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	7,482	2,059	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	9,449	2,788	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	6,313	1,737	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	8,034	2,375	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	7,196	2,064	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	7,098	2,028	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	8,819	2,666	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	6,313	1,737	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	8,034	2,375	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	6,396	1,835	
comb 23	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00		6,244	1,868	운행성
comb 24	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-		1.00	6,904	2,113	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(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		-	-	10,833	92	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,601	546	744
			충격 고려시	-	-	3,843	607	700
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		696	-	-	6,743	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		466	-	-	5,019	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	3,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		662	-	-	4,654	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		1,626	-	-	11,431	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	52	-	-	202
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	26	-	-	101
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	913	-	-	6,436
	L.C 13	장대레일종하중		-	225	-	-	1,563
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	986	-	-	6,606
			시제동하중 작용	-	816	-	-	5,470
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	1,900
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	2,126	-	-	13,015
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	5,223	-	-	31,966

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		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	10,833	-	92	-	-	
combo 2	14,677	-	699	-	700	
combo 3	10,833	-	92	986	6,606	
combo 4	14,677	-	699	986	7,306	
combo 5	10,833	696	6,834	1,038	6,808	
combo 6	10,833	466	5,111	1,067	7,134	
combo 7	14,677	466	5,718	1,980	14,269	
combo 8	10,833	1,000	3,892	500	1,900	
combo 9	14,677	1,000	4,499	500	2,600	
combo 10	10,833	1,696	10,634	552	2,102	

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	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(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	14,625	-	124	-	-	철설기 8.3.1	
comb 12	21,735	-	1,247	-	1,295	철설기 8.3.1	
comb 13	17,333	-	147	-	-	철설기 8.3.2	
comb 14	23,482	-	1,118	-	1,120	철설기 8.3.2	
comb 15	14,625	-	124	1,331	8,918	철설기 8.3.3	
comb 16	20,006	-	974	1,331	9,898	철설기 8.3.3	
comb 17	14,625	940	9,226	1,402	9,191	철설기 8.3.4	
comb 18	14,625	629	6,900	1,452	9,709	철설기 8.3.5	
comb 19	20,006	629	7,749	2,729	19,698	철설기 8.3.5	
comb 20	14,625	1,350	5,254	675	2,565	철설기 8.3.7	
comb 21	20,006	1,350	6,104	675	3,545	철설기 8.3.7	
comb 22	13,000	2,036	12,761	663	2,523	철설기 8.3.8	
comb 23	14,561	-	681	2,126	13,694	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	14,561	662	5,335	-	679	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	14,561	-	681	5,223	32,645	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	14,561	1,626	12,111	-	679	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	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(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	8,666	-	73	-	-	철설기 8.3.1	
comb 28	15,777	-	1,196	-	1,295	철설기 8.3.1	
comb 29	8,666	-	73	-	-	철설기 8.3.2	
comb 30	14,816	-	1,045	-	1,120	철설기 8.3.2	
comb 31	8,666	-	73	1,331	8,918	철설기 8.3.3	
comb 32	14,047	-	923	1,331	9,898	철설기 8.3.3	
comb 33	8,666	940	9,176	1,402	9,191	철설기 8.3.4	
comb 34	8,666	629	6,849	1,452	9,709	철설기 8.3.5	
comb 35	14,047	629	7,699	2,729	19,698	철설기 8.3.5	
comb 36	8,666	1,350	5,203	675	2,565	철설기 8.3.7	
comb 37	14,047	1,350	6,053	675	3,545	철설기 8.3.7	
comb 38	9,750	2,036	12,734	663	2,523	철설기 8.3.8	
comb 39	14,561	-	681	2,126	13,694	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	14,561	662	5,335	-	679	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	14,561	-	681	5,223	32,645	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	14,561	1,626	12,111	-	679	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	-	-	-	-	-	-	-

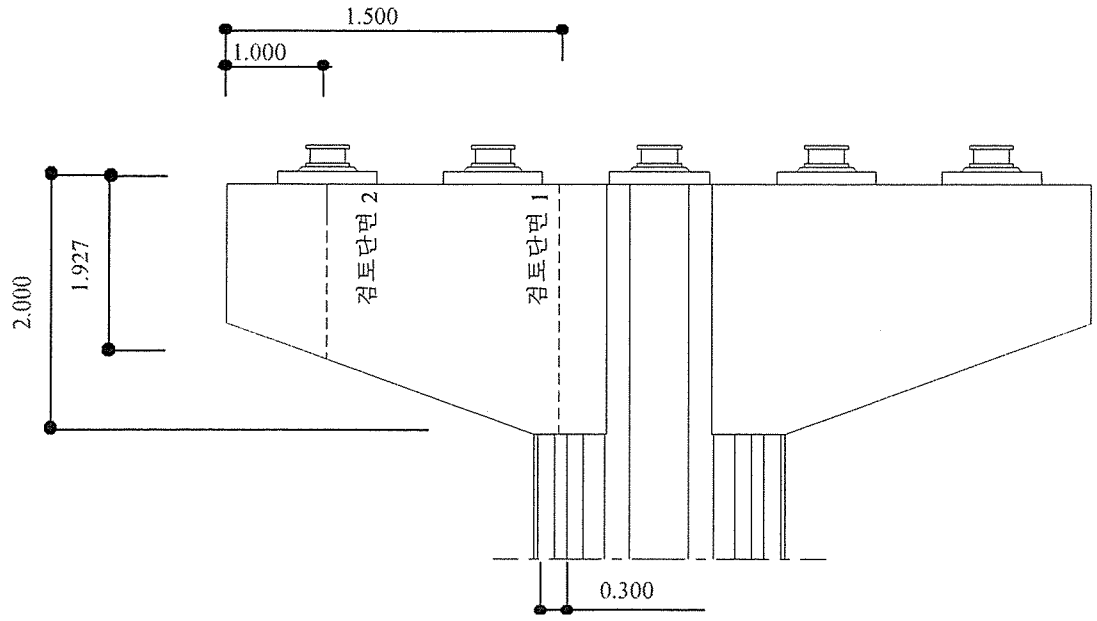
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	10,833	-	92	-	-	철설기 8.3.1	
combo 44	14,434	-	638	-	744	철설기 8.3.1	
combo 45	10,833	-	92	986	6,606	철설기 8.3.3	
combo 46	14,434	-	638	986	7,350	철설기 8.3.3	
combo 47	10,833	696	6,834	1,038	6,808	철설기 8.3.4	
combo 48	10,833	466	5,111	1,067	7,134	철설기 8.3.5	
combo 49	14,434	466	5,657	1,980	14,314	철설기 8.3.5	
combo 50	10,833	1,000	3,892	500	1,900	철설기 8.3.7	
combo 51	14,434	1,000	4,438	500	2,644	철설기 8.3.7	
combo 52	10,833	1,836	11,983	563	2,143	철설기 8.3.8	
combo 53	14,434	-	638	2,126	13,759	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	14,434	662	5,292	-	744	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	14,434	-	638	5,223	32,711	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	14,434	1,626	12,069	-	744	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**	**1,958**	
계수하중	최대모멘트	**comb 14**	**2,788**	
	최대전단력	**comb 14**	**9,449**	



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)
3,200	2,000	1,850	150	2,788	9,449	1,958

Ln= 1000.00 mm Ln/D = 1000.00 / 1850.00 = 0.541 < 4

∴ **DEEP BEAM 설계**

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12,668	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12,668	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	-	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 6.018]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 124.191 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03436 > 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 = 4209.617 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 236.943\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 20.720 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 5.613 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 124.191 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 15400.830 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2787.969 kN · m) [사용률 = 5.524] ∴ O.K!!

2) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3200.0 × 1850.00 / 1000 = 4593.57 kN

ΦVc= 4593.57 < Vu = 9449.120 kN ∴ 전단보강 필요함!!

ΦVmax = Φ · 5 · (√fck / 6) · bw · d = 22967.833 kN > 9449.120 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 = ΦVn = Φ(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×b×Sv ∴ O.K

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 3200 × 200 = 1,600 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 25 사용, Ah = 6 × 506.700 = 3040.200 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ O.K

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 3200 × 200.00 = 960.000 mm^2

∴ **H25 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

ΦVs = Φ {Av / S1 × (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 × (11-ln/d)/12} fy × d = 9027.995 kN

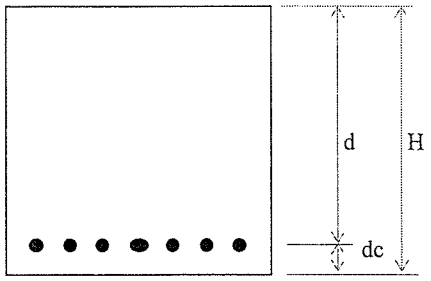
- 전단강도검토

Vu = 9449.120 kN < Φ(Vc + Vs) = 4593.57 + 9027.995 = 13621.561 kN

∴ O.K

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2,000	mm,	B =	3,200	mm ,
d =	1,850	mm,	dc =	150	mm ,
Mo =	1,958	kN· m,	As =	25,335	mm^2
N =	25		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 401 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 45 MPa

$f_{st} = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 47 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 88 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / fst) - 2.5\,Cc , 300 \cdot (210 / fst)]$ = 1,353 mm

최외단철근 평균배근간격; 3200 / 25 = 128 mm < 1353 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)
3200.00	2000.00	1850.00	150.00	2787.969	9449.120	1957.960

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 9449.120 kN

Mu = 2787.969 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 2787.969 / 9449.120 = 0.295 m

d = 2.000 - 0.150 = 1.850 m

a / d = 0.295 / 1.850 = 0.159 < 1.0 ∴ corbel로 검토

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 9449.120 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 9449.120 = 1889.824 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 2787.969 + 1889.824 × (2.000 - 1.850)

= 3071.443 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3{,}200 \times 1{,}850 = 35{,}520$ kN

$\le 5.6 \times 3{,}200 \times 1{,}850 = 33{,}152$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 33152.00 = 24864.000$ kN

$\Phi V_{n_max} = 24.864$ kN $>$ $V_u = 9.449$ kN ∴ O.K!!

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

$= 9{,}449{,}120 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 22{,}498$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 3{,}071$ kN·m

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

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

$$= \frac{26}{0.005} = 5{,}224 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 1{,}890$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1{,}890 / (0.75 \times 400)$

$= 6299.413$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 5224 + 6299 = 11,524 ㎟

$\geq$ 2/3 22498 + 6299 = 21,298 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 3200 × 1850 = 17,760 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 21,298 ㎟

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2	,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 1.190]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

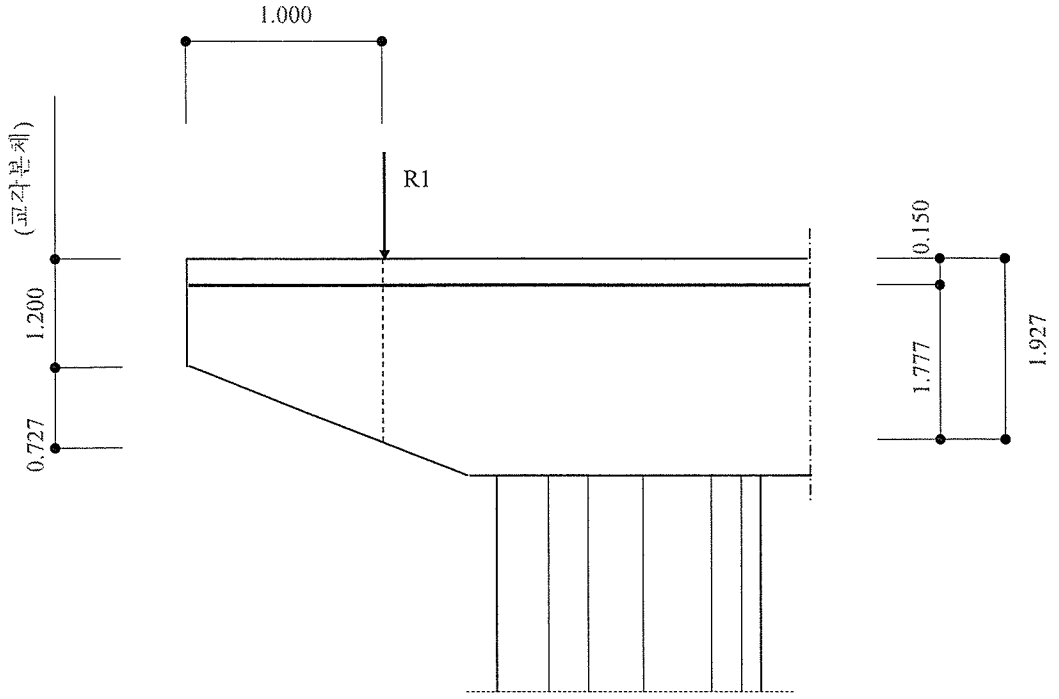
$A_h =$ 0.5 × (As - An) = 0.5 × (21,298 - 6,299)

= 7,499 ㎟

Use	H	25	-	6	EA	×	6	단	=	18,241 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)
3200.00	1927.27	1777.27	150.00	230.259	4660.180	1957.960

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.200 × 1.000 × 3.200 × 24.500 = 94.080 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.727 × 1.000 × 3.200 × 24.500 = 28.509 kN

∑ = 122.589 kN

M_{O1} = 94.080 × 0.500 = 47.040 kN.m

M_{O2} = 28.509 × 0.333 = 9.494 kN

∑ = 56.534 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 2273.000 kN

다) 상부 활하중

R_D = 517.023 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 122.589 + 1.6 × 2273.000 + 1.6 × 517.023

= 4660.180 kN

M_u = 1.6 × 56.534

= 90.454 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 90.454 / 4660.180 = 0.019 m

d = 1.927 - 0.150 = 1.777 m

a / d = 0.019 / 1.777 = 0.011 < 1 ∴ corbel로 검토

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 4660.180 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 4660.180 = 932.036 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 90.454 + 932.036 × (1.927 - 1.777)

= 230.259 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3200.00 \times 1777.27 = 34123.636$ kN

$\le 5.6 \times 3200.00 \times 1777.27 = 31848.727$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 31848.73 = 23886.545$ kN

$\Phi V_{n_max} = 23886.545$ kN $>$ $V_u = 4660.180$ kN ∴ O.K!!

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

$= 4660180.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 11095.667$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 230.259$ kN·m

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

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

$$= \frac{1.986}{0.005} = 405.093 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 932.036$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 932.036 / (0.75 \times 400)$

$= 3106.787$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 405.093 + 3106.787 = 3511.880 ㎟

$\geq$ 2/3 11095.667 + 3106.787 = 10503.898 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 3200.000 × 1777.273 = 17061.818 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 17061.818 ㎟

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 1.485]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

$A_h =$ 0.5 × (As - An) = 0.5 × (17061.818 - 3106.787)

= 6977.516 ㎟

Use	**H**	**25**	-	**6**	EA	×	**5**	단	=	15201.000 mm^2

∴ O.K!!

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

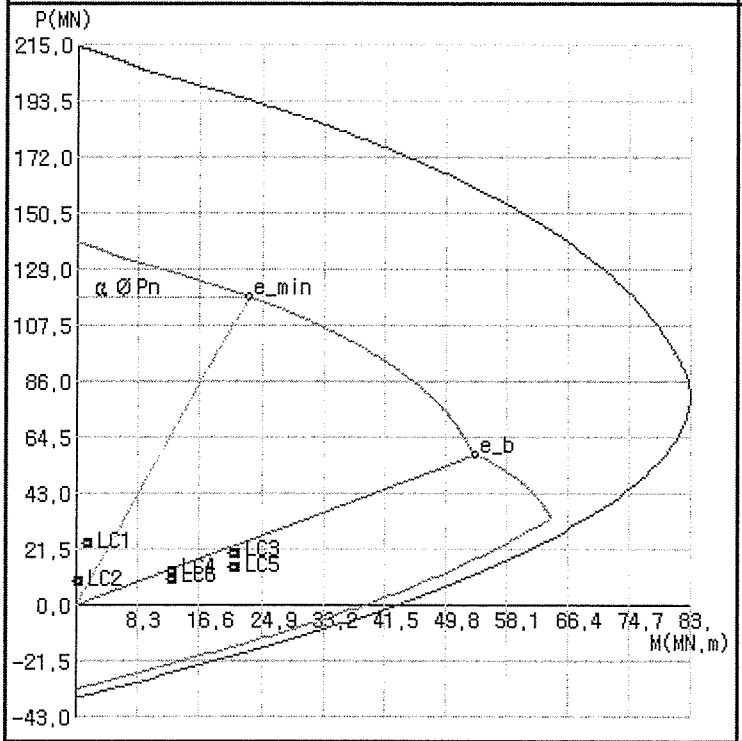
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 14	23,482	0	0	1,120	1,118	Load case 1
	최소축력		comb 27	8,666	0	0	0	73	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 19	20,006	2,729	629	19,698	7,749	Load case 3
		교직방향	comb 22	13,000	663	2,036	2,523	12,761	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 35	14,047	2,729	629	19,698	7,699	Load case 5
		교직방향	comb 38	9,750	663	2,036	2,523	12,734	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	14,561	2,126	0	13,694	681	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	14,561	0	662	679	5,335	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	14,561	5,223	0	32,645	681	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	14,561	0	1,626	679	12,111	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

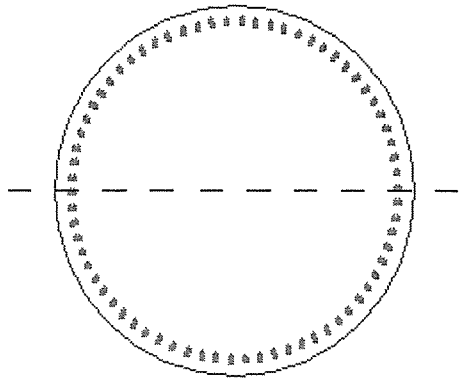
▶ **P - M 상관도**

검토단면 : P1(상시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.976 E+12 mm⁴
Iy	=	3.976 E+12 mm⁴
Ag	=	7.069 E+06 mm²
Lu	=	6200.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.272 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 193.958 mm

ØPmin = 118196.300 KN

ØMmin = 22925.150 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 930.392 mm

ØPb = 57699.770 KN

ØMb = 53683.430 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 89936.000 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) : 3000.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 6200.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 89936.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 23326.918 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1119.838 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 1119.838 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 1118.086 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 1118.086 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 1119.838 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 1118.086 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1582.452 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 44.955 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 67.84 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.294 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.316 + 13732.255 + -10379.097 = 88493.480 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.640 + 13512.084 + 11607.893 = 82332.620 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65206
평 형 축 하 중 : ØPb = 57702.95 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53685.71 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.272 %
Mn = αPn × e_min = 35269.144 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 118196.275 KN ≥ Pu = 23326.918 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 22924.945 KN·m ≥ Mu = 1582.452 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 8588.695 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 73.440 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 73.440 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 73.440 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 73.440 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 193.94 mm
작 용 편 심 : e = 8.55 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1713.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85145.340 + 13737.314 + -10404.476 = 88478.170 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57197.224 + 13513.238 + 11632.397 = 82342.860 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.66 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65228
평 형 축 하 중 : ØPb = 57712.42 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53710.48 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 181840.400 KN
Mn = αPn × e_min = 35266.556 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650

축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 118196.275 KN ≥ Pu = 8588.695 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 22923.262 KN·m ≥ Mu = 73.440 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 19874.260 KN

계수모멘트(X) : Mux = 19698.219 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 19698.219 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 7738.645 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 7738.645 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 19698.219 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 7738.645 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 21163.801 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 21.448 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 1064.88 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.299 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.308 + 13734.722 + -10380.966 = 88494.050 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.566 + 13512.165 + 11608.216 = 82332.950 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65209

평 형 축 하 중 : ØPb = 57705.99 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53688.39 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1589.593 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1064.885 mm ≒ e = 1064.885 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002426 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 77063.820 + 13040.720 + -12355.396 = 77749.140 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 56258.840 + 13269.642 + 13265.413 = 82793.900 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00243
εy = 0.002 < εt = 0.00243 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.685
설계축하중강도 : ØPn = 53294.515 KN ≥ Pu = 19874.260 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 56752.528 KN·m ≥ Mu = 21163.801 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 12883.043 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2522.852 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2522.852 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12742.099 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12742.099 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2522.852 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12742.099 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 12989.452 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 78.801 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 1008.26 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.264 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.954 + 13731.615 + -10379.831 = 88491.740 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.662 + 13511.021 + 11608.313 = 82332.000 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65203
평 형 축 하 중 : ØPb = 57699.50 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53683.15 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1642.324 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1008.26 mm ≒ e = 1008.26 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002251 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 80421.499 + 13322.785 + -11596.068 = 82148.210 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 56759.366 + 13377.927 + 12689.437 = 82826.730 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00225
εy = 0.002 < εt = 0.00225 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.671
설계축하중강도 : ØPn = 55111.856 KN ≥ Pu = 12883.043 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 55567.060 KN·m ≥ Mu = 12989.452 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13969.532 KN

계수모멘트(X) : Mux = 19698.219 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 19698.219 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 7688.155 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 7688.155 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 19698.219 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 7688.155 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 21145.391 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 21.320 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 1513.68 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.297 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.082 + 13735.316 + -10381.372 = 88494.020 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.551 + 13512.286 + 11608.303 = 82333.140 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57706.54 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53689.06 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1259.11 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1513.679 mm ≒ e = 1513.679 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00385 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 56414.522 + 11155.278 + -16452.842 = 51116.960 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 49892.199 + 12299.606 + 15182.875 = 77374.680 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00385
εy = 0.002 < εt = 0.00385 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.804
설계축하중강도 : ØPn = 41105.649 KN ≥ Pu = 13969.532 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 62220.769 KN·m ≥ Mu = 21145.391 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9662.282 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2522.852 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2522.852 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12714.559 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12714.559 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2522.852 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12714.559 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 12962.438 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 78.777 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 1341.55 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.261 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.940 + 13731.596 + -10379.754 = 88491.780 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.661 + 13511.107 + 11608.308 = 82332.070 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65204
평 형 축 하 중 : ØPb = 57699.77 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53683.43 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1367.258 mm 로 가정하면...
사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003307 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 63078.427 + 11773.082 + -15181.543 = 59669.960 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 52571.426 + 12670.328 + 14808.510 = 80050.270 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00331
εy = 0.002 < εt = 0.00331 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

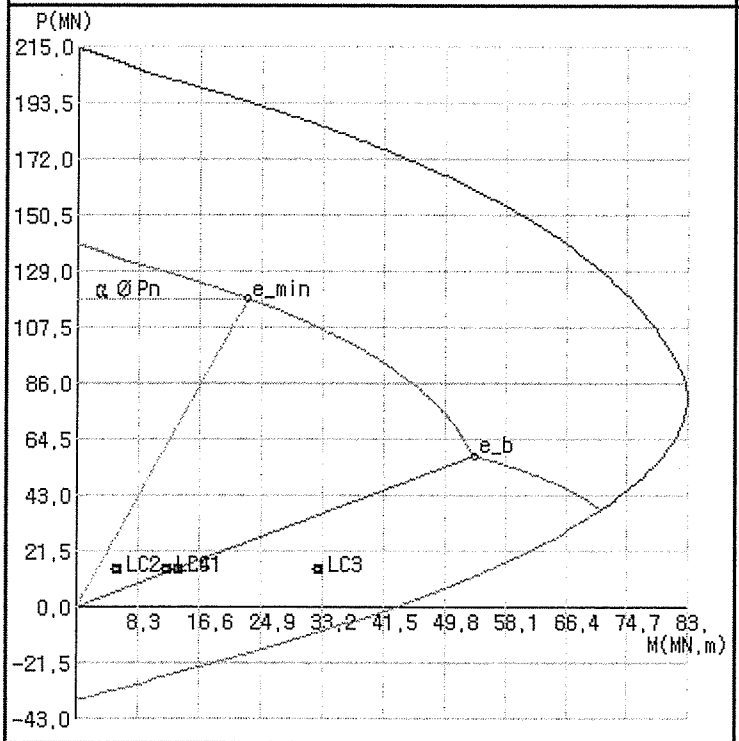
강도 감소 계수 : Ø = 0.759
설계축하중강도 : ØPn = 45284.272 KN ≥ Pu = 9662.282 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 60751.131 KN·m ≥ Mu = 12962.438 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

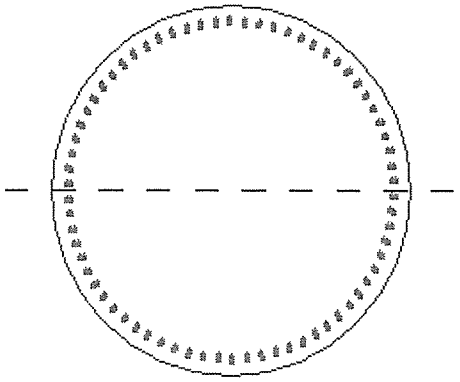
▶ P - M 상관도

검토단면 : P1(지진시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.976 E+12 mm⁴
Iy	=	3.976 E+12 mm⁴
Ag	=	7.069 E+06 mm²
Lu	=	6200.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.272 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 193.949 mm

ØPmin = 118196.300 KN

ØMmin = 22923.990 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 930.439 mm

ØPb = 57785.160 KN

ØMb = 53765.580 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 89936.000 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) : 3000.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 6200.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 89936.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14464.020 KN

계수모멘트(X) : Mux = 13693.763 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 13693.763 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 680.593 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 680.593 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 13693.763 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 680.593 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 13710.666 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 2.845 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 947.92 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.298 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.942 + 13731.979 + -10381.227 = 88490.700 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.362 + 13509.543 + 11608.403 = 82330.310 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65273
평 형 축 하 중 : ØPb = 57760.70 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53739.62 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1699.956 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 947.915 mm ≒ e = 947.915 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002072 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 84095.764 + 13637.555 + -10684.702 = 87048.620 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57137.179 + 13480.409 + 11897.126 = 82514.710 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00207
εy = 0.002 < εt = 0.00207 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.658
설계축하중강도 : ØPn = 57309.842 KN ≥ Pu = 14464.020 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 54324.875 KN·m ≥ Mu = 13710.666 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14464.020 KN

계수모멘트(X) : Mux = 678.902 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 678.902 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 5334.522 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 5334.522 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 678.902 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 5334.522 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 5377.549 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 82.747 °

최 소 편 심 : e_min = 193.94 mm
작 용 편 심 : e = 371.79 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.244 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.366 + 13736.673 + -10382.445 = 88494.590 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.690 + 13512.868 + 11608.861 = 82334.420 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203

강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65296
평 형 축 하 중 : ØPb = 57783.20 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53760.87 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2550.598 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 371.788 mm ≒ e = 371.788 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000381 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 137025.186 + 18335.701 + -951.039 = 154409.800 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 42781.528 + 13391.451 + 1234.749 = 57407.730 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00038
εt = 0.00038 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 100366.398 KN ≥ Pu = 14464.020 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 37315.022 KN·m ≥ Mu = 5377.549 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14464.020 KN

계수모멘트(X) : Mux = 32645.227 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 32645.227 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 680.593 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 680.593 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 32645.227 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 680.593 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 32652.321 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 1.194 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 2257.49 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.299 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.496 + 13733.173 + -10379.715 = 88492.950 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.326 + 13512.163 + 11607.980 = 82332.460 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6529
평 형 축 하 중 : ØPb = 57776.72 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53754.56 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 979.571 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2257.486 mm ≒ e = 2257.486 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.005804 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 39872.100 + 9379.210 + -19638.959 = 29612.350 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 40580.626 + 11004.513 + 15264.326 = 66849.460 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0058
0.005 ≤ εt = 0.0058 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 29612.351 KN ≥ Pu = 14464.020 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 66849.465 KN·m ≥ Mu = 32652.321 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14464.020 KN

계수모멘트(X) : Mux = 678.902 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 678.902 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12111.296 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12111.296 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 678.902 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12111.296 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 12130.309 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 86.792 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 838.65 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1715.964 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.121 + 13736.347 + -10384.266 = 88492.200 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.675 + 13512.844 + 11611.097 = 82336.620 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.44 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.653
평 형 축 하 중 : ØPb = 57785.16 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53765.58 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1806.38 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 838.654 mm ≒ e = 838.654 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.001774 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 90921.463 + 14230.503 + -8683.366 = 96468.590 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57370.924 + 13642.189 + 9890.671 = 80903.790 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00177
εt = 0.00177 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 62704.588 KN ≥ Pu = 14464.020 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 52587.458 KN·m ≥ Mu = 12130.309 KN·m ∴ O.K

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 5222.687 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3000}{2} - 140\right) = 866.1 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{3000}{2} + 866.121 = 2366.12 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 5222.687 / = 5222.687 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 1/6 × √ 30.00 × 3000.0 × 2366.12 / 1000

= 6479.890 KN

Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d = 6479.890 KN > Vn = 5222.687 KN

1/2×Vc = 1/6·√(f_{ck})· b· d × 1/2 = 3239.945 KN < Vn = 5222.687 KN

∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As
- 0.35 bw s / fy = 787.50 ㎟ (최소전단철근 필요시)
- Vs s / (ϕv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 25 × 2 ea = 1013.400 ㎟

1013.400 ㎟ > 787.500 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4	=	750.000	중 작은값이므로	174 mm 를 초과하지 않아야 한다.
축방향 철근지름의 6배	=	174.000		

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수	=	3000.000	중 큰값이므로	3000 mm 이상 설치한다.
· 기둥 순높이의 1/6	=	700.000		
· 45 cm 이상	=	450.000		

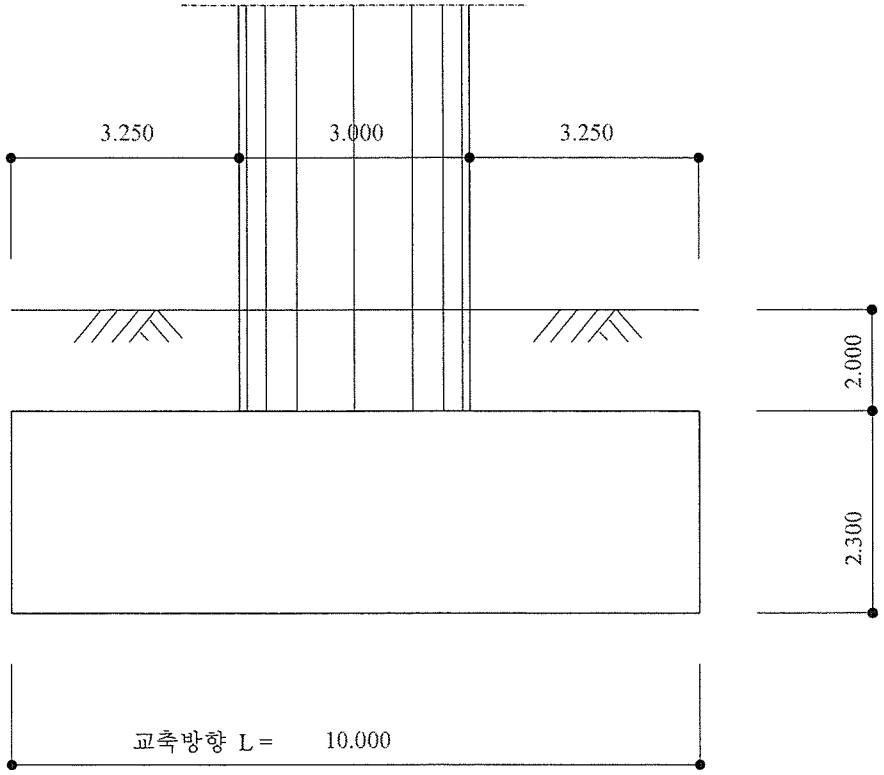
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장	=	1500.000	중 큰값이므로	1500 mm 이상 설치한다.
· 38 cm 이상	=	380.000		

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
						∑	=	5353.250	kN

나) 흙의 자중

10.000	×	2.000	×	9.500	×	19.000	=	3610.000	kN
- π	×	3.000 ²/4	×	2.000	×	19.000	=	-268.606	kN
						∑	=	3341.394	kN

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 5353.250 + 3341.394 = 8694.64 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 51	1000.000	14433.776	5657.108	
적 용	**combo 51**	**1000.000**	**14433.776**	**5657.108**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1835.529	10833.085	11982.863	
적 용	**combo 52**	**1835.529**	**10833.085**	**11982.863**	
지진시	combo 56	1626.170	14433.776	12068.799	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1979.649	14433.776	14313.682	
적 용	**combo 49**	**1979.649**	**14433.776**	**14313.682**	
평상시 최대모멘트	combo 49	1979.649	14433.776	14313.682	
적 용	**combo 49**	**1979.649**	**14433.776**	**14313.682**	
지진시	combo 55	5222.687	14433.776	32710.781	1.0

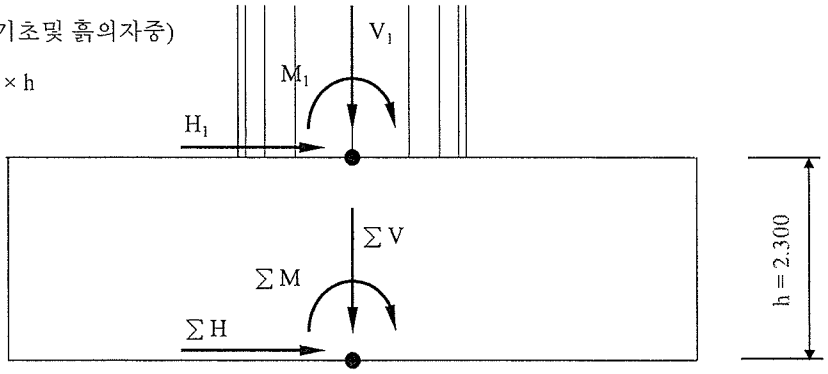
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$\sum H = H_1$ (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	23128.420	7957.108	0.344	
평상시 최대모멘트	1835.529	19527.729	16204.580	0.830	
지진시	1626.170	23128.420	15808.990	0.684	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1979.649	23128.420	18866.875	0.816	
평상시 최대모멘트	1979.649	23128.420	18866.875	0.816	
지진시	5222.687	23128.420	44722.961	1.934	

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 = $\gamma 2 \times Df$ = 19.0 × 4.300 = 81.700 kN/m²

Φ= $15+\sqrt{15N}$ = 15 + $\sqrt{15}$ × 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 × 0.830 = 7.840 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 0.816 = 8.369 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 7.840 × 8.369 = 65.613 m²

지반의 극한지지력

Qu = 65.613 × [1.285 × 0.000 × 95.700 + 0.405 × 19.0 × 7.840 × 81.30 + 81.700 × 100.4] = 860,017 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 860,017 / 3 = 286,672 kN

Qa = 286,672 kN > Vmax = 23,128 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 9.500 - 2 × 0.684 = 8.133 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 1.934 = 6.133 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 8.133 × 6.133 = 49.880 m²

지반의 극한지지력

Qu = 49.880 × [1.285 × 0.000 × 95.700 + 0.405 × 19.0 × 8.133 × 81.30 + 81.700 × 100.4] = 662,941 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 662,941 / 2 = 331,470 kN

Qa = 331,470 kN > Vmax = 23,128 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)

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

= 23128.420 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.344) / 9.500 }

qmax = 296.357 kN/m²

qmin = 190.557 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

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

= 19527.729 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.830) / 9.500 }

qmax = 313.286 kN/m²

qmin = 97.824 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 0.684 < B / 6 = 1.583

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }, (e < B/6 일경우)

= 23128.420 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.684) / 9.500 }

= 348.558 , 138.356

q = 2∑V/Lx, (e > B/6 일경우)

= 46256.840 / (10.000 × 12.949) = 357.212 kN/m²

qmax = 348.558 kN/m²

qmin = 138.356 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 23128.420 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.816) / 10.000 }

qmax = 362.616 kN/m²

qmin = 124.298 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 23128.420 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.816) / 10.000 }

qmax = 362.616 kN/m²

qmin = 124.298 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 1.934 > L / 6 = 1.667

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }, (e < B/6 일경우)

= 23128.420 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.934) / 10.000 }

= 525.918 , -39.004

q = 2∑V/Bx, (e > B/6 일경우)

= 46256.840 / (9.500 × 8.449) = 576.301 kN/m²

qmax = 576.301 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 = 0.830 m

B/6 = 9.500 / 6 = 1.583 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 0.684 m

B/3 = 9.500 / 3 = 3.167 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.816 m

L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.934 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 = 19527.729 × 0.538 = 10505.918 kN

Hu / H = 10505.9 / 1835.529 = 5.724 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 23128.420 × 0.538 = 12443.090 kN

Hu / H = 12443.1 / 1626.17 = 7.652 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 23128.42 × 0.538 = 12443.090 kN

Hu / H = 12443.1 / 1979.65 = 6.286 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 23128.42 × 0.538 = 12443.090 kN

Hu / H = 12443.1 / 5222.69 = 2.383 > 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	23482.463	1118.086	
적 용	comb 14	0	23482.463	1118.086	
평상시 최대모멘트	comb 22	2035.529	12999.702	12761.223	
적 용	comb 22	2035.529	12999.702	12761.223	
지진시	comb 26	1626.170	14561.236	12111.296	1.0

나) 교축방향

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	23482.463	1119.838	
적 용	comb 14	0.000	23482.463	1119.838	
평상시 최대모멘트	comb 19	2729.378	20005.501	19698.219	
적 용	comb 19	2729.378	20005.501	19698.219	
지진시	comb 25	5222.687	14561.236	32645.227	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

∑= 8694.644 × 1.6 = 13911.430 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 8694.644 × 1.35 = 11737.769 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 8694.644 × 1.0 = 8694.644 kN

∑= 5353.250 × 0.154 = 824.401 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	37393.893	1118.086	0.030	
평상시 최대모멘트	2035.529	24737.471	17442.940	0.705	
지진시	2450.571	23255.880	17747.608	0.763	

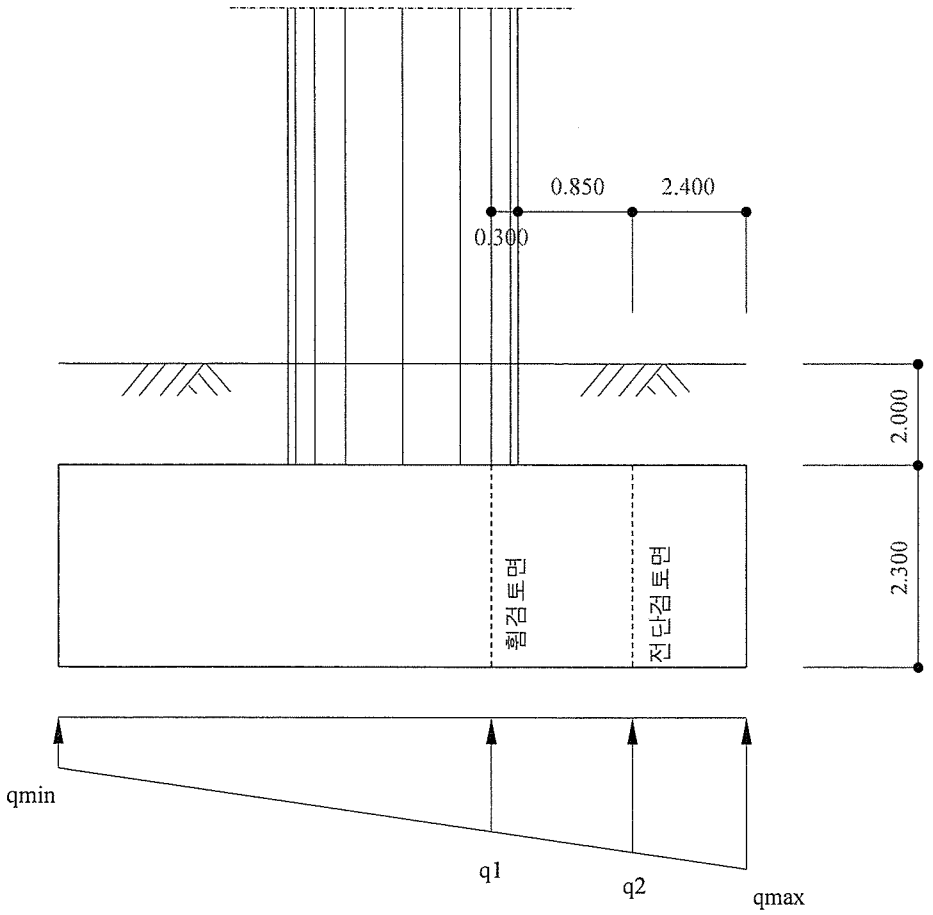
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	37393.893	1119.838	0.030	
평상시 최대모멘트	2729.378	31743.270	25975.788	0.818	
지진시	6047.088	23255.880	46553.528	2.002	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23128.420 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.344) / 9.500 }

qmax = 296.357 kN/m² q1 = 256.821 kN/m²

qmin = 190.557 kN/m² q2 = 269.629 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 19527.729 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.830) / 9.500 }

qmax = 313.286 kN/m² q1 = 232.771 kN/m²

qmin = 97.824 kN/m² q2 = 258.854 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

= 23128.420 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.684) / 9.500 }

$qmax = 2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

= 46256.840 / (10.000 × 12.199) = 379.173 kN/m²

qmax = 348.558 kN/m² q1 = 270.009 kN/m²

qmin = 138.356 kN/m² q2 = 295.455 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 296.357 + 256.821) -

2.300 × 3.550² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1429.305 kN·m

Sd= 2.400 / 2 ×(296.357 + 269.629) - 2.300 × 2.400 ×

24.5 × 1.000

= 543.944 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 313.286 + 232.771) -

2.300 × 3.550² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1449.905 kN·m

Sd= 2.400 / 2 ×(313.286 + 258.854) - 2.300 × 2.400 ×

24.5 × 1.000

= 551.328 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 348.558 + 270.009) -

2.300 × 3.550² / 2 × 24.5 × 1.000

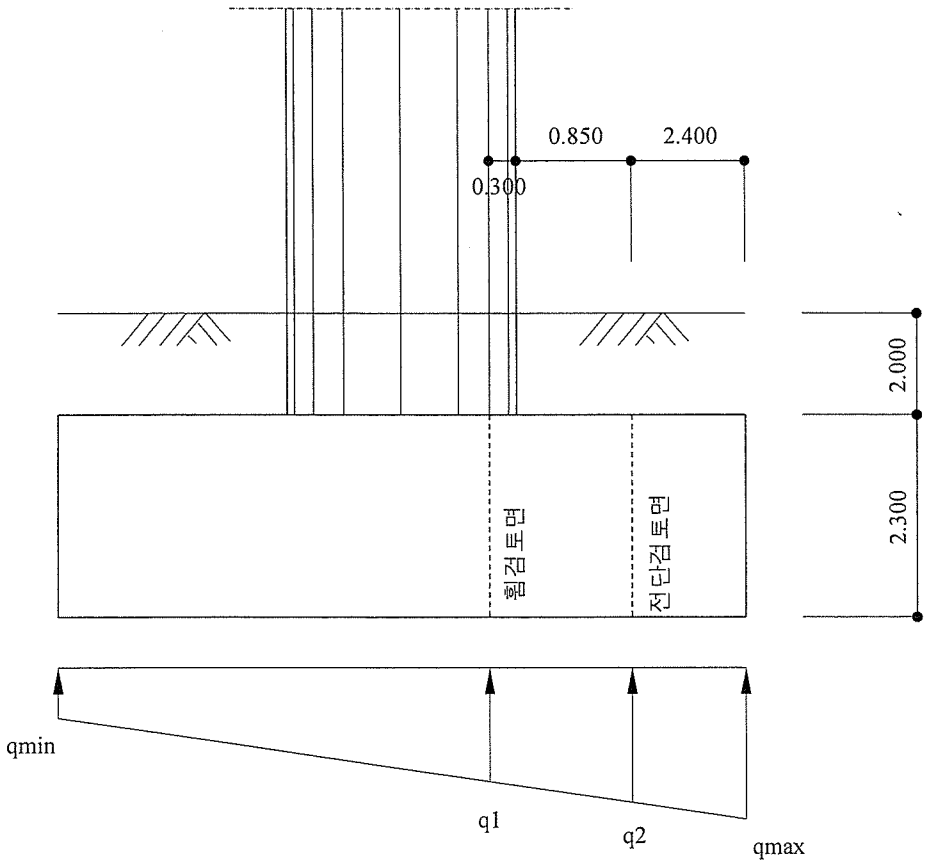
= 1676.292 kN·m

Sd= 2.400 / 2 ×(348.558 + 295.455) - 2.300 × 2.400 ×

24.5 × 1.000

= 637.575 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 37393.893 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.030) / 9.500 }

qmax = 401.053 kN/m² q1 = 395.498 kN/m²

qmin = 386.187 kN/m² q2 = 397.297 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 24737.471 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.705) / 9.500 }

qmax = 376.359 kN/m² q1 = 289.691 kN/m²

qmin = 144.430 kN/m² q2 = 317.766 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23255.880 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.763) / 9.500 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 46511.760 / (10.000 × 11.961) = 388.876 kN/m²

qmax = 362.788 kN/m² q1 = 274.607 kN/m²

qmin = 126.809 kN/m² q2 = 303.173 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 401.053 + 395.498) -

1.60 × 2.300 × 3.550² / 2 × 24.5

= 1947.347 kN·m

Sd= 2.400 / 2 ×(401.053 + 397.297) - 1.60 × 2.300 ×

2.400 × 24.5

= 741.637 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 376.359 + 289.691) -

1.35 × 2.300 × 3.550² / 2 × 24.5

= 1710.139 kN·m

Sd= 2.400 / 2 ×(376.359 + 317.766) - 1.35 × 2.300 ×

2.400 × 24.5

= 650.376 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 362.788 + 274.607) -

1.0 × 2.300 × 3.550² / 2 × 24.5

= 1745.726 kN·m

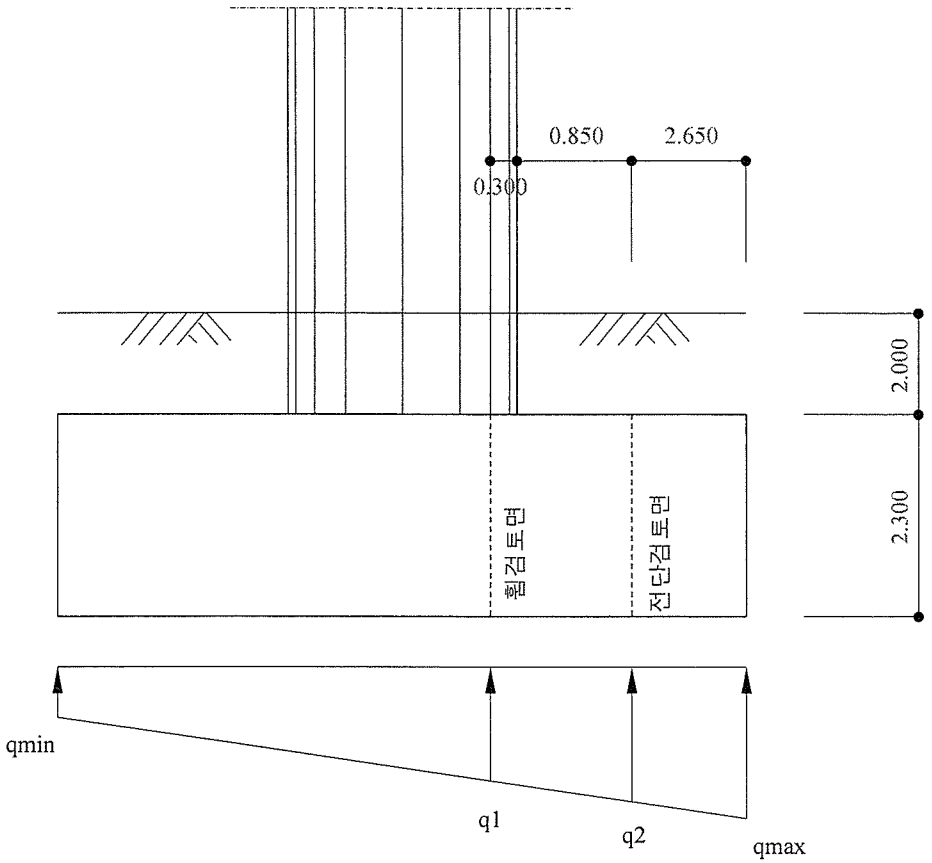
Sd= 2.400 / 2 ×(362.788 + 303.173) - 1.0 × 2.300 ×

2.400 × 24.5

= 663.913 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23128.420 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.816) / 10.000 }

qmax = 362.616 kN/m² q1 = 272.055 kN/m²

qmin = 124.298 kN/m² q2 = 299.462 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23128.420 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.816) / 10.000 }

qmax = 362.616 kN/m² q1 = 272.055 kN/m²

qmin = 124.298 kN/m² q2 = 299.462 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23128.420 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 1.934) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 46256.840 / (9.500 × 9.199) = 529.314 kN/m²

qmax = 529.314 kN/m² q1 = 310.660 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 376.832 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 362.616 + 272.055) -

2.300 × 3.800² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1993.292 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(362.616 + 299.462) - 2.300 × 2.650 ×

24.5 × 1.000

= 727.926 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 362.616 + 272.055) -

2.300 × 3.800² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1993.292 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(362.616 + 299.462) - 2.300 × 2.650 ×

24.5 × 1.000

= 727.926 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 529.314 + 310.660) -

2.300 × 3.800² / 2 × 24.5 × 1.000

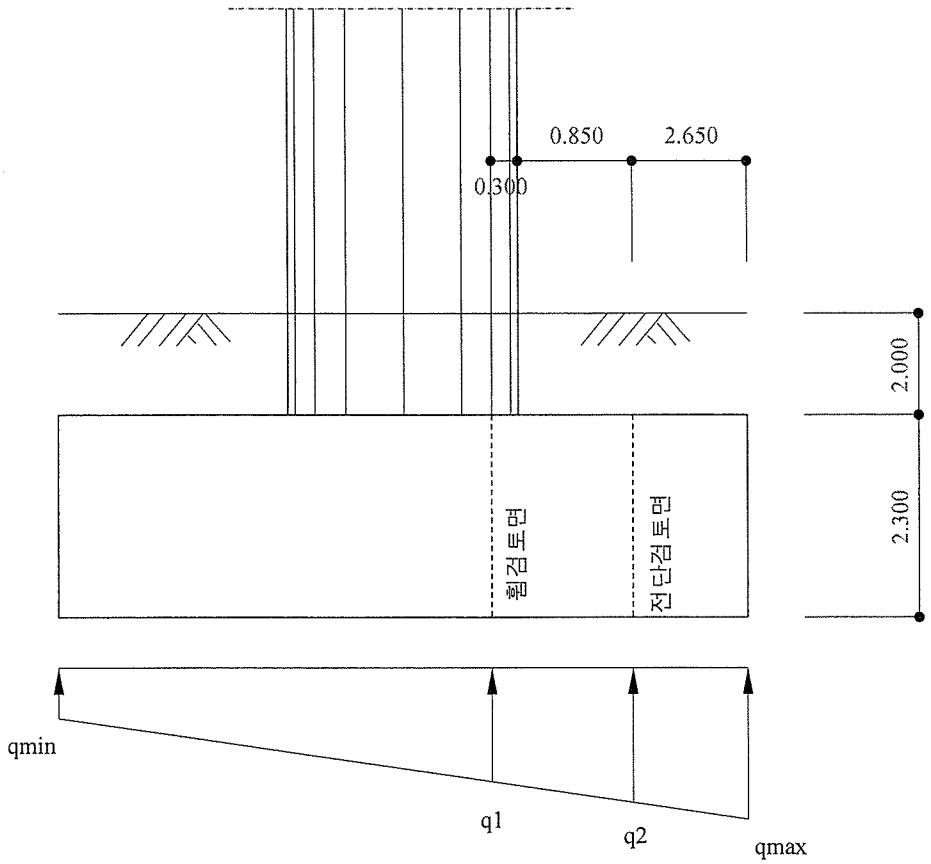
= 2888.574 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(529.314 + 376.832) - 2.300 × 2.650 ×

24.5 × 1.000

= 1051.316 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 37393.893 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.030) / 10.000 }

qmax = 400.693 kN/m² q1 = 395.317 kN/m²

qmin = 386.547 kN/m² q2 = 396.944 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 31743.270 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.818) / 10.000 }

qmax = 498.197 kN/m² q1 = 373.514 kN/m²

qmin = 170.082 kN/m² q2 = 411.247 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23255.880 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.002) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 46511.760 / (9.500 × 8.995) = 544.323 kN/m²

qmax = 544.323 kN/m² q1 = 314.360 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 383.954 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 400.693 + 395.317) -

1.6 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 2229.109 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(400.693 + 396.944) - 1.6 × 2.300 ×

2.650 × 24.5

= 817.945 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 498.197 + 373.514) -

1.35 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 2747.669 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(498.197 + 411.247) - 1.35 × 2.300 ×

2.650 × 24.5

= 1003.421 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 544.323 + 314.360) -

1.0 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 2969.721 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(544.323 + 383.954) - 1.0 × 2.300 ×

2.650 × 24.5

= 1080.640 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)	**1449.905**	**1993.292**
계수하중	전 단 력(KN)	**741.637**	**1080.640**
	모 멘 트(KN·m)	**1947.347**	**2969.721**

* 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)	**1488.060**	**1993.292**
계수하중	전 단 력(KN)	**741.637**	**1080.640**
	모 멘 트(KN·m)	**1998.593**	**2969.721**

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	1998.593	741.637	1488.060

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 2.376]

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 = 2606.954 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 = 3475.94 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 (= 1998.593 kN · m) [사용률 = 2.344] ∴ O.K!!

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

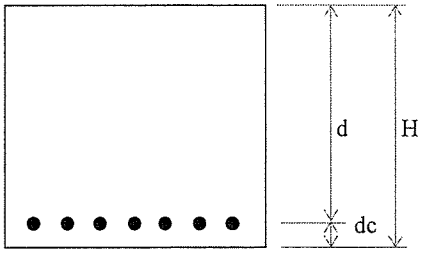
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2150.00 / 1000

= 1668.27 kN

ΦVc= 1668.27 > Vu = 741.637 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 =	1488.060	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

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 118.951 Mpa

$f_{st} = f_s (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 122.331 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 421.243 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 421 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	2969.721	1080.640	1993.292

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 2.083]

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 = 3892.111 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

$0.25 \sqrt{}\ fck / fy$ = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 7525.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 5189.48 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 (= 2969.721 kN · m) [사용률 = 2.049] ∴ O.K!!

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

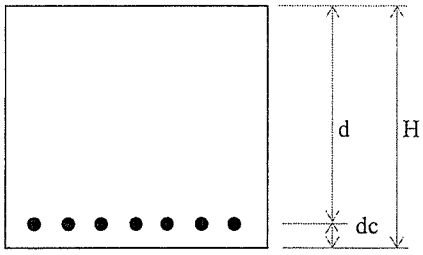
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2150.00 / 1000

= 1668.27 kN

ΦVc= 1668.27 > Vu = 1080.640 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 =	1993.292	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)) = 122.739 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 119.149 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

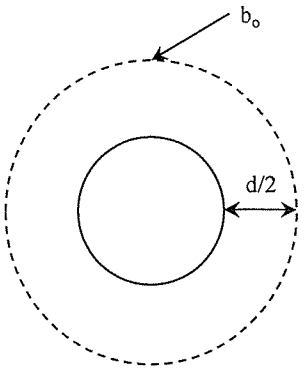
S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 442.187 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 442 mm O.K!!

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정



▣ 최대 연직하중(V_u) : 23482.463 kN

▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

$b_o = 2 \times \pi \times (r + d/2)$

$= 2\pi \times (1.500 + 1.075)$

$= 16.179$ m

나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

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

▣ 공칭전단강도 V_c

$V_{c1} = 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

$= 1/6 \times (1 + 1.9) \times 5477.226 \times 16.179 \times 2.150$

$= 92086.834$ kN

$V_{c2} = 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

$= 1/6 \times (1 + 2.658) \times 5477.226 \times 16.179 \times 2.150$

$= 116156.428$ kN

$V_{c3} = 1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

$= 1/3 \times 5477.226 \times 16.179 \times 2.150$

$= 63508.162$ kN

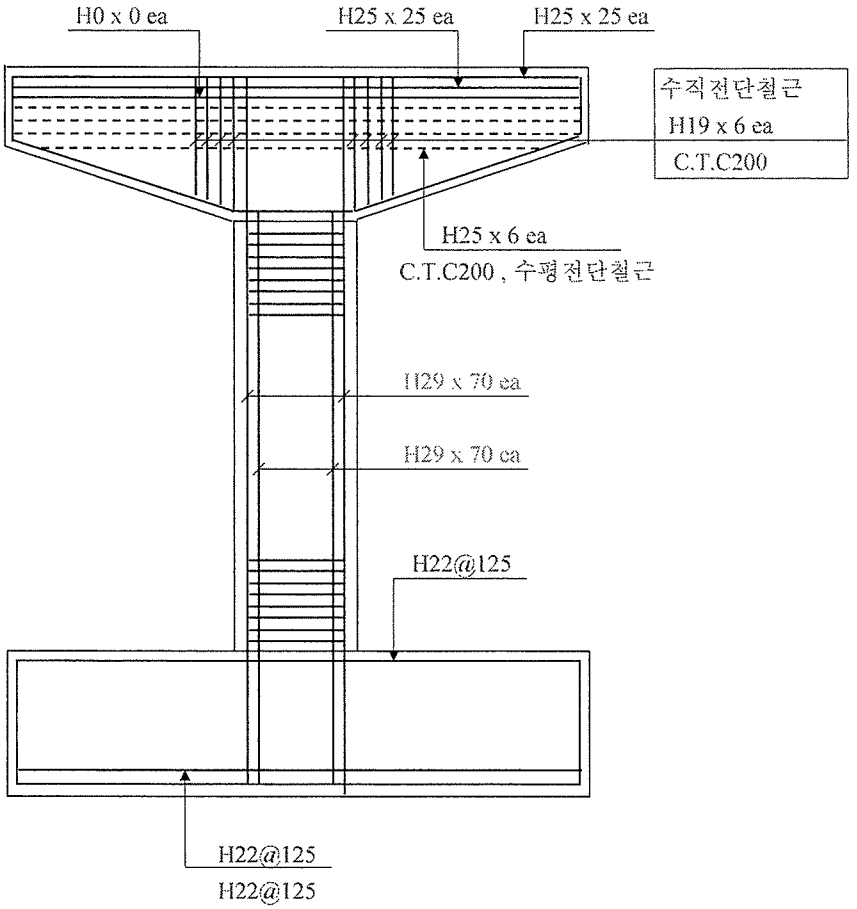
☞ $\text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 63508.162$ kN

$\therefore \Phi V_c = 0.85 \times 63508.162$

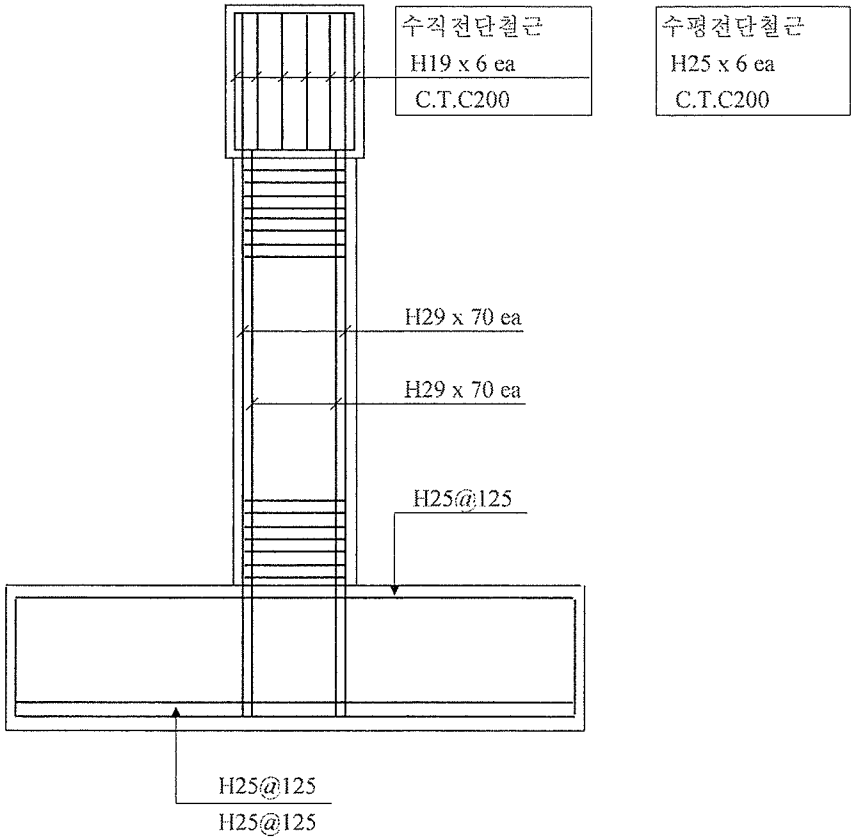
$= 53981.938$ kN $\geq V_u = 23482.463$ kN ---- **O.K**

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

$\sum R_d$ = 6573.00 kN

R_{d1} = 2077.00 kN

- 활하중

R_L = 1194.00 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 × 8.188 × 49.920 / 2 / 3 shoe = 102.186 kN

P_w = 414.215 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 388.325 kN R_{EQ} = 686.081 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 6573.00 kN

R_{d1} = 2077.000 kN

- 활하중

R_L = 1194.00 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 500.00 / 3 shoe = 166.667 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.76 / 3 shoe = 49.920 kN

- 온도하중

Ts = 985.95 / 3 shoe = 328.65 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 1702.953 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	2077.00	+	1194.00	=	3271.000	kN
교축방향하중				=	328.650	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00	=	3271.000	kN
할증적용 교축하중	328.65	/	1.00	=	328.650	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2077.00	+	1194.00	+	0.00	=	3271.000	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00			=	3271.000	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	2077.00	+	1194.00			=	3271.000	kN
교축방향하중						=	49.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00			=	3271.000	kN
할증적용 교축하중	49.92	/	1.00			=	49.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2077.000	kN
교축방향하중						=	49.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2077.00	/	1.00			=	2077.000	kN
할증적용 교축하중	49.92	/	1.00			=	49.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2077.00	+	1194.00			=	3271.000	kN
교축방향하중	166.67	+	49.92			=	216.587	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.15			=	2844.348	kN
할증적용 교축하중	216.59	/	1.15			=	188.336	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2077.00	+	1194.00	+	0.00			
		+	0.00	+	414.22	=	3685.215	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	102.19	=	102.186	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3685.22	/	1.25			=	2948.172	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	102.19	/	1.25			=	81.749	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

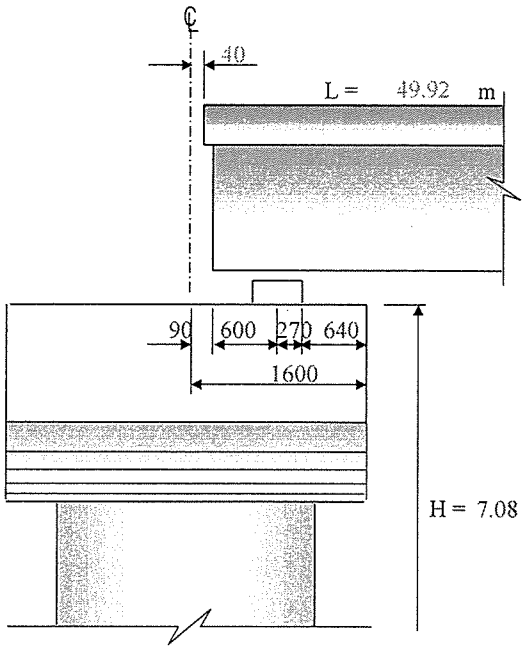
연직하중	2077.00	+	1194.00	+	686.08	=	3957.081 kN
교축방향하중						=	1702.953 kN
교축직각방향하중						=	388.325 kN
허용응력 할증계수						=	1.60
할증적용 연직하중	3957.08	/	1.60			=	2473.176 kN
할증적용 교축하중	1702.95	/	1.60			=	1064.346 kN
할증적용 교직하중	388.33	/	1.60			=	242.703 kN

2) 받침용량 산정 (SPC용 SHOE 4000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3685.215	102.186	388.325
교축방향		328.650	1702.953

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 540 × 687 mm
- 높 이 : 237 mm



4) 연단거리 검토

a = 400 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 640.000 > 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 = 311.338

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 600 mm

S_2 = 540 / 2 = 270 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 450 mm

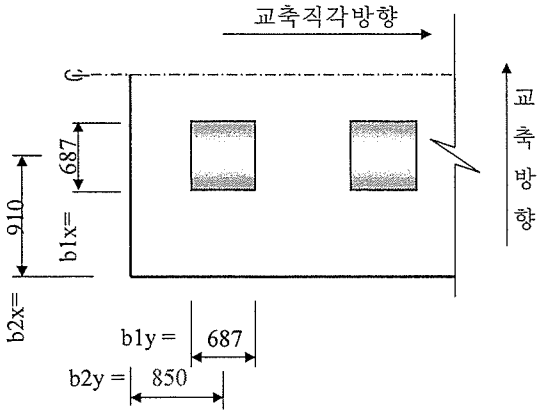
$S_1 + S_2 + S_3$ = 600 + 270 + 450 = 1320 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1320 mm < 1510.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3271.00 kN	- 연직하중 지진시 :	2473.18 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	328.65 kN	- 교 축 방 향 :	1064.35 kN
- 교축직각방향 :	81.75 kN	- 교축직각방향 :	242.70 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 910 = 1820.0 < 5 × b1x = 3435.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 3435.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 687 / 1820) × 3271000 / 180

= 2828.18 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 687 / 1820) × 2473176 / 180

= 2138.36 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 687 / 1700) × 3271000 / 180

= 2707.13 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 687 / 1700) × 2473176 / 180

= 2046.84 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 328650 / 180 = 1825.83 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 1064346 / 180 = 5913.03 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 81749 / 180 = 454.16 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 242703 / 180 = 1348.35 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1597.0 mm

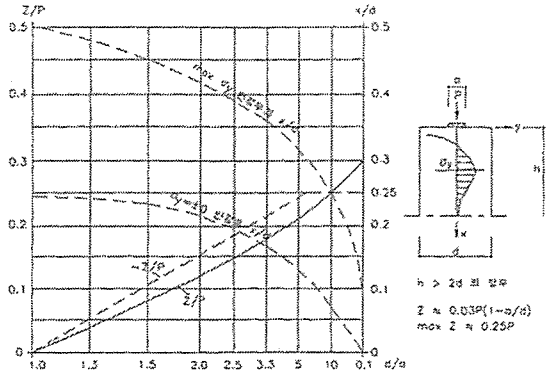
(인접교와 교행의 경우를 고려)

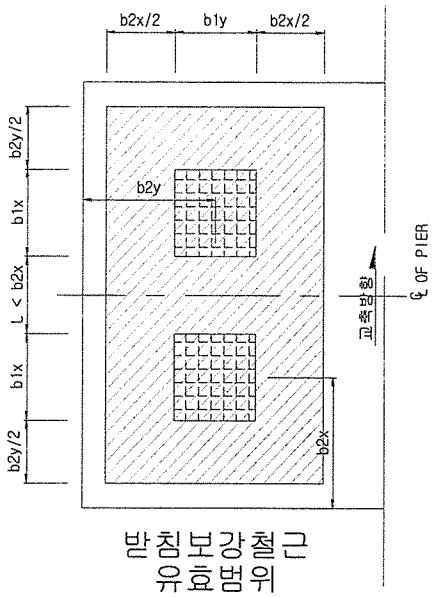
B_{x2} = 798.5 + 690.0 = 1488.5 mm

B_{xuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1537.0 mm

B_{yuse} = 125 × 12 = 1500.0 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	1537.0 / 687.0 = 2.237	0.43	661
교 축 방 향	1597.0 / 687.0 = 2.325	0.42	671

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2828.18 + 1825.83 = 4654.01 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 2138.36 + 5913.03 = 8051.39 mm^2 (지진시)

Use Asx = 1122 - 11 EA × 2 단 = 8516 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2707.13 + 454.16 = 3161.29 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 2046.84 + 1348.35 = 3395.19 mm^2 (지진시)

Use Asy = 1116 - 12 EA × 2 단 = 4766 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{1064346}{180} = 5913.03 \ mm^2$$

Use Asx = H25 - 12 EA × 1 EA = 6080 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{242703}{180} = 1348.35 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 13 EA × 1 EA = 2582 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= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×910× (2 ×910 + 2 × 50 + 687) = 3355038 mm^2

$$V = \frac{1064346}{3355038} = 0.317 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 687) = 2989577 mm^2

$$V = \frac{81749}{2989577} = 0.027 < 0.700 \ MPa$$ **- 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 × 24.920 / 2 / 3 shoe = 46.152 kN

P_w = 167.124 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 283.136 kN R_{EQ} = 428.078 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 = 74.76 / 3 shoe = 24.920 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						=	24.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.92	/	1.00			=	24.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.92	/	1.00			=	24.920	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	+	24.92			=	162.420	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	162.42	/	1.15			=	141.235	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	+	167.12	=	1899.885	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	46.15	=	46.152	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	1899.89	/	1.25			=	1519.908	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	46.15	/	1.25			=	36.921	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

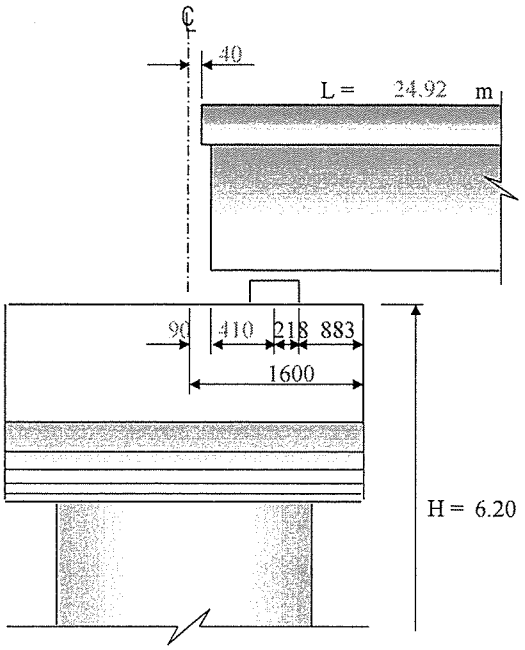
연직하중	867.00	+	865.76	+	428.08	=	2160.839	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	283.136	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2160.84	/	1.60			=	1350.524	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	283.14	/	1.60			=	176.960	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1899.885	46.152	283.136
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]

= 882.500 > 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 = 269.588

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 410 mm

S_2 = 435 / 2 = 217.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

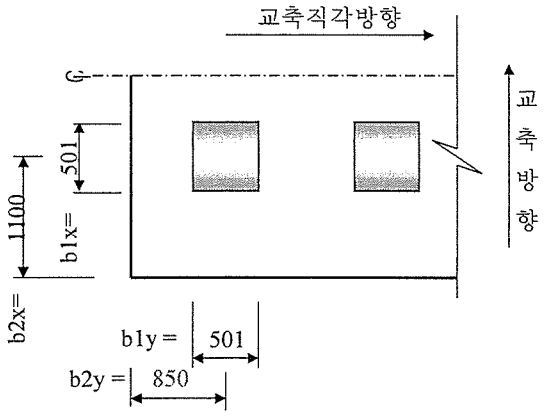
$S_1 + S_2 + S_3$ = 410 + 217.5 + 325 = 952.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 952.5 mm < 1510.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1350.52 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	141.23 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	36.92 kN	- 교축직각방향 :	176.96 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 1100 = 2200.0 < 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 / 2200) × 1732761 / 180

= 1858.56 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 2200) × 1350524 / 180

= 1448.57 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) × 1350524 / 180

= 1322.94 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 141235 / 180 = 784.64 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 36921 / 180 = 205.12 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 176960 / 180 = 983.11 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1601.0 mm

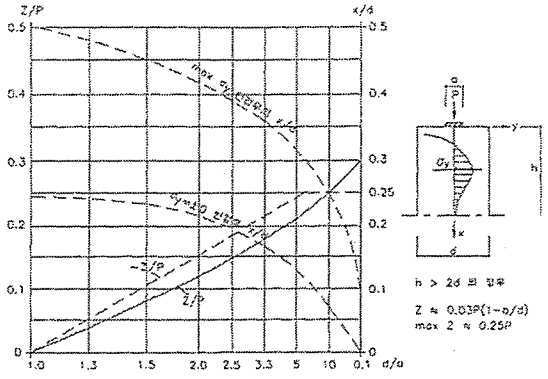
(인장슈와 교량의 크기를 고려)

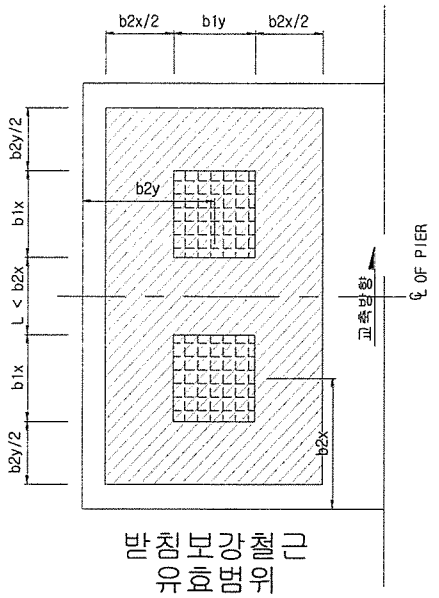
B_{x2} = 800.5 + 500.0 = 1300.5 mm

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	1601.0 / 501.0 = 3.196	0.42	672.42

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1858.56 + 784.64 = 2643.20 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1448.57 + 0.00 = 1448.57 mm^2 (지진시)

Use Asx = 1116 - 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 + 205.12 = 1902.49 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1322.94 + 983.11 = 2306.05 mm^2 (지진시)

Use Asy = 1116 - 12 EA × 2 단 = 4766 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{141235}{180} = 784.64 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 11 EA × 1 EA = 2185 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{176960}{180} = 983.11 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 13 EA × 1 EA = 2582 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)

= $\sqrt{2}$ ×1100× (2 ×1100 + 2 × 50 + 501) = 4357333 mm^2

$$V = \frac{141235}{4357333} = 0.032 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= $\sqrt{2}$ y (2y + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 501) = 2765990 mm^2

$$V = \frac{176960}{2765990} = 0.064 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

5.3.2 P3(P2~P4)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; SPC + SPC

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 49.000 m

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 49.000 m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = 8.500 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 (%) ; SPC (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.032}$

SPC (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.032}$

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)

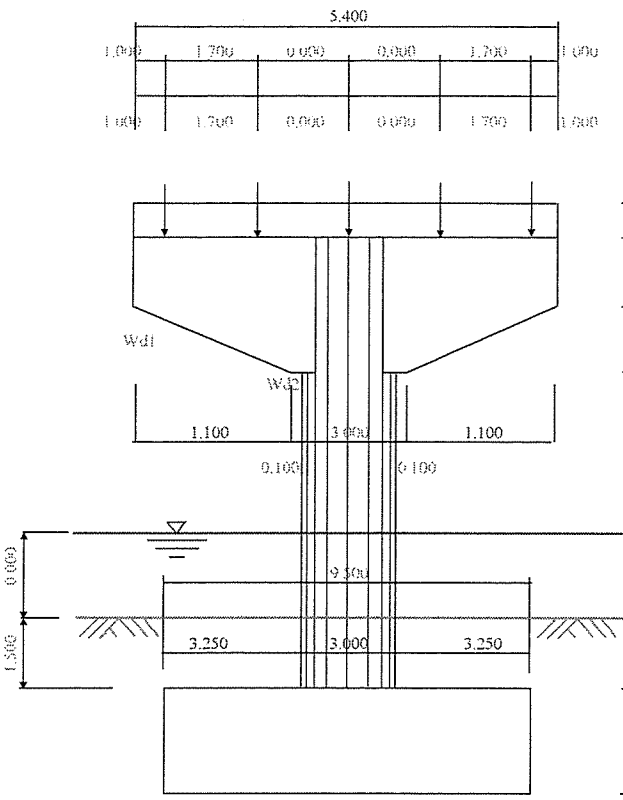
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

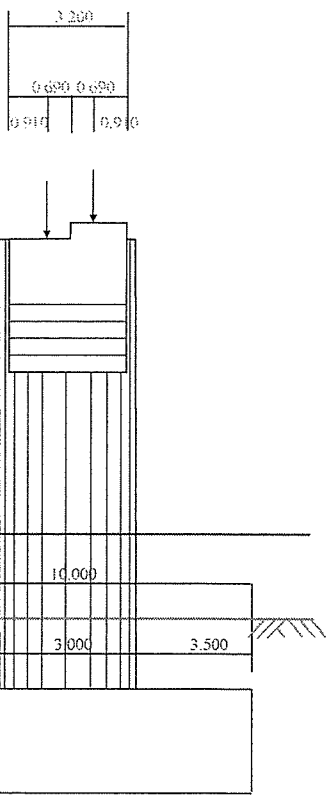
2. 단 면 가 정 P3(P2~P4)

1.1 교각 단면 제원

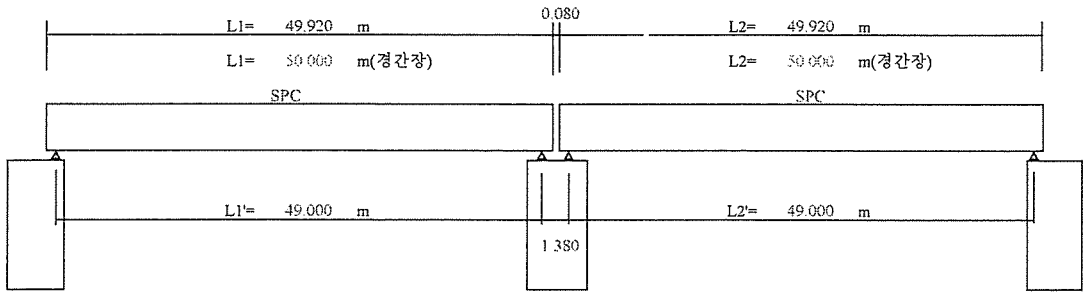
1) 교축직각방향



2) 교축 방향

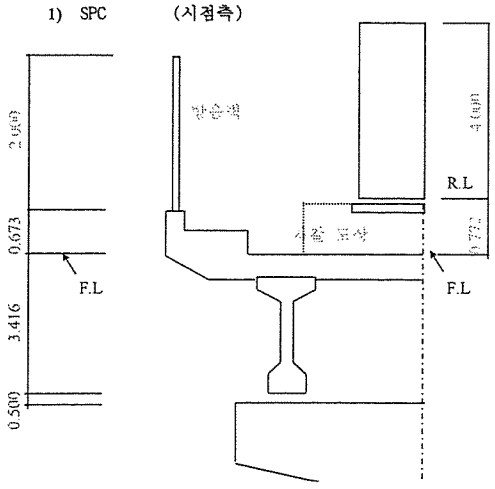


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) SPC (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 6.488 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

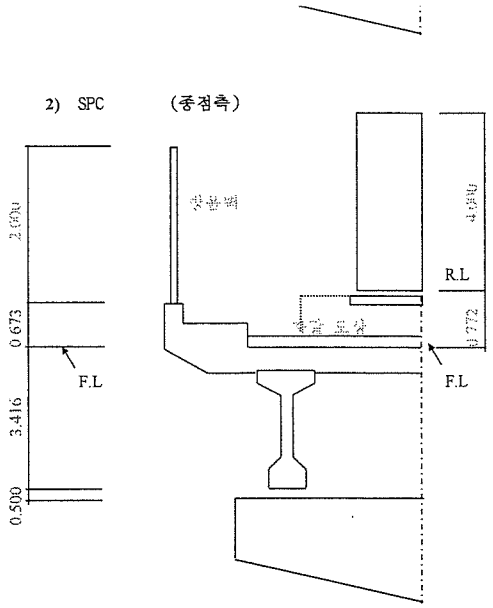
= 4.688 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.5445 M

풍하중(열차재하) = 4.594 M

▶ 지진하중(고정하중) = 2.208 M

2) SPC (중점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 6.488 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 4.688 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.5445 M

풍하중(열차재하) = 4.594 M

▶ 지진하중(고정하중) = 2.208 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)	SPC	2273.00		2077.00		2223.00		6573.00
	SPC	2273.00		2077.00		2223.00		6573.00
계		4546.00	0.00	4154.00	0.00	4446.00		13146.00

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.200 x 3.200 x 24.500 = 94.080 kN/m

Wd2 = 2.000 x 3.200 x 24.500 = 156.800 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 3.000^2 x 24.500

x 4.200 = 727.357 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.300 x 10.000 x 24.500 = 563.500 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- SPC(50m)

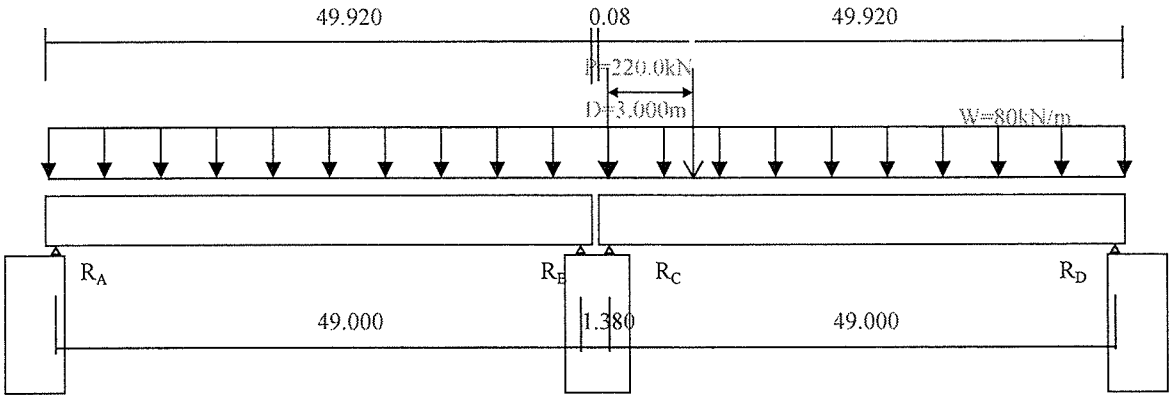
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.200	0.000	0.450	0.000	0.360		1.01
보도 하중 (단선)	1.080	0.000	0.180	0.000	-0.260		1.00

- SPC(50m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.200	0.000	0.450	0.000	0.360		1.01
보도 하중 (단선)	1.080	0.000	0.180	0.000	-0.260		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A = 1981.315 KN , R_C = 2407.845 KN

R_B = 2012.285 KN , R_D = 2025.755 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.85 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.85 × 5.00 × 49.92 × 1/2 = 106.080 KN

W_c = 0.85 × 5.00 × 49.92 × 1/2 = 106.080 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	517.02	0.00	924.62	0.00	696.84		2138.49
R_{LC}	596.14	0.00	1102.62	0.00	839.24		2538.00
$\sum R_L$	1113.16	0.00	2027.25	0.00	1536.09		4676.49

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	529.81	0.00	953.39	0.00	719.85		2203.05
R_{LC}	611.43	0.00	1137.04	0.00	866.78		2615.25
$\sum R_L$	1141.24	0.00	2090.43	0.00	1586.63		4818.30

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	×	4.688	=	0.000	kN·m
MLfc	=	0.000	×	4.688	=	0.000	kN·m
$\sum$ MLf					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- SPC

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

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	↓

- SPC

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

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 = 49.000 , 49.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.439}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.439}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.439 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.439 \quad \text{..... c 지점}$$

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	×	6.488	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	6.488	=	0.000	kN·m
∑ Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

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

- SPC

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 2138.49 kN , 지점c 2538.00 kN

Pcb =	2138.49	×	0.000	=	0.000	kN
Pcc =	2538.00	×	0.000	=	0.000	kN
∑ Pc				=	0.000	kN
Mcb =	0.000	×	6.488	=	0.000	kN·m
Mcc =	0.000	×	6.488	=	0.000	kN·m
∑ Mc				=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

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

- SPC

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	×	3.200	=	19.200	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.000	×	0.6	=	5.400	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	6.089	×	24.960	=	455.944	kN
	Wn3c	=	3.000	×	6.089	×	24.960	=	455.944	kN
	Mn3b	=	455.944	×	3.5445			=	1616.094	kN·m
	Mn3c	=	455.944	×	3.545			=	1616.094	kN·m
	∑		Mn3					=	3232.188	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

$Rni = Mn3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

Rnb1	=	1616.094	×	1.700	/	5.780	=	475.322 kN
Rnb2	=	1616.094	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	1616.094	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb4	=	1616.094	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb5	=	1616.094	×	-1.700	/	5.780	=	-475.322 kN

- SPC

$Rni = Mn3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

Rnc1	=	1616.09	×	1.700	/	5.780	=	475.322 kN
Rnc2	=	1616.09	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc3	=	1616.09	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc4	=	1616.09	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc5	=	1616.09	×	-1.700	/	5.780	=	-475.322 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1 =	1.500	×	2.000	×	3.200	=	9.600	kN
기둥	Wt2 =	1.500	×	3.000	×	0.6	=	2.700	kN/m
상부구조	Wn3b =	1.500	×	8.188	×	24.960	=	306.559	kN
	Wn3c =	1.500	×	8.188	×	24.960	=	306.559	kN
	Mn3b =	306.559	×	4.594			=	1408.332	kN·m
	Mn3c =	306.559	×	4.594			=	1408.332	kN·m
	∑ Mn3						=	2816.664	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnb1 =	1408.332	×	1.700	/	5.780	=	414.215	kN
Rnb2 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	1408.332	×	-1.700	/	5.780	=	-414.215	kN

- SPC

Rti = Mt3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnc1 =	1408.332	×	1.700	/	5.780	=	414.215	kN
Rnc2 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc3 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc4 =	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc5 =	1408.332	×	-1.700	/	5.780	=	-414.215	kN

6) 유 수 압 ($P = K \times V^2 \times A$)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 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	$H_{EB(교직)}$	134.94		155.76		134.94	425.64	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	689.82		681.49		689.82	2061.14	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	139.03		159.55		139.03	437.61	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 425.641 × 2.208 = 939.815 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 437.609 × 2.208 = 966.240 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

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

$\sum xi^2$ = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2

= 5.780 m^2

R_{Eb1} = 939.815 × 1.700 / 5.780 = 276.416 kN

R_{Eb2} = 939.815 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb3} = 939.815 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 939.815 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb5} = 939.815 × -1.700 / 5.780 = -276.416 kN

- SPC

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 966.240 \times 1.700 / 5.780 = 284.188 \ kN$

$R_{EC2} = 966.240 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 966.240 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 966.240 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 966.240 \times -1.700 / 5.780 = -284.188 \ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비 고
기둥하단	891.283	8,067.332	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비 고
시점측	$H_{EB(교직)}$	331.43		382.57		331.43	1045.43	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	1694.30		1673.84		1694.30	5062.44	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	341.47		391.89		341.47	1074.83	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 1045.434 \times 2.208 = 2308.318 \ kN·m$

$M_{ec(교직)} = 1074.828 \times 2.208 = 2373.220 \ kN·m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SPC

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{Eb1} = 2308.318 \times 1.700 / 5.780 = 678.917 \ kN$

$R_{Eb2} = 2308.318 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb3} = 2308.318 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb4} = 2308.318 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb5} = 2308.318 \times -1.700 / 5.780 = -678.917 \ kN$

- SPC

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 2373.220 \times 1.700 / 5.780 = 698.006 \ kN$

$R_{EC2} = 2373.220 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 2373.220 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 2373.220 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 2373.220 \times -1.700 / 5.780 = -698.006 \ kN$

$P_E = 1045.43 + 1074.828 = 2120.262 \ kN$

$Mc = 2120.262 \times 2.208 = 4681.538 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	2.189.115	19814.50	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	6573.000	kN	6573.000	kN
편 심	0.690	m	-0.690	m

Md = 6573 × 0.690 + 6573 × -0.690 = 0.000 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	2138.488	kN	2538.004	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.690	m	-0.690	m

$M_{L단선}$ = 2138.49 × 0.690 + 2538.00 × -0.690 = -275.666 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.690 + 0.00 × -0.690 = 0.000 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	2203.047	kN	2615.253	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.690	m	-0.690	m

$M_{L단선}$ = 2203.05 × 0.690 + 2615.25 × -0.690 = -284.422 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.690 + 0.00 × -0.690 = 0.000 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.200 × 5.400 = 19.440 kN

3.000 × 0.800 × 4.300 = 10.320 kN

(19.440 + 10.320) / 5.400 = 5.511 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 3.000 × 0.6 = 5.400 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.200 × 5.400 = 9.720 kN

1.500 × 0.800 × 4.300 = 5.160 kN

(9.720 + 5.160) / 5.400 = 2.756 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 3.000 × 0.6 = 2.700 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 × 50.000 = 1000.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 50.000 = 1000.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 50.000 = 1000.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 50.000 = 1000.000 kN

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

Rm = 6573.00 + 2012.285 = 8585.285 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 1000.00 - 643.896 (제동하중)

= 1000.00 - 643.896 (시동하중)

= 356.10 < T/2 = 500.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 356.10 < T/2 = 500.00 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 500.00 kN(제동하중), 500.00 kN(시동하중)

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

Rm = 6573.00 + 2407.85 = 8980.845 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1347.127 > T/2 = 500.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 1347.127 > T/2 = 500.000 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 500.000 kN(제동하중), 500.000 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 500.000 + 500.000 = 1000.000 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 2 × 3 × 49.920 = 299.520 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 299.52 - 492.975

= -193.46 < T/2 = 149.76

∴ Tf = 149.76 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 2 × 3 × 49.920 = 299.520 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 985.950 > T/2 = 149.760

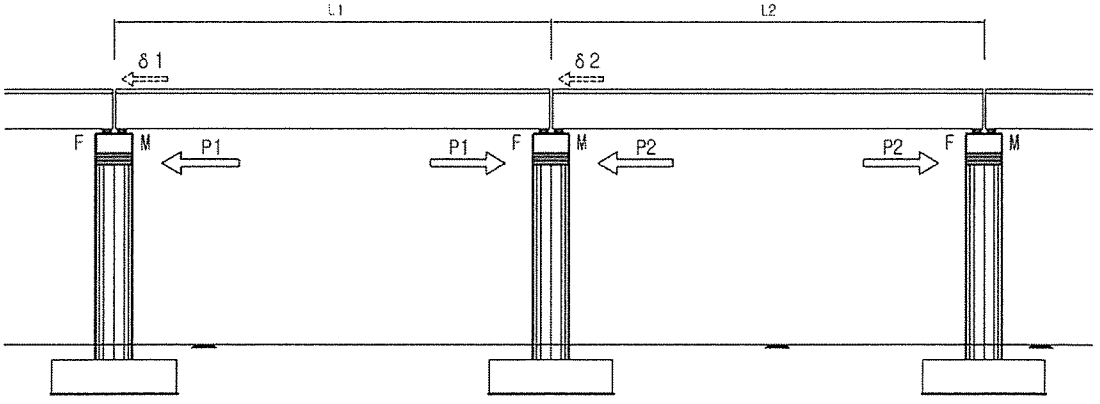
∴ Tm = 149.76 kN

TL = T_b + T_c = 149.760 + 149.760 = 299.520 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 = 6573.00 × 0.150 = 985.950 kN

Ts2 = 6573.00 × 0.150 = 985.950 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 8776.05 × 0.150 = 1316.407 kN

Ts2' = 9188.25 × 0.150 = 1378.238 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 × 49.000 = 0.00735 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 49.000 = 0.00735 m

▶ 등가수평력

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

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 10116.287 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.976 m^4

L : 6.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	985.950	10116.287	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1316.407	10616.287	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 10116.287 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.976 m^4

L : 6.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	985.950	10116.287	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1378.238	10616.287	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	985.950	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	878.238	슈마찰력 : MAX(Ts1',Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥하단	2165.96	17533.40	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

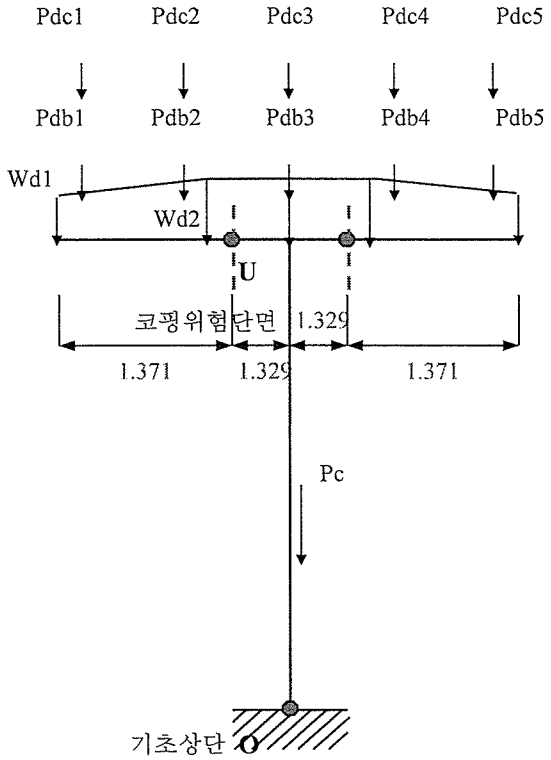
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비고
기둥하단	5319.90	43064.49	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

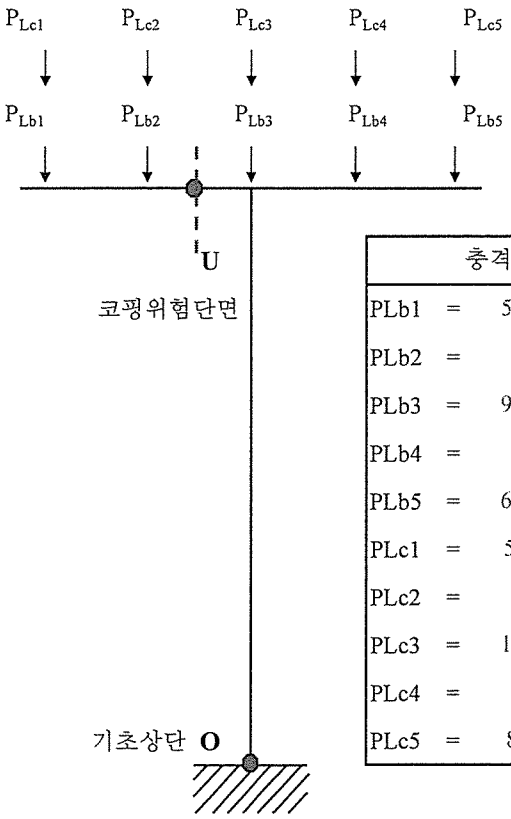
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	2273.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	2077.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	2223.00	kN
Pdc1	=	2273.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	2077.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	2223.00	kN
Wd1	=	94.080	kN/m
Wd2	=	156.800	kN/m
Pc	=	727.357	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	2273.000	0.371	2273.000	842.509	1.700	2273.000	3864.100
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	2077.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	2077.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	2223.000	0.371	2223.000	823.976	-1.700	2223.000	-3779.100
Pcd1	2273.000	0.371	2273.000	842.509	1.700	2273.000	3864.100
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	2077.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	2077.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	2223.000	0.371	2223.000	823.976	-1.700	2223.000	-3779.100
Wd1	125.44	0.637	137.984	87.94082921	0.000	275.968	0.000
Wd2	156.800	0.135	42.43942713	5.743319437	0.000	501.760	0.000
Pc	727.357	-1.329	0.000	0	0.000	727.357	0.000
합 계			**4676.42**	**1778.703**		**14651.085**	**170.000**

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	517.023	kN	PLb1	=	529.807	kN
PLb2	=	0.000	kN	PLb2	=	0.000	kN
PLb3	=	924.623	kN	PLb3	=	953.387	kN
PLb4	=	0.000	kN	PLb4	=	0.000	kN
PLb5	=	696.842	kN	PLb5	=	719.853	kN
PLc1	=	596.14	kN	PLc1	=	611.43	kN
PLc2	=	0.00	kN	PLc2	=	0.00	kN
PLc3	=	1102.62	kN	PLc3	=	1137.04	kN
PLc4	=	0.00	kN	PLc4	=	0.00	kN
PLc5	=	839.24	kN	PLc5	=	866.78	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	517.023	0.371	517.023	191.640	1.700	517.023	878.940
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	924.623	-1.329	0.000	0.000	0.000	924.623	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	696.842	0.371	696.842	258.291	-1.700	696.842	-1184.631
PLc1	596.135	0.371	596.135	220.963	1.700	596.135	1013.430
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	1102.625	-1.329	0.000	0.000	0.000	1102.625	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	839.243	0.371	839.243	311.074	-1.700	839.243	-1426.714
합 계			**1536.085**	**569.365**		**4676.492**	**718.975**

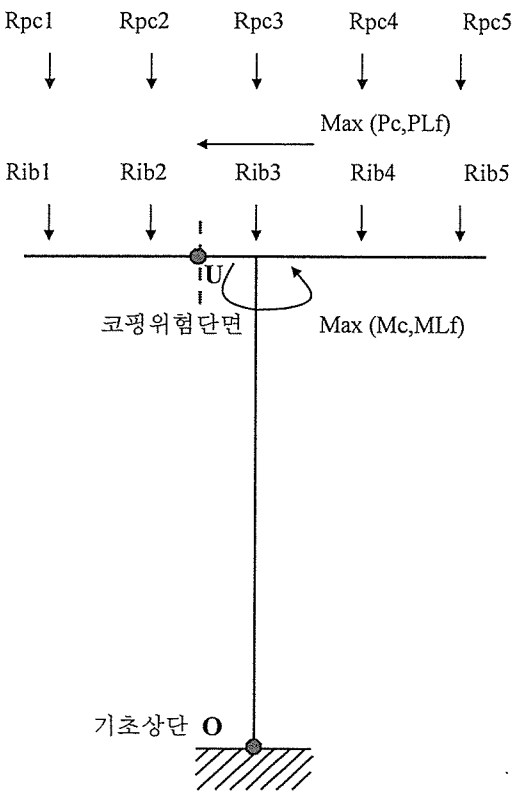
Moy= **-275.666** kN·m　　Ho= 0.000 kN

▶ 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	529.807	0.371	529.807	196.378	1.700	529.807	900.673
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	953.387	-1.329	0.000	0.000	0.000	953.387	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	719.853	0.371	719.853	266.820	-1.700	719.853	-1223.750
PLc1	611.432	0.371	611.432	226.633	1.700	611.432	1039.435
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	1137.043	-1.329	0.000	0.000	0.000	1137.043	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	866.778	0.371	866.778	321.280	-1.700	866.778	-1473.522
합 계			**1586.631**	**588.100**		**4818.300**	**757.165**

Moy= **-284.422** 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)

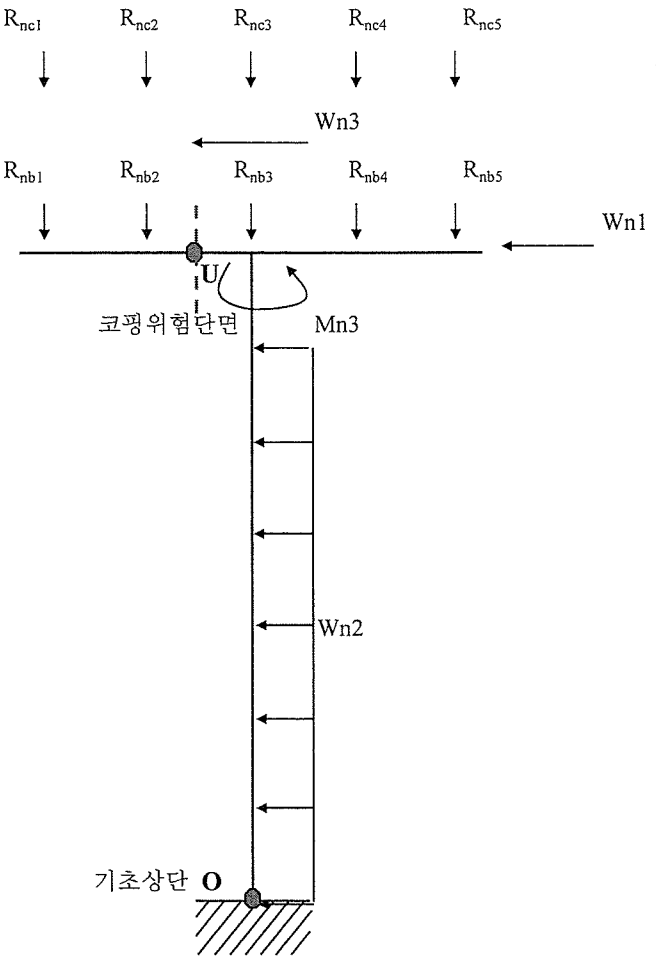
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

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	0.371	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	-1.329	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	0.371	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.371	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	-1.329	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	0.371	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	**0.000**	-	-	-	6.200	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

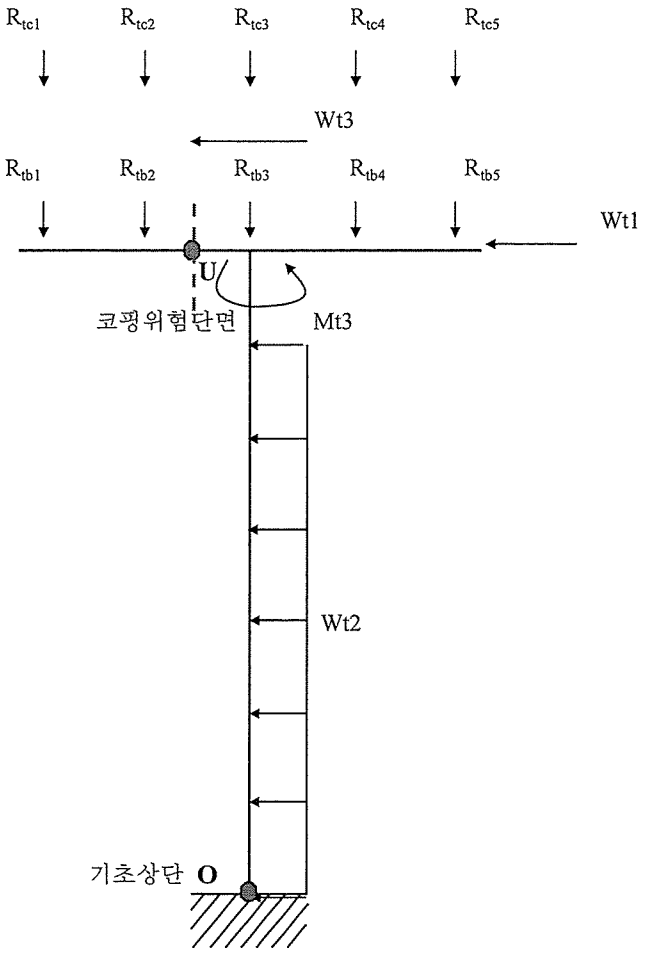


Wn1	=	19.200	kN
Wn2	=	5.400	kN/m
Wn3b	=	455.944	kN
Wn3c	=	455.944	kN
Mn3	=	3232.188	kN·m

Rnb1	=	475.322	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-475.322	kN
Rnc1	=	475.322	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-475.322	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	475.322	0.371	475.322	176.183	1.700	475.322	808.047
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.329	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	-475.322	0.371	-475.322	-176.183	-1.700	-475.322	808.047
Rnc1	475.322	0.371	475.322	176.183	1.700	475.322	808.047
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.329	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	-475.322	0.371	-475.322	-176.183	-1.700	-475.322	808.047
Wn1	**19.20**	-	-	-	6.200	-	119.040
Wn2	**22.68**	-	-	-	2.100	-	47.628
Wn3	**911.89**	-	-	-	6.200	-	5653.706
합 계	**953.768**		**950.644**	**352.365**		**0.000**	**9052.562**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

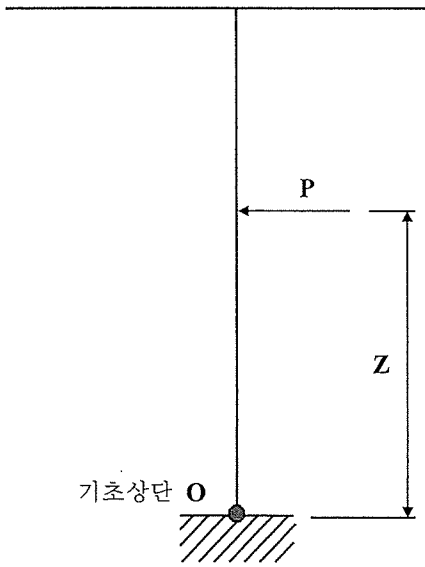


Wt1	=	9.600	kN
Wt2	=	2.700	kN/m
Wt3b	=	306.559	kN
Wt3c	=	306.559	kN
Mt3	=	1408.332	kN·m

Rtb1	=	414.215	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-414.215	kN
Rtc1	=	414.215	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-414.215	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	414.215	0.371	414.215	153.533	1.700	414.215	704.166
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.329	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	-414.215	0.371	-414.215	-153.533	-1.700	-414.215	704.166
Rtc1	414.215	0.371	414.215	153.533	1.700	414.215	704.166
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.329	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	-414.215	0.371	-414.215	-153.533	-1.700	-414.215	704.166
Wt1	**9.60**	-	-	-	6.200	-	59.520
Wt2	**11.34**	-	-	-	2.100	-	23.814
Wn3	**613.12**	-	-	-	6.200	-	3801.332
합 계	**634.058**		**828.431**	**307.066**		**0.000**	**6701.330**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	1.500	m

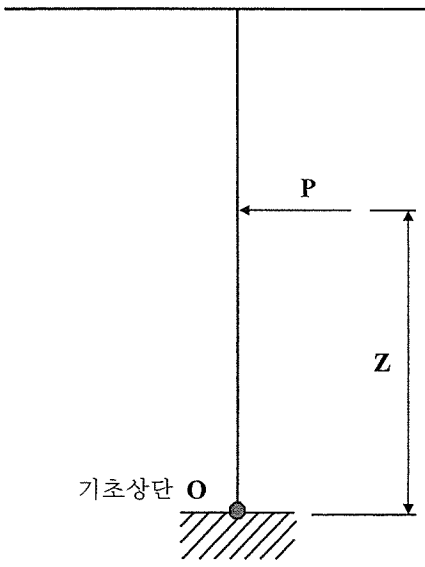
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 1.500 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	3.300	m

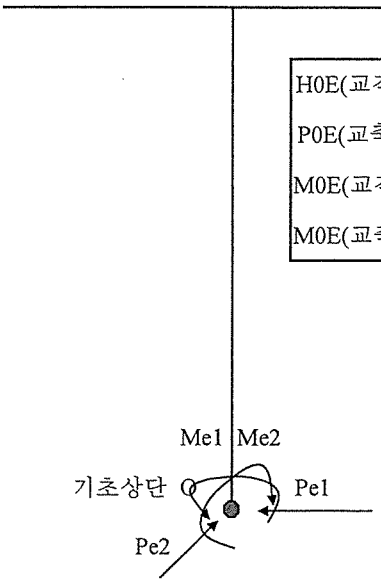
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 1000.000 × 3.300 = **3300.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

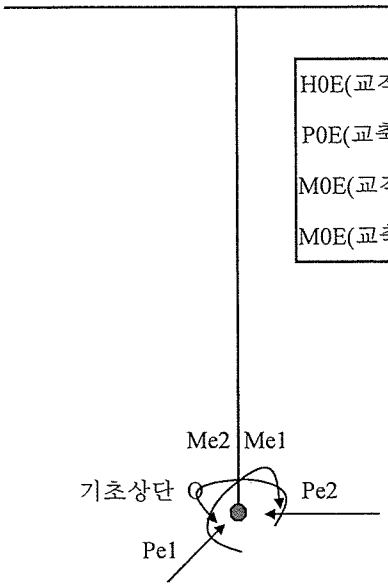


H0E(교직)	=	891.283	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	8067.332	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	276.416	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-276.416	kN
R_{EC1}	=	284.188	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-284.188	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	276.416	0.371	276.416	102.456	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-276.416	0.371	-276.416	-102.456	-	-	-
REC1	284.188	0.371	284.188	105.337	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-284.188	0.371	-284.188	-105.337	-	-	-
He1	**891.283**	-	-	-	-	-	**8067.332**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**560.604**	**207.793**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



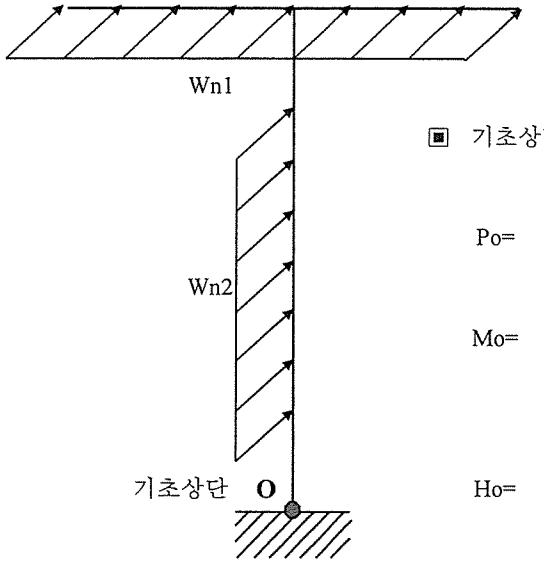
H0E(교직)	=	2189.115	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	########	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	678.917	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-678.917	kN
R_{EC1}	=	698.006	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-698.006	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	678.917	0.371	678.917	251.647	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-678.917	0.371	-678.917	-251.647	-	-	-
REC1	698.006	0.371	698.006	258.723	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-698.006	0.371	-698.006	-258.723	-	-	-
He1	**2189.115**	-	-	-	-	-	**19814.499**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**1376.923**	**510.370**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	5.511	kN/m
Wn2	=	5.400	kN/m

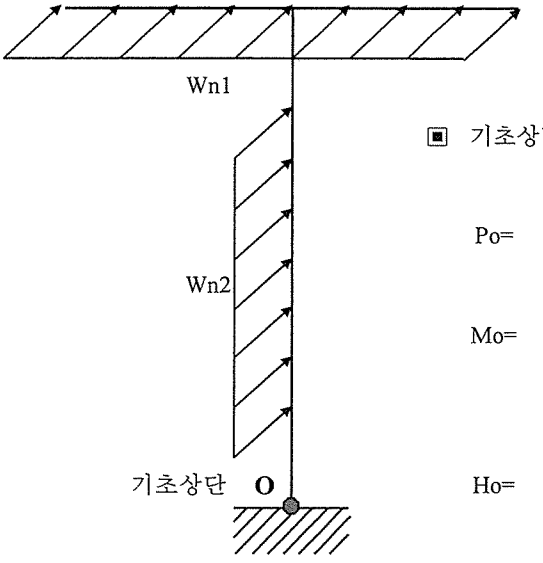
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = 0.000 kN

Mo= 29.759 × 5.200 +
22.680 × 2.100 = **202.377** kN·m

Ho= = **52.4394** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	2.756	kN/m
Wn2	=	2.700	kN/m

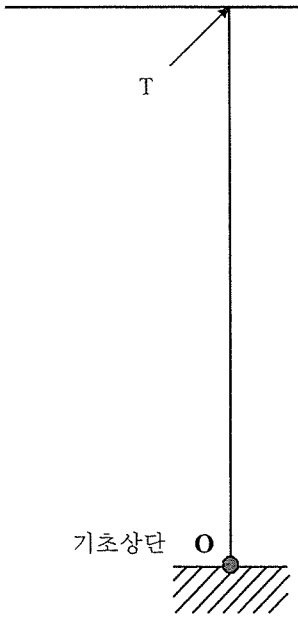
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = 0.000 kN

Mo= 14.882 × 5.200 +
11.340 × 2.100 = **101.202** kN·m

Ho= = **26.2224** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	0.000	kN
$T_{m복선}$	=	0.000	kN
$T_{f단선}$	=	500.000	kN
$T_{m단선}$	=	500.000	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 6.700 +

0.000 × 6.700

= **0.000** kN·m

Ho= **0.00** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= 0.000 kN

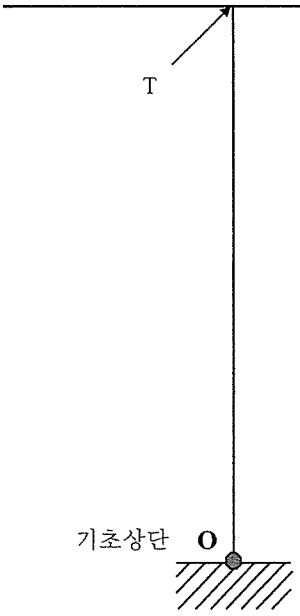
Mo= 500.000 × 6.700 +

500.000 × 6.700

= **6700.000** kN·m

Ho= **1000.00** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	149.760	kN
T_m	=	149.760	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

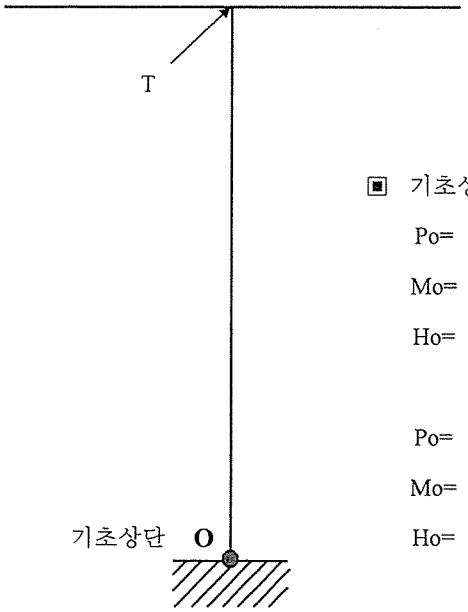
Mo= 149.760 × 6.700 +

149.760 × 6.700

= **2006.784** kN·m

Ho= **299.520** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	985.950	kN
시제동하중 작용시	=	878.238	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 985.950 × 6.700 = **6605.865** kN·m

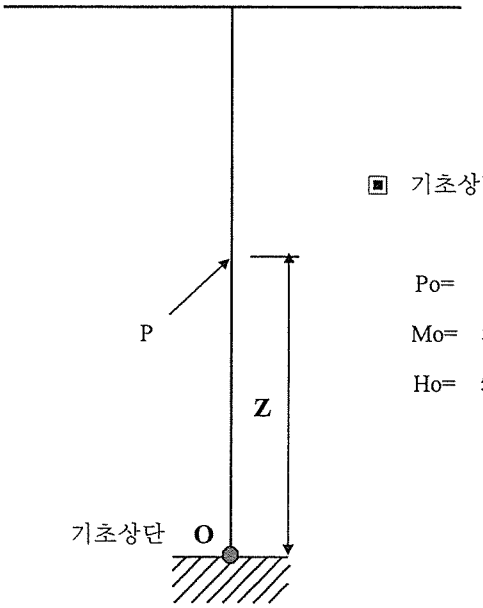
Ho= **985.950** kN

Po= 0.000 kN

Mo= 878.238 × 6.700 = **5884.194** kN·m

Ho= **878.238** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	3.300	M

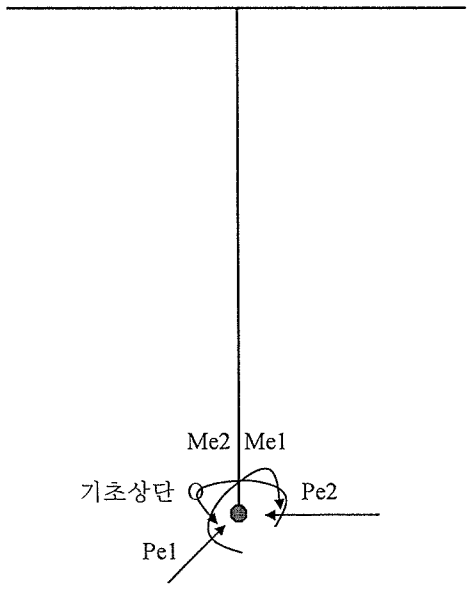
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 500.000 × 3.300 = **1650.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

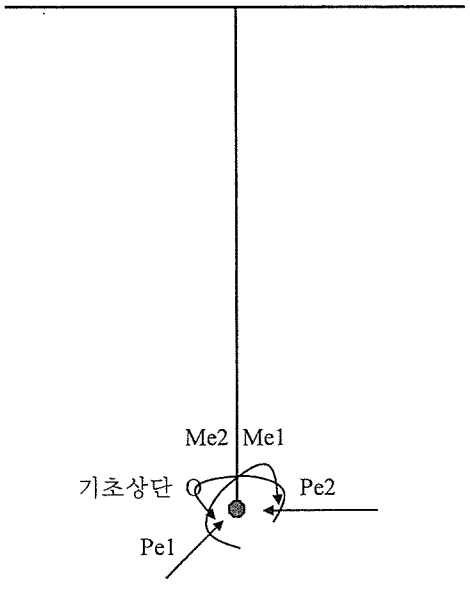
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	0.000	kN	Pe2=	0.000	kN
He1=	2165.961	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=	5319.904	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	########	kN	Me2=	0.00	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		4,676	1,779	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,536	569	
		충격 고려시	1,587	588	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		951	352	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		828	307	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		561	208	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,377	510	

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	-	-	-	4,676	1,779	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	6,263	2,367	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	5,627	2,131	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	5,505	2,086	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	7,091	2,674	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	4,676	1,779	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	6,263	2,367	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	5,627	2,131	

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	-	-	-	6,313	2,401	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	9,248	3,489	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	7,482	2,846	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	10,021	3,787	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	6,313	2,401	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	8,534	3,225	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	7,597	2,877	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	7,432	2,816	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	9,653	3,639	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	6,313	2,401	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	8,534	3,225	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	6,752	2,557	
comb 23	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00		6,727	2,539	운행성
comb 24	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-		1.00	7,543	2,841	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(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		-	-	14,651	170	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	4,676	719	276
			충격 고려시	-	-	4,818	757	284
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		954	-	-	9,053	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		634	-	-	6,701	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	3,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		891	-	-	8,067	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,189	-	-	19,814	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	52	-	-	202
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	26	-	-	101
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,000	-	-	6,700
	L.C 13	장대레일종하중		-	300	-	-	2,007
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	986	-	-	6,606
			시제동하중 작용	-	878	-	-	5,884
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	1,650
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	2,166	-	-	17,533
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	5,320	-	-	43,064

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	14,651	-	170	-	-	
combo 2	19,469	-	927	-	284	
combo 3	14,651	-	170	986	6,606	
combo 4	19,469	-	927	986	6,890	
combo 5	14,651	954	9,223	1,038	6,808	
combo 6	14,651	634	6,871	1,204	7,992	
combo 7	19,469	634	7,628	2,204	14,977	
combo 8	14,651	1,000	3,470	500	1,650	
combo 9	19,469	1,000	4,227	500	1,934	
combo 10	14,651	1,954	12,523	552	1,852	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교축직각방향											교축방향						
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축 적용)		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	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(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	19,779	-	230	-	-	철설기 8.3.1	
comb 12	28,693	-	1,630	-	526	철설기 8.3.1	
comb 13	23,442	-	272	-	-	철설기 8.3.2	
comb 14	31,151	-	1,483	-	455	철설기 8.3.2	
comb 15	19,779	-	230	1,331	8,918	철설기 8.3.3	
comb 16	26,525	-	1,290	1,331	9,316	철설기 8.3.3	
comb 17	19,779	1,288	12,450	1,402	9,191	철설기 8.3.4	
comb 18	19,779	856	9,276	1,640	10,890	철설기 8.3.5	
comb 19	26,525	856	10,336	3,040	20,668	철설기 8.3.5	
comb 20	19,779	1,350	4,685	675	2,228	철설기 8.3.7	
comb 21	26,525	1,350	5,745	675	2,626	철설기 8.3.7	
comb 22	17,581	2,345	15,027	663	2,223	철설기 8.3.8	
comb 23	19,325	-	904	2,166	17,809	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	19,325	891	8,972	-	276	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	19,325	-	904	5,320	43,340	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	19,325	2,189	20,719	-	276	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	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(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	11,721	-	136	-	-	철설기 8.3.1	
comb 28	20,635	-	1,537	-	526	철설기 8.3.1	
comb 29	11,721	-	136	-	-	철설기 8.3.2	
comb 30	19,430	-	1,347	-	455	철설기 8.3.2	
comb 31	11,721	-	136	1,331	8,918	철설기 8.3.3	
comb 32	18,466	-	1,196	1,331	9,316	철설기 8.3.3	
comb 33	11,721	1,288	12,357	1,402	9,191	철설기 8.3.4	
comb 34	11,721	856	9,183	1,640	10,890	철설기 8.3.5	
comb 35	18,466	856	10,243	3,040	20,668	철설기 8.3.5	
comb 36	11,721	1,350	4,591	675	2,228	철설기 8.3.7	
comb 37	18,466	1,350	5,651	675	2,626	철설기 8.3.7	
comb 38	13,186	2,345	14,976	663	2,223	철설기 8.3.8	
comb 39	19,325	-	904	2,166	17,809	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	19,325	891	8,972	-	276	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	19,325	-	904	5,320	43,340	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	19,325	2,189	20,719	-	276	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	-	-	-	-	-	-	-

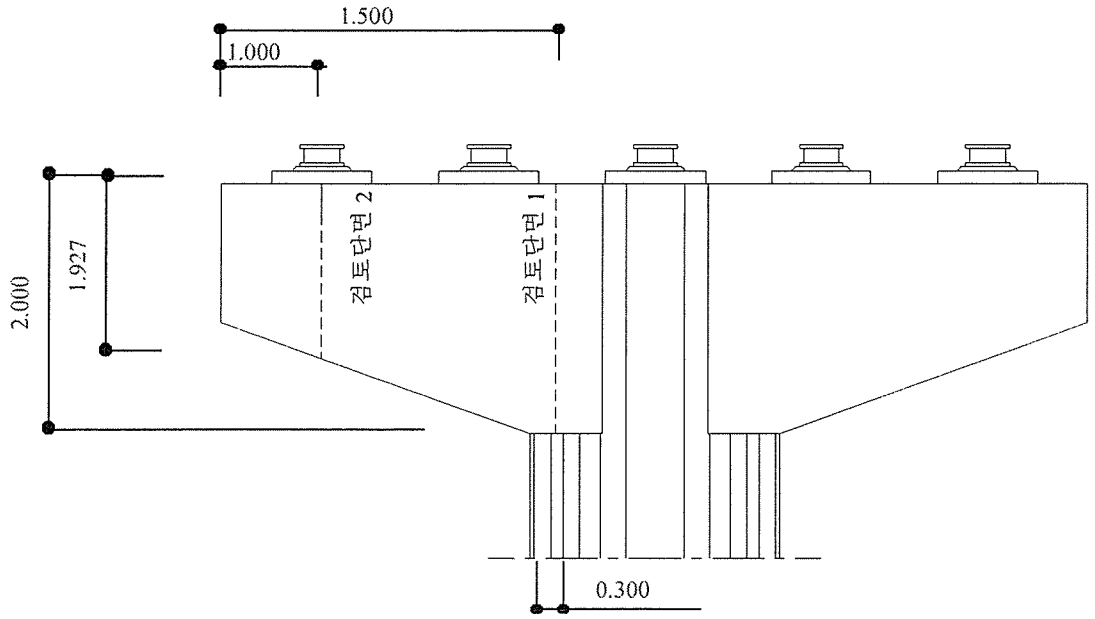
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	14,651	-	170	-	-	철설기 8.3.1	
combo 44	19,328	-	889	-	276	철설기 8.3.1	
combo 45	14,651	-	170	986	6,606	철설기 8.3.3	
combo 46	19,328	-	889	986	6,882	철설기 8.3.3	
combo 47	14,651	954	9,223	1,038	6,808	철설기 8.3.4	
combo 48	14,651	634	6,871	1,204	7,992	철설기 8.3.5	
combo 49	19,328	634	7,590	2,204	14,968	철설기 8.3.5	
combo 50	14,651	1,000	3,470	500	1,650	철설기 8.3.7	
combo 51	19,328	1,000	4,189	500	1,926	철설기 8.3.7	
combo 52	14,651	2,145	14,333	563	1,893	철설기 8.3.8	
combo 53	19,328	-	889	2,166	17,809	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	19,328	891	8,956	-	276	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	19,328	-	889	5,320	43,340	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	19,328	2,189	20,703	-	276	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

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

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	**comb 5**	**2,674**	
계수하중	최대모멘트	**comb 14**	**3,787**	
	최대전단력	**comb 14**	**10,021**	



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)
3,200	2,000	1,850	150	3,787	10,021	2,674

Ln= 1000.00 mm Ln/D = 1000.00 / 1850.00 = 0.541 < 4

∴DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12,668	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12,668	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	-	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 4.422]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 124.191 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03436 > 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 = 5729.503 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 236.943\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 20.720 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 7.639 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 124.191 mm

$\Phi Mn =$ $0.9 \times As \times fy \times (d - a/2) =$ 15400.830 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3786.884 kN · m) [사용률 = 4.067] ∴ O.K!!

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3200.0 × 1850.00 / 1000 = 4593.57 kN

ΦVc= 4593.57 < Vu = 10020.887 kN ∴ 전단보강 필요함!!

$\Phi Vmax =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{fck}/6) \cdot bw \cdot d =$ 22967.833 kN > 10020.887 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×b×Sv ∴ O.K

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 3200 × 200 = 1.600 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 25 사용, Ah = 6 × 506.700 = 3040.200 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ O.K

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 3200 × 200.00 = 960.000 mm^2

∴ **H25 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

$\Phi Vs = \Phi \{Av / S1 \times (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 \times (11-ln/d)/12\} fy \times d$ = 9027.995 kN

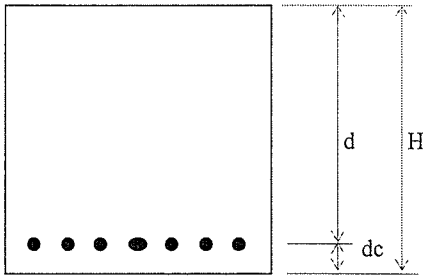
- 전단강도검토

Vu = 10020.887 kN < $\Phi(Vc + Vs)$ = 4593.57 + 9027.995 = 13621.561 kN

∴ O.K

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2,000	mm,	B =	3,200	mm ,
d =	1.850	mm,	dc =	150	mm ,
Mo =	2.674	kN· m,	As =	25.335	mm^2
N =	25		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 401 mm

$f s = M / (As (d - x / 3))$ = 61 MPa

$f st = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 64 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 88 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 990 mm

최외단철근 평균배근간격; 3200 / 25 = 128 mm < 990 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)
3200.00	2000.00	1850.00	150.00	3786.884	10020.887	2673.869

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 10020.887 kN

Mu = 3786.884 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 3786.884 / 10020.887 = 0.378 m

d = 2.000 - 0.150 = 1.850 m

a / d = 0.378 / 1.850 = 0.204 < 1.0 ∴ corbel로 검토

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 10020.887 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 10020.887 = 2004.177 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 3786.884 + 2004.177 × (2.000 - 1.850)

= 4087.511 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3.200 \times 1.850 = 35,520$ kN

$\le 5.6 \times 3.200 \times 1.850 = 33,152$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 33152.00 = 24864.000$ kN

$\Phi V_{n_max} = 24.864$ kN > $V_u = 10.021$ kN ∴ O.K!!

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

$= 10.020,887 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 23,859$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 4,088$ kN·m

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

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

$$= \frac{34}{0.005} = 6,969 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 2,004$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 2,004 / (0.75 \times 400)$

$= 6680.590$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 6969 + 6681 = 13,650 ㎟

$\geq$ 2/3 23859 + 6681 = 22,587 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 3200 × 1850 = 17,760 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 22,587 ㎟

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 1.122]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

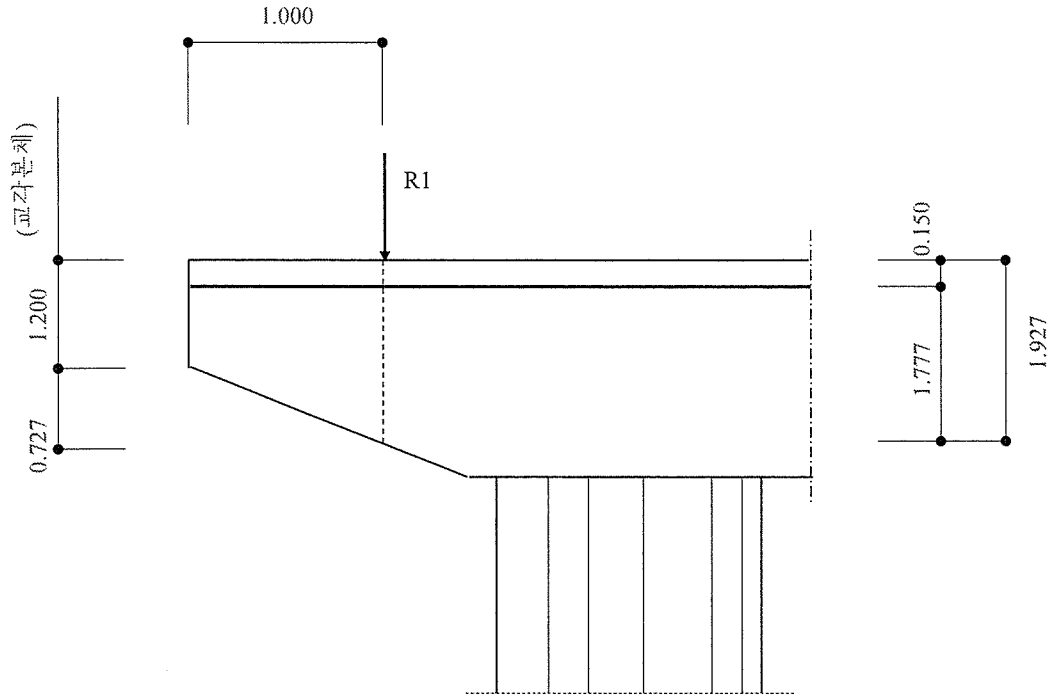
$A_h = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (22,587 - 6,681)$

$= 7,953$ ㎟

Use	H	25	-	6	EA	×	6	단	=	18,241 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)
3200.00	1927.27	1777.27	150.00	230.259	4660.180	2673.869

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.200 × 1.000 × 3.200 × 24.500 = 94.080 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.727 × 1.000 × 3.200 × 24.500 = 28.509 kN

∑ = 122.589 kN

M_{O1} = 94.080 × 0.500 = 47.040 kN.m

M_{O2} = 28.509 × 0.333 = 9.494 kN

∑ = 56.534 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 2273.000 kN

다) 상부 활하중

R_D = 517.023 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 122.589 + 1.6 × 2273.000 + 1.6 × 517.023

= 4660.180 kN

M_u = 1.6 × 56.534

= 90.454 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 90.454 / 4660.180 = 0.019 m

d = 1.927 - 0.150 = 1.777 m

a / d = 0.019 / 1.777 = 0.011 < 1 ∴ corbel로 검토

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 4660.180 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 4660.180 = 932.036 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 90.454 + 932.036 × (1.927 - 1.777)

= 230.259 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3200.00 \times 1777.27 = 34123.636$ kN

$\le 5.6 \times 3200.00 \times 1777.27 = 31848.727$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 31848.73 = 23886.545$ kN

$\Phi V_{n_max} = 23886.545$ kN $>$ $V_u = 4660.180$ kN ∴ O.K!!

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

$= 4660180.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 11095.667$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 230.259$ kN·m

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

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

$$= \frac{1.986}{0.005} = 405.093 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 932.036$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 932.036 / (0.75 \times 400)$

$= 3106.787$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 405.093 + 3106.787 = 3511.880 ㎟

$\geq$ 2/3 11095.667 + 3106.787 = 10503.898 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 3200.000 × 1777.273 = 17061.818 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 17061.818 ㎟

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2	,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2	,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2	,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 1.485]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

$A_h =$ 0.5 × (As - An) = 0.5 × (17061.818 - 3106.787)

= 6977.516 ㎟

Use	**H**	**25**	-	**6**	EA	×	**5**	단	=	15201.000 mm^2

∴ O.K!!

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

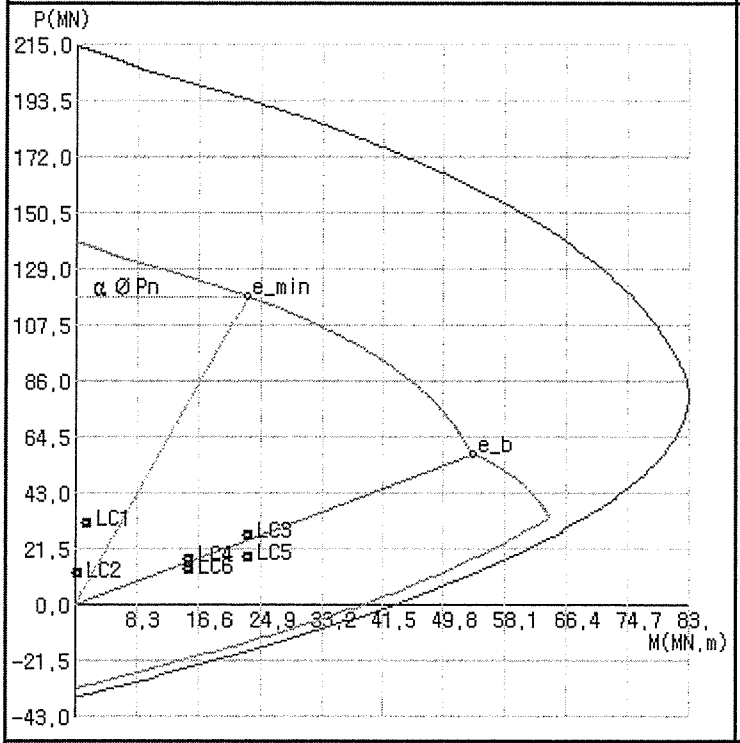
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 14	31,151	0	0	455	1,483	Load case 1
	최소축력		comb 27	11,721	0	0	0	136	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 19	26,525	3,040	856	20,668	10,336	Load case 3
		교직방향	comb 22	17,581	663	2,345	2,223	15,027	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 35	18,466	3,040	856	20,668	10,243	Load case 5
		교직방향	comb 38	13,186	663	2,345	2,223	14,976	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	19,325	2,166	0	17,809	904	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	19,325	0	891	276	8,972	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	19,325	5,320	0	43,340	904	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	19,325	0	2,189	276	20,719	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

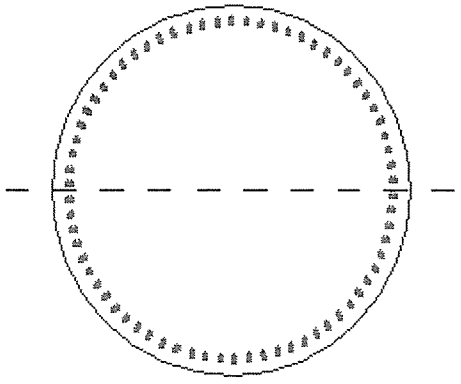
▶ **P - M 상관도**

검토단면 : P3(P2~P4)(상시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.976 E+12 mm⁴
Iy	=	3.976 E+12 mm⁴
Ag	=	7.069 E+06 mm²
Lu	=	6200.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.272 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 193.947 mm

ØPmin = 118196.300 KN

ØMmin = 22923.840 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 930.391 mm

ØPb = 57707.160 KN

ØMb = 53690.210 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 89936.000 mm²

▶ P3(P2~P4)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(P2~P4)(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) : 3000.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 6200.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 89936.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 31151.017 KN

계수모멘트(X) : Mux = 455.075 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 455.075 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 1483.464 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 1483.464 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 455.075 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 1483.464 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 1551.695 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 72.946 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 49.81 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.280 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.193 + 13734.422 + -10380.873 = 88493.740 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.674 + 13512.151 + 11608.326 = 82333.160 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65209
평 형 축 하 중 : ØPb = 57705.64 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53688.40 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.272 %
Mn = αPn × e_min = 35268.400 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 118196.275 KN ≥ Pu = 31151.017 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 22924.461 KN·m ≥ Mu = 1551.695 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 11720.868 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 136.000 KN·m

Muy.ns= 0.000 KN·m

Muy.s = 136.000 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4

Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000

: δx.s = 1.000

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000

: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m

Y축 확대모멘트 : δMuy = 136.000 KN·m

합성 확대모멘트 : δMu = 136.000 KN·m

중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 193.94 mm

작 용 편 심 : e = 11.60 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1713.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85145.340 + 13737.314 + -10404.476 = 88478.170 KN

Mb = Mc + Ms + Mt = 57197.224 + 13513.238 + 11632.397 = 82342.860 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.66 mm

최외단철근변형률 : εt = 0.00203

강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65228

평 형 축 하 중 : ØPb = 57712.42 KN

평 형 모 멘 트 : ØMb = 53710.48 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..

순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 181840.400 KN

Mn = αPn × e_min = 35266.556 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650

축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 118196.275 KN ≥ Pu = 11720.868 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 22923.262 KN·m ≥ Mu = 136.000 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 26524.585 KN

계수모멘트(X) : Mux = 20667.974 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 20667.974 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 10336.326 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 10336.326 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 20667.974 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 10336.326 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 23108.544 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 26.570 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 871.21 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.298 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.232 + 13734.819 + -10381.040 = 88494.020 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.582 + 13512.181 + 11608.235 = 82333.000 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65209

평 형 축 하 중 : ØPb = 57706.06 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53688.53 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1773.059 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 871.212 mm ≒ e = 871.212 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

Pn = Cc + Cs + Tt = 88768.772 + 14035.547 + -9290.636 = 93513.690 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57362.963 + 13597.393 + 10509.911 = 81470.270 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00186
εt = 0.00186 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 60783.892 KN ≥ Pu = 26524.585 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 52955.672 KN·m ≥ Mu = 23108.544 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 17581.302 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2222.852 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2222.852 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 15027.074 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 15027.074 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000

: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2222.852 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 15027.074 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 15190.590 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 81.586 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 864.02 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.232 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.381 + 13735.640 + -10382.011 = 88494.020 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.691 + 13512.427 + 11608.859 = 82333.980 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65211
평 형 축 하 중 : ØPb = 57707.42 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53690.43 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1780.264 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 864.02 mm ≒ e = 864.02 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.001845 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 89233.511 + 14076.604 + -9156.057 = 94154.050 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57369.887 + 13607.381 + 10373.685 = 81350.950 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00184
εt = 0.00184 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 61200.135 KN ≥ Pu = 17581.302 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 52878.118 KN·m ≥ Mu = 15190.590 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 18466.488 KN

계수모멘트(X) : Mux = 20667.974 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 20667.974 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 10242.826 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 10242.826 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 20667.974 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 10242.826 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 23066.873 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 26.362 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 1249.12 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.298 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.317 + 13735.771 + -10381.633 = 88494.460 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.586 + 13512.428 + 11608.346 = 82333.360 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57707.19 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53689.54 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1434.591 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1249.121 mm ≒ e = 1249.121 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003012 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 67277.348 + 12160.613 + -14360.847 = 65077.110 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 53951.800 + 12878.390 + 14458.982 = 81289.170 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00301
εy = 0.002 < εt = 0.00301 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.734
설계축하중강도 : ØPn = 47788.170 KN ≥ Pu = 18466.488 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 59693.194 KN·m ≥ Mu = 23066.873 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13185.977 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2222.852 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2222.852 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 14976.074 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 14976.074 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2222.852 KN·m

Y축 확대모멘트 : δMuy = 14976.074 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 15140.141 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 81.557 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 1148.20 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.238 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.246 + 13735.504 + -10381.895 = 88493.850 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.682 + 13512.383 + 11608.803 = 82333.880 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6521
평 형 축 하 중 : ØPb = 57707.16 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53690.21 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1516.158 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1148.20 mm ≒ e = 1148.20 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
Pn = Cc + Cs + Tt = 72414.319 + 12632.247 + -13343.553 = 71703.020 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 55320.973 + 13096.530 + 13911.908 = 82329.410 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00269
εy = 0.002 < εt = 0.00269 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

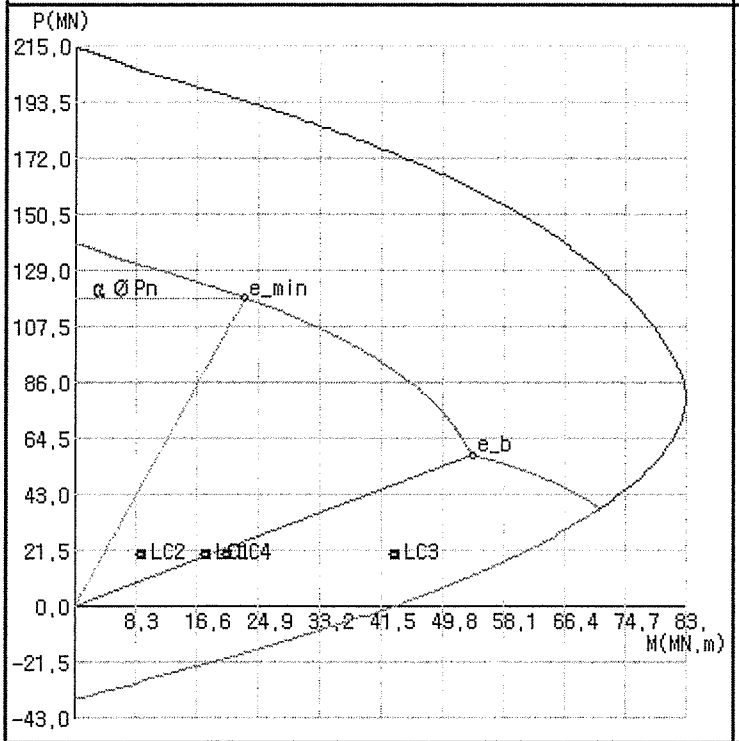
강도 감소 계수 : Ø = 0.707
설계축하중강도 : ØPn = 50720.303 KN ≥ Pu = 13185.977 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 58237.060 KN·m ≥ Mu = 15140.141 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

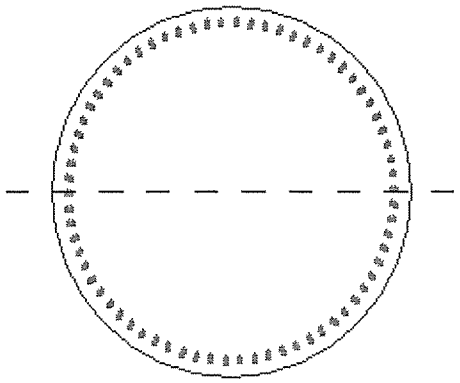
▶ **P - M 상관도**

검토단면 : P3(P2~P4)(지진시)



검 토 조 건	
fck =	30 MPa
fy =	400 MPa
Ec =	27510 MPa
Erb =	200000 MPa
Ix =	3.976 E+12 mm⁴
Iy =	3.976 E+12 mm⁴
Ag =	7.069 E+06 mm²
Lu =	6200.0 mm
Kx =	2.10
Ky =	2.10
ρ =	1.272 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 193.975 mm

ØPmin = 118196.300 KN

ØMmin = 22927.100 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 930.702 mm

ØPb = 57789.640 KN

ØMb = 53784.910 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 89936.000 mm²

▶ P3(P2~P4)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(P2~P4)(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) : 3000.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 6200.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 89936.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 19324.836 KN

계수모멘트(X) : Mux = 17809.289 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 17809.289 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 904.450 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 904.450 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 17809.289 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 904.450 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 17832.241 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 2.907 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 922.76 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.298 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.879 + 13731.956 + -10381.150 = 88490.680 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.358 + 13509.613 + 11608.395 = 82330.370 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65274
평 형 축 하 중 : ØPb = 57761.74 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53740.63 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1723.364 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 922.763 mm ≒ e = 922.763 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002003 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 85591.592 + 13772.228 + -10243.626 = 89120.200 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57240.464 + 13522.038 + 11474.302 = 82236.800 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.002
εy = 0.002 < εt = 0.002 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 57958.503 KN ≥ Pu = 19324.836 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 53481.953 KN·m ≥ Mu = 17832.241 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 19324.836 KN

계수모멘트(X) : Mux = 275.889 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 275.889 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8971.782 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8971.782 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 275.889 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8971.782 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 8976.023 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 88.239 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 464.48 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1715.461 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.347 + 13736.354 + -10387.722 = 88488.980 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.692 + 13513.218 + 11615.150 = 82341.050 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.52 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203

강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65307
평 형 축 하 중 : ØPb = 57789.76 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53774.72 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2359.319 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 464.481 mm ≒ e = 464.481 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000655 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 125705.763 + 17237.439 + -2123.805 = 140819.400 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 49031.107 + 13703.536 + 2673.319 = 65407.960 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00065
εt = 0.00065 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 91532.605 KN ≥ Pu = 19324.836 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 42515.174 KN·m ≥ Mu = 8976.023 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 19324.836 KN

계수모멘트(X) : Mux = 43340.380 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 43340.380 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 904.450 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 904.450 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 43340.380 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 904.450 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 43349.816 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 1.196 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 2243.22 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.299 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.498 + 13733.167 + -10379.710 = 88492.950 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.326 + 13512.164 + 11607.978 = 82332.460 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6529
평 형 축 하 중 : ØPb = 57776.71 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53754.55 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 983.021 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2243.218 mm ≒ e = 2243.218 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.005773 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 40068.714 + 9403.625 + -19599.822 = 29872.520 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 40714.252 + 11024.824 + 15271.487 = 67010.560 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00577
0.005 ≤ εt = 0.00577 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 29872.517 KN ≥ Pu = 19324.836 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 67010.563 KN·m ≥ Mu = 43349.816 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 19324.836 KN

계수모멘트(X) : Mux = 275.889 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 275.889 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 20718.949 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 20718.949 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 275.889 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 20718.949 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 20720.786 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.237 °

최 소 편 심 : e_min = 193.97 mm
작 용 편 심 : e = 1072.24 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1714.445 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.853 + 13734.967 + -10394.554 = 88480.270 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.658 + 13512.873 + 11623.195 = 82348.730 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.70 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65314
평 형 축 하 중 : ØPb = 57789.64 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53784.91 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1581.342 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1072.236 mm ≒ e = 1072.236 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00245 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 76656.143 + 13009.410 + -12458.201 = 77207.340 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 56188.119 + 13258.646 + 13337.740 = 82784.510 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00245
εy = 0.002 < εt = 0.00245 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.702
설계축하중강도 : ØPn = 54238.126 KN ≥ Pu = 19324.836 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 58156.074 KN·m ≥ Mu = 20720.786 KN·m ∴ O.K

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 5319.904 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3000}{2} - 140\right) = 866.1 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{3000}{2} + 866.121 = 2366.12 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 5319.904 / = 5319.904 KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ = 1/6 × √ 30.00 × 3000.0 × 2366.12 / 1000

= 6479.890 KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ = 6479.890 KN > Vn = 5319.904 KN

$1/2 \times Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d \times 1/2$ = 3239.945 KN < Vn = 5319.904 KN

∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As
  - 0.35 bw s / fy = 787.50 ㎟ (최소전단철근 필요시)
  - Vs s / (φv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 25 × 2 ea = 1013.400 ㎟

1013.400 ㎟ > 787.500 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

  부재최소단면치수의 1/4 = 750.000
  측방향 철근지름의 6배 = 174.000
  ⎫ 중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

  · 기둥의 최대단면치수 = 3000.000
  · 기둥 순높이의 1/6 = 700.000
  · 45 cm 이상 = 450.000
  ⎫ 중 큰값이므로 3000 mm 이상 설치한다.

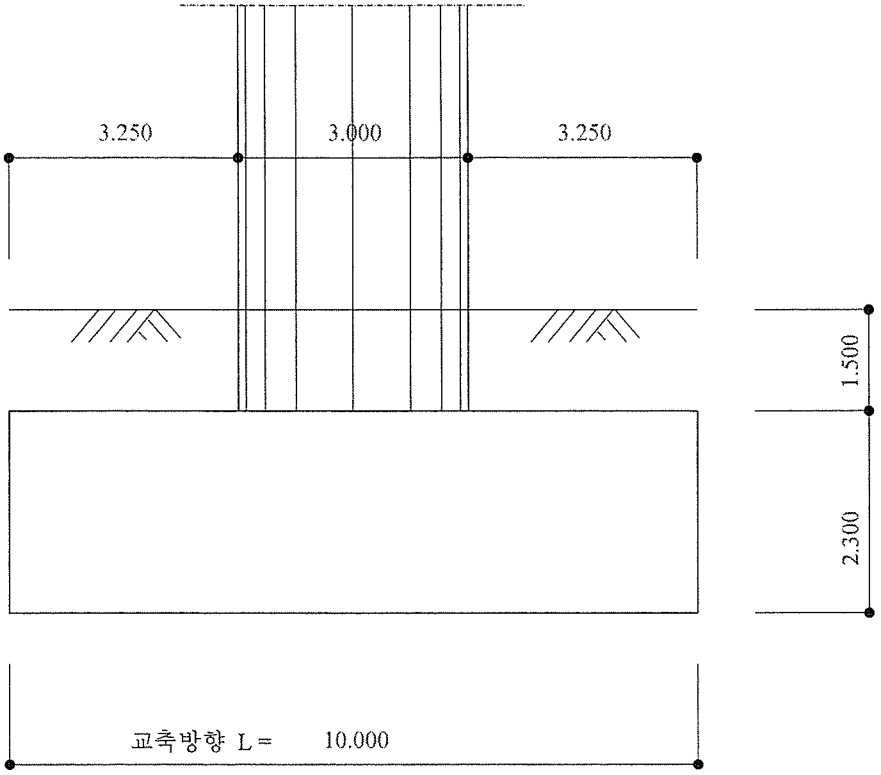
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

  · 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1500.000
  · 38 cm 이상 = 380.000
  ⎫ 중 큰값이므로 1500 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	×	1.500	×	9.500	×	19.000	=	2707.500	kN
- π	×	3.000	²/4	×	1.500	×	19.000	=	-201.455	kN
						Σ	=	2506.045	kN

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 5353.250 + 2506.045 = 7859.30 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	19327.577	7590.305	
적 용	**combo 49**	**1000.000**	**19327.577**	**7590.305**	
평상시 최대모멘트	combo 52	2144.522	14651.085	14333.074	
적 용	**combo 52**	**2144.522**	**14651.085**	**14333.074**	
지진시	combo 56	2189.115	19327.577	20703.474	1.0

나) 교축방향

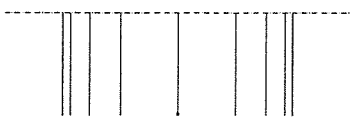
(사용하중)

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	2203.980	19327.577	14967.846	
적 용	**combo 49**	**2203.980**	**19327.577**	**14967.846**	
평상시 최대모멘트	combo 49	2203.980	19327.577	14967.846	
적 용	**combo 49**	**2203.980**	**19327.577**	**14967.846**	
지진시	combo 55	5319.904	19327.577	43340.157	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

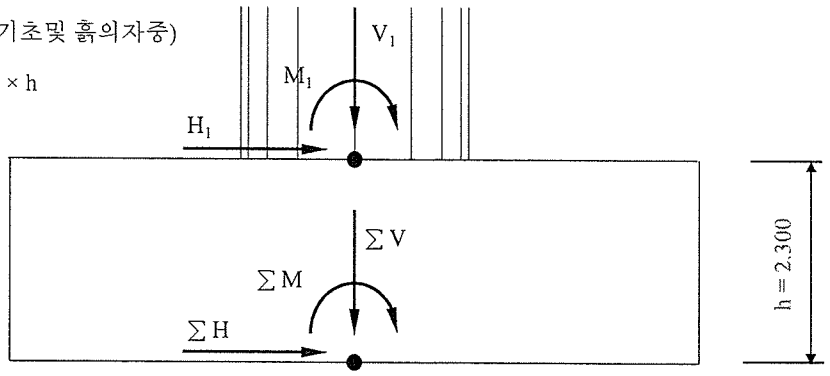
$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (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	27186.872	9890.305	0.364	
평상시 최대모멘트	2144.522	22510.380	19265.475	0.856	
지진시	2189.115	27186.872	25738.439	0.947	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	2203.980	27186.872	20037.000	0.737	
평상시 최대모멘트	2203.980	27186.872	20037.000	0.737	
지진시	5319.904	27186.872	55575.936	2.044	

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 = $\gamma 2 \times Df$ = 19.0 × 3.800 = 72.200 kN/m²

Φ= $15+\sqrt{15N}$ = 15 + $\sqrt{15}$ × 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 × 0.856 = 7.788 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 0.737 = 8.526 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 7.788 × 8.526 = 66.400 m²

지반의 극한지지력

Qu = 66.400 × [1.285 × 0.000 × 95.700 + 0.405 × 19.0 × 7.788 × 81.30 + 72.200 × 100.4] = 804,840 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 804,840 / 3 = 268,280 kN

Qa = 268,280 kN > Vmax = 27,187 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 9.500 - 2 × 0.947 = 7.607 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 2.044 = 5.912 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 7.607 × 5.912 = 44.973 m²

지반의 극한지지력

Qu = 44.973 × [1.285 × 0.000 × 95.700 + 0.405 × 19.0 × 7.607 × 81.30 + 72.200 × 100.4] = 540,029 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 540,029 / 2 = 270,014 kN

Qa = 270,014 kN > Vmax = 27,187 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 }

= 27186.872 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.364) / 9.500 }

qmax = 351.930 kN/m²

qmin = 220.425 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 22510.380 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.856) / 9.500 }

qmax = 365.032 kN/m²

qmin = 108.871 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 0.947 < B / 6 = 1.583

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }, (e < B/6 일경우)

= 27186.872 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.947) / 9.500 }

= 457.292 , 115.063

q = 2∑V/Lx, (e > B/6 일경우)

= 54373.745 / (10.000 × 12.160) = 447.159 kN/m²

qmax = 457.292 kN/m²

qmin = 115.063 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 27186.872 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.737) / 10.000 }

qmax = 412.727 kN/m²

qmin = 159.628 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 27186.872 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.737) / 10.000 }

qmax = 412.727 kN/m²

qmin = 159.628 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 2.044 > L / 6 = 1.667

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }, (e < B/6 일경우)

= 27186.872 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.044) / 10.000 }

= 637.184 , -64.828

q = 2∑V/Bx, (e > B/6 일경우)

= 54373.745 / (9.500 × 8.117) = 705.102 kN/m²

qmax = 705.102 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 = 0.856 m

B/6 = 9.500 / 6 = 1.583 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 0.947 m

B/3 = 9.500 / 3 = 3.167 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.737 m

L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 2.044 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 = 22510.380 × 0.538 = 12110.585 kN

Hu / H = 12110.6 / 2144.522 = 5.647 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 27186.872 × 0.538 = 14626.537 kN

Hu / H = 14626.5 / 2189.12 = 6.681 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 27186.87 × 0.538 = 14626.537 kN

Hu / H = 14626.5 / 2203.98 = 6.636 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 27186.87 × 0.538 = 14626.537 kN

Hu / H = 14626.5 / 5319.90 = 2.749 > 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	31151.017	1483.464	
적 용	comb 14	0	31151.017	1483.464	
평상시 최대모멘트	comb 22	2344.522	17581.302	15027.074	
적 용	comb 22	2344.522	17581.302	15027.074	
지진시	comb 26	2189.115	19324.836	20718.949	1.0

나) 교축방향

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	31151.017	455.075	
적 용	comb 14	0.000	31151.017	455.075	
평상시 최대모멘트	comb 19	3040.349	26524.585	20667.974	
적 용	comb 19	3040.349	26524.585	20667.974	
지진시	comb 25	5319.904	19324.836	43340.380	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우 , 평상시)

∑= 7859.295 × 1.6 = 12574.873 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우 , 평상시)

∑= 7859.295 × 1.35 = 10610.049 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우 , 지진시)

∑= 7859.295 × 1.0 = 7859.295 kN

∑= 5353.250 × 0.154 = 824.401 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	43725.890	1483.464	0.034	
평상시 최대모멘트	2344.522	28191.351	20419.475	0.724	
지진시	3013.516	27184.131	27650.035	1.017	

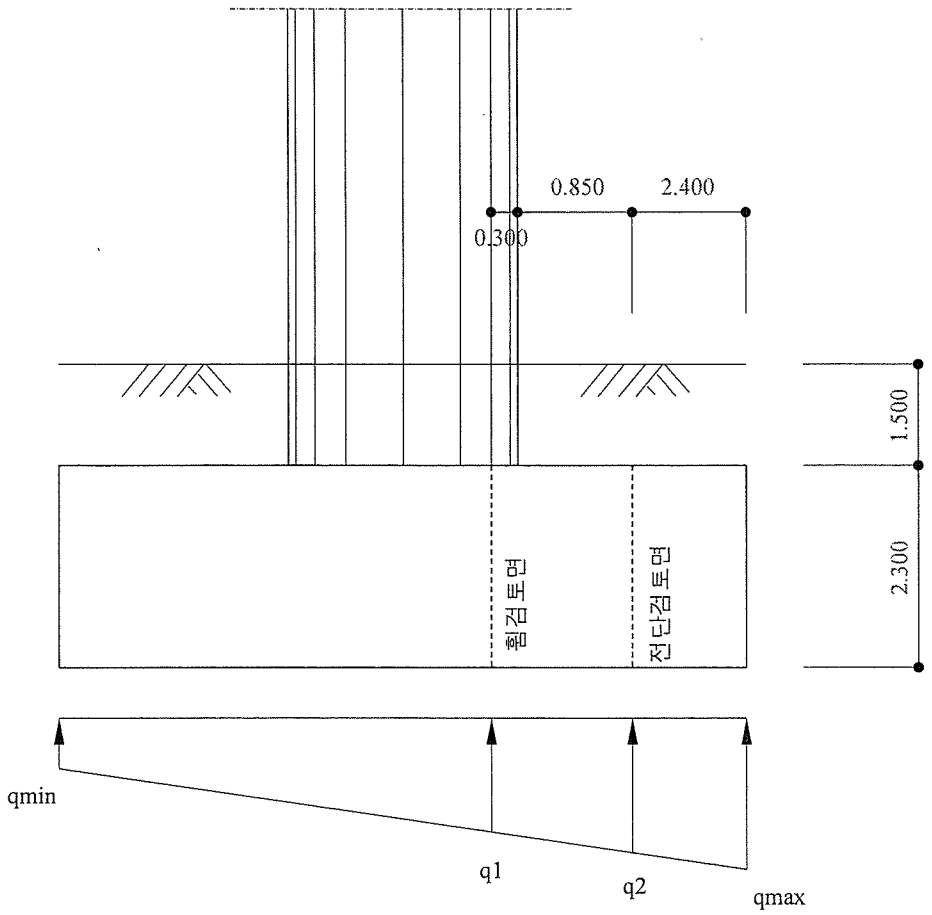
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	43725.890	455.075	0.010	
평상시 최대모멘트	3040.349	37134.634	27660.777	0.745	
지진시	6144.305	27184.131	57472.280	2.114	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27186.872 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.364) / 9.500 }

qmax = 351.930 kN/m² q1 = 302.789 kN/m²

qmin = 220.425 kN/m² q2 = 318.708 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 22510.380 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.856) / 9.500 }

qmax = 365.032 kN/m² q1 = 269.309 kN/m²

qmin = 108.871 kN/m² q2 = 300.318 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

= 27186.872 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.947) / 9.500 }

qmax = $2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

= 54373.745 / (10.000 × 11.410) = 476.552 kN/m²

qmax = 457.292 kN/m² q1 = 329.406 kN/m²

qmin = 115.063 kN/m² q2 = 370.834 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 351.930 + 302.789) -

2.300 × 3.550² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1759.308 kN·m

Sd= 2.400 / 2 ×(351.930 + 318.708) - 2.300 × 2.400 ×

24.5 × 1.000

= 669.526 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 365.032 + 269.309) -

2.300 × 3.550² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1744.024 kN·m

Sd= 2.400 / 2 ×(365.032 + 300.318) - 2.300 × 2.400 ×

24.5 × 1.000

= 663.180 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.550² / 6 ×(2 × 457.292 + 329.406) -

2.300 × 3.550² / 2 × 24.5 × 1.000

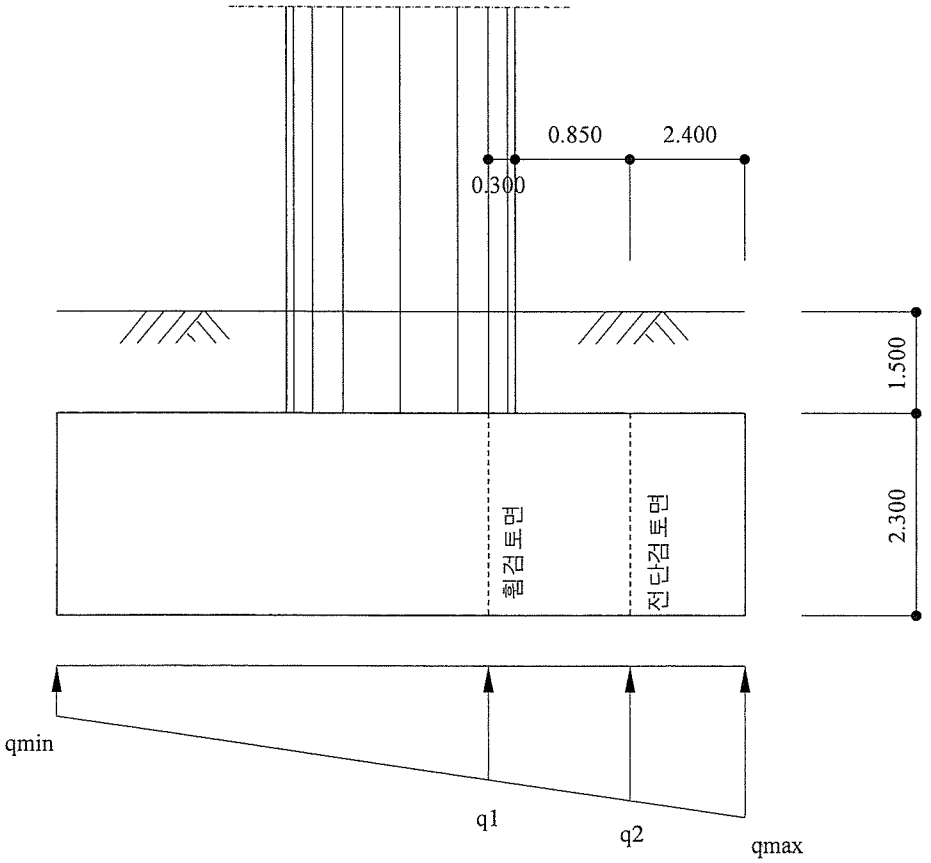
= 2257.822 kN·m

Sd= 2.400 / 2 ×(457.292 + 370.834) - 2.300 × 2.400 ×

24.5 × 1.000

= 858.511 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 43725.890 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.034) / 9.500 }

qmax = 470.135 kN/m² q1 = 462.764 kN/m²

qmin = 450.410 kN/m² q2 = 465.152 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 28191.351 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.724) / 9.500 }

qmax = 432.504 kN/m² q1 = 331.046 kN/m²

qmin = 160.998 kN/m² q2 = 363.913 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

$= 27184.131 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.017) / 9.500 \}$

$qmax = 2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 54368.263 / (10.000 \times 11.199) = 485.492$ kN/m²

qmax = 469.972 kN/m²　　q1 = 332.588 kN/m²

qmin = 102.326 kN/m²　　q2 = 377.093 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 470.135 + 462.764) -$

$1.60 \times 2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5$

$= 2378.835$ kN·m

$Sd = 2.400 / 2 \times (470.135 + 465.152) - 1.60 \times 2.300 \times$

2.400×24.5

$= 905.960$ kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 432.504 + 331.046) -$

$1.35 \times 2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5$

$= 2032.860$ kN·m

$Sd = 2.400 / 2 \times (432.504 + 363.913) - 1.35 \times 2.300 \times$

2.400×24.5

$= 773.126$ kN

ㅂ. 지진시

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 469.972 + 332.588) -$

$1.0 \times 2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5$

$= 2317.771$ kN·m

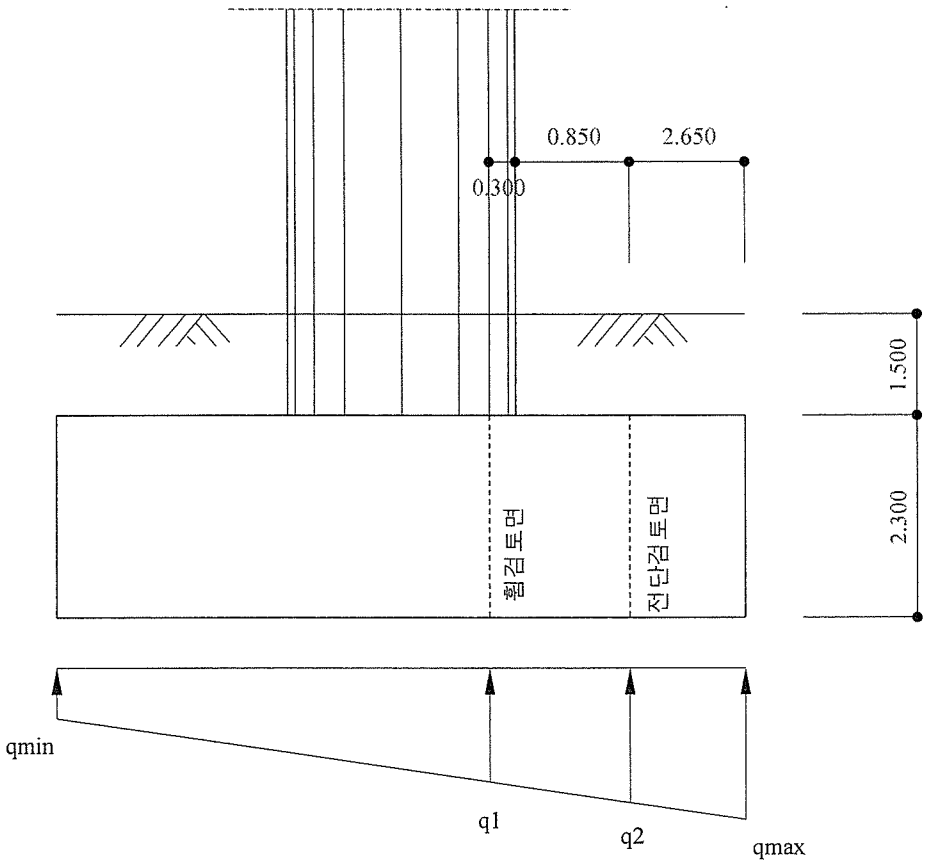
$Sd = 2.400 / 2 \times (469.972 + 377.093) - 1.0 \times 2.300 \times$

2.400×24.5

$= 881.237$ kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27186.872 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.737) / 10.000 }

qmax = 412.727 kN/m² q1 = 316.549 kN/m²

qmin = 159.628 kN/m² q2 = 345.656 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27186.872 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.737) / 10.000 }

qmax = 412.727 kN/m² q1 = 316.549 kN/m²

qmin = 159.628 kN/m² q2 = 345.656 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27186.872 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.044) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 54373.745 / (9.500 × 8.867) = 645.464 kN/m²

qmax = 645.464 kN/m² q1 = 368.858 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 452.568 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 412.727 + 316.549) -

2.300 × 3.800² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2341.575 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(412.727 + 345.656) - 2.300 × 2.650 ×

24.5 × 1.000

= 855.530 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 412.727 + 316.549) -

2.300 × 3.800² / 2 × 24.5 × 1.000

= 2341.575 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(412.727 + 345.656) - 2.300 × 2.650 ×

24.5 × 1.000

= 855.530 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 645.464 + 368.858) -

2.300 × 3.800² / 2 × 24.5 × 1.000

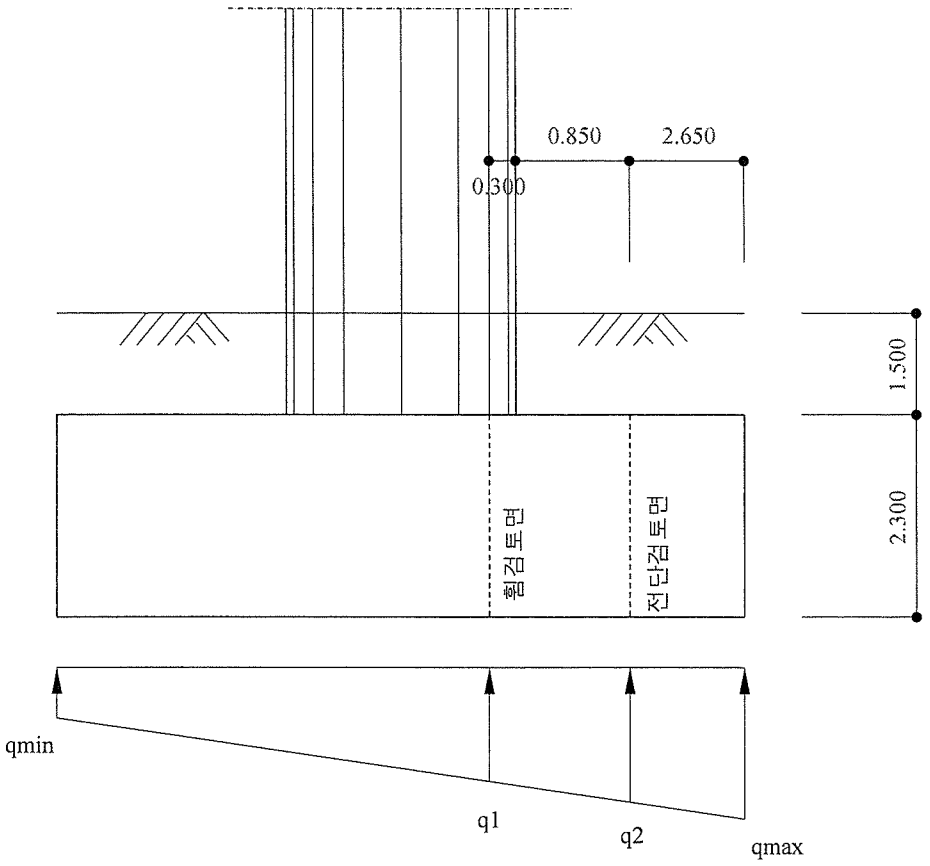
= 3587.705 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(645.464 + 452.568) - 2.300 × 2.650 ×

24.5 × 1.000

= 1305.565 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

= 43725.890 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.010) / 10.000 }

qmax = 463.147 kN/m² q1 = 460.962 kN/m²

qmin = 457.398 kN/m² q2 = 461.623 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

= 37134.634 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.745) / 10.000 }

qmax = 565.591 kN/m² q1 = 432.819 kN/m²

qmin = 216.191 kN/m² q2 = 473.000 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 27184.131 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 2.114) / 10.000 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 54368.263 / (9.500 × 8.657) = 661.047 kN/m²

qmax = 661.047 kN/m² q1 = 370.894 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 458.704 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 463.147 + 460.962) -

1.6 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 2687.707 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(463.147 + 461.623) - 1.6 × 2.300 ×

2.650 × 24.5

= 986.396 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 565.591 + 432.819) -

1.35 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 3214.783 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(565.591 + 473.000) - 1.35 × 2.300 ×

2.650 × 24.5

= 1174.540 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 661.047 + 370.894) -

1.0 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 3667.610 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(661.047 + 458.704) - 1.0 × 2.300 ×

2.650 × 24.5

= 1334.342 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)	**1759.308**	**2341.575**
계수하중	전 단 력(KN)	**905.960**	**1334.342**
	모 멘 트(KN·m)	**2378.835**	**3667.610**

* 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)	**1805.605**	**2341.575**
계수하중	전 단 력(KN)	**905.960**	**1334.342**
	모 멘 트(KN·m)	**2441.436**	**3667.610**

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	2441.436	905.960	1805.605

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 1.941]

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

$Mu / \Phi = As \times fy \times (d - a / 2)$ ---------- (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 = 3191.466 mm^2

☞ 철근비 검토

$Pmax = 0.714\ Pb = \dfrac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)}$ = 0.0400 ⇒ MAX As = 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 = 4255.29 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 (= 2441.436 kN · m) [사용률 = 1.918] ∴ O.K!!

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

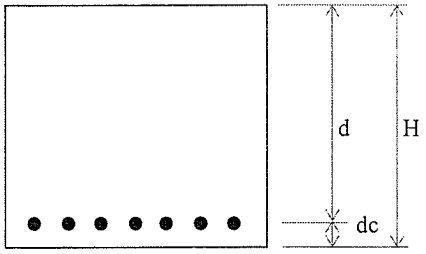
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2150.00 / 1000

= 1668.27 kN

ΦVc= 1668.27 > Vu = 905.960 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 =	1805.605	kN· m,	As =	6193.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 390.588 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 144.335 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 148.436 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 308.030 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 308 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	3667.610	1334.342	2341.575

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 1.681]

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 = 4823.384 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 = 6431.18 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 129.301 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 6086.284 kN · mm

ΦMn > Mu (= 3667.610 kN · m) [사용률 = 1.659] ∴ O.K!!

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

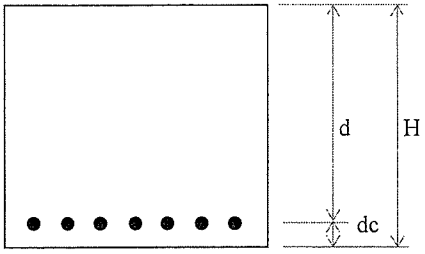
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2150.00 / 1000

= 1668.27 kN

ΦVc= 1668.27 > Vu = 1334.342 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 =	2341.575	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)) = 144.185 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 139.968 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

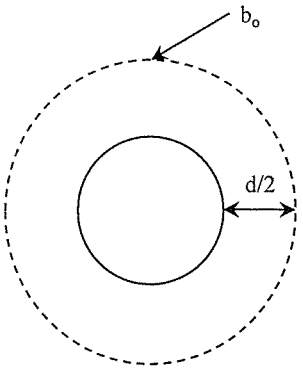
S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 343.880 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 344 mm O.K!!

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정



▣ 최대 연직하중(V_u) : 31151.017 kN

▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= 2π × (1.500 + 1.075)

= 16.179 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 × (1 + 1.9) × 5477.226 × 16.179 × 2.150

= 92086.834 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 × (1 + 2.658) × 5477.226 × 16.179 × 2.150

= 116156.428 kN

V_{c3} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 16.179 × 2.150

= 63508.162 kN

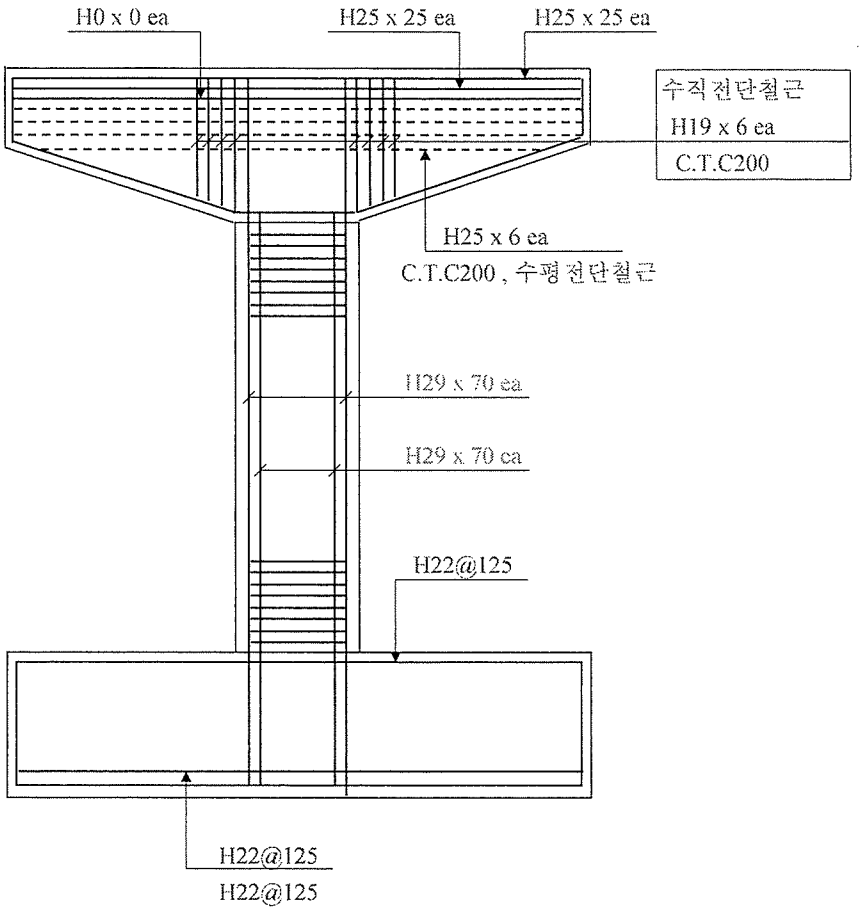
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 63508.162 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 63508.162

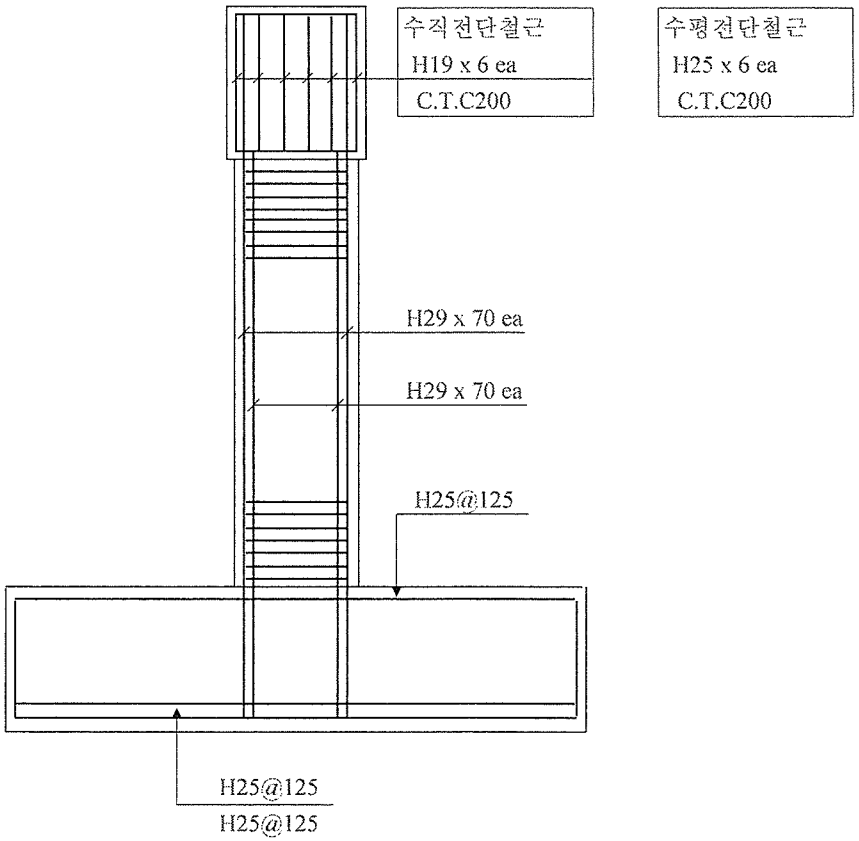
= 53981.938 kN ≥ V_u = 31151.017 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P3(P2~P4)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 6573.00 kN

R_{d1} = 2077.00 kN

- 활하중

R_L = 1194.00 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 × 8.188 × 49.920 / 2 / 3 shoe = 102.186 kN

P_w = 414.215 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 382.570 kN R_{EQ} = 678.917 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 6573.00 kN

R_{d1} = 2077.000 kN

- 활하중

R_L = 1194.00 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 500.00 / 3 shoe = 166.667 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.76 / 3 shoe = 49.920 kN

- 온도하중

Ts = 985.95 / 3 shoe = 328.65 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 1694.298 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	2077.00	+	1194.00	=	3271.000	kN
교축방향하중				=	328.650	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00	=	3271.000	kN
할증적용 교축하중	328.65	/	1.00	=	328.650	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2077.00	+	1194.00	+	0.00	=	3271.000	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00			=	3271.000	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	2077.00	+	1194.00			=	3271.000	kN
교축방향하중						=	49.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00			=	3271.000	kN
할증적용 교축하중	49.92	/	1.00			=	49.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2077.000	kN
교축방향하중						=	49.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2077.00	/	1.00			=	2077.000	kN
할증적용 교축하중	49.92	/	1.00			=	49.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2077.00	+	1194.00			=	3271.000	kN
교축방향하중	166.67	+	49.92			=	216.587	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.15			=	2844.348	kN
할증적용 교축하중	216.59	/	1.15			=	188.336	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2077.00	+	1194.00	+	0.00			
		+	0.00	+	414.22	=	3685.215	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	102.19	=	102.186	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3685.22	/	1.25			=	2948.172	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	102.19	/	1.25			=	81.749	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

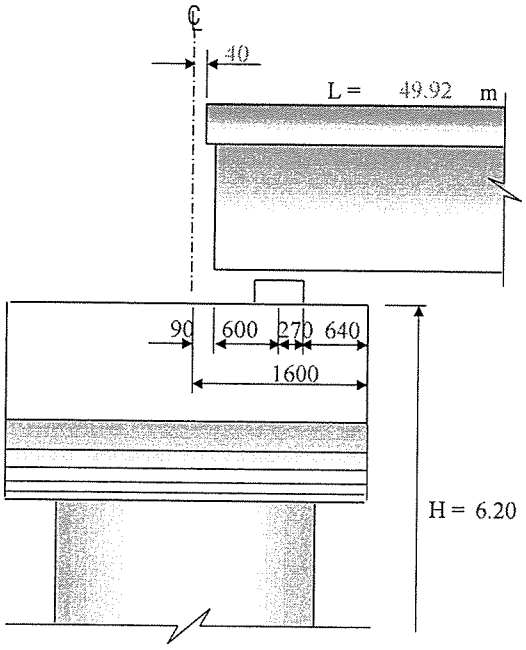
연직하중	2077.00	+	1194.00	+	678.92	=	3949.917 kN
교축방향하중						=	1694.298 kN
교축직각방향하중						=	382.570 kN
허용응력 할증계수						=	1.60
할증적용 연직하중	3949.92	/	1.60			=	2468.698 kN
할증적용 교축하중	1694.30	/	1.60			=	1058.936 kN
할증적용 교직하중	382.57	/	1.60			=	239.106 kN

2) 받침용량 산정 (SPC용 SHOE 4000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3685.215	102.186	382.570
교축방향		328.650	1694.298

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 540 × 687 mm
- 높 이 : 237 mm



4) 연단거리 검토

a = 400 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 640.000 > 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 = 311.338

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 600 mm

S_2 = 540 / 2 = 270 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 450 mm

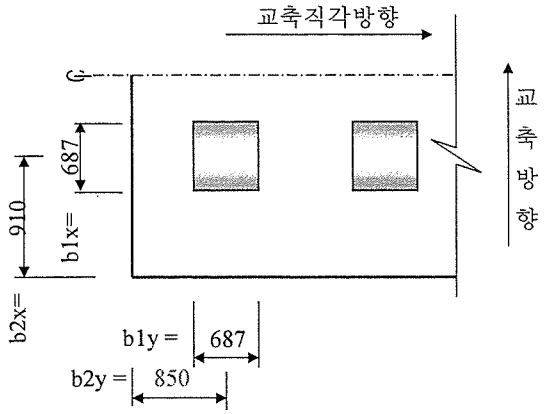
$S_1 + S_2 + S_3$ = 600 + 270 + 450 = 1320 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1320 mm < 1510.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3271.00 kN	- 연직하중 지진시 :	2468.70 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	328.65 kN	- 교 축 방 향 :	1058.94 kN
- 교축직각방향 :	81.75 kN	- 교축직각방향 :	239.11 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 910 = 1820.0 < 5 × b1x = 3435.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 3435.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 687 / 1820) × 3271000 / 180

= 2828.18 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 687 / 1820) × 2468698 / 180

= 2134.49 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 687 / 1700) × 3271000 / 180

= 2707.13 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 687 / 1700) × 2468698 / 180

= 2043.13 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 328650 / 180 = 1825.83 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 1058936 / 180 = 5882.98 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 81749 / 180 = 454.16 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 239106 / 180 = 1328.37 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1597.0 mm

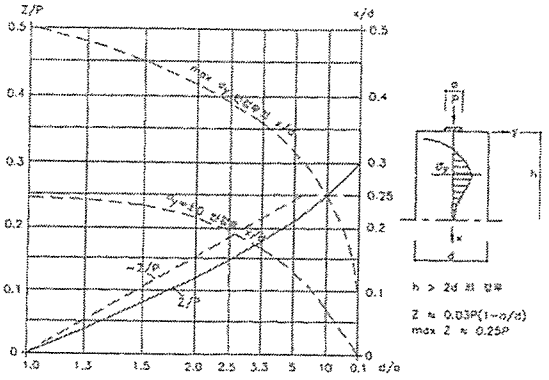
(인접슬와 교형의 크기를 고려)

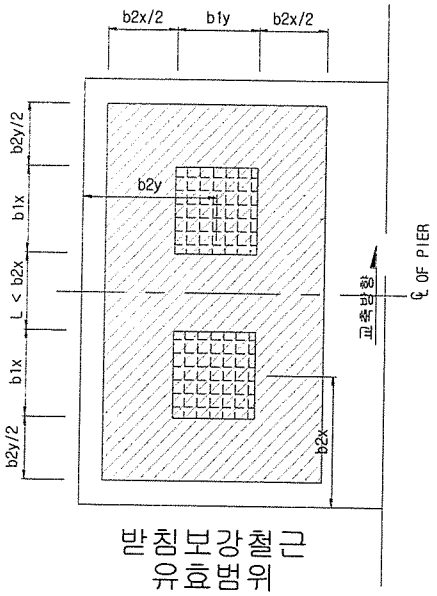
B_{x2} = 798.5 + 690.0 = 1488.5 mm

B_{xuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1537.0 mm

B_{yuse} = 125 × 12 = 1500.0 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	1537.0 / 687.0 = 2.237	0.43	661
교 축 방 향	1597.0 / 687.0 = 2.325	0.42	671

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2828.18 + 1825.83 = 4654.01 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 2134.49 + 5882.98 = 8017.47 mm^2 (지진시)

Use Asx = 1122 - 11 EA × 2 단 = 8516 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2707.13 + 454.16 = 3161.29 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 2043.13 + 1328.37 = 3371.50 mm^2 (지진시)

Use Asy = 1116 - 12 EA × 2 단 = 4766 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{1058936}{180} = 5882.98 \ mm^2$$

Use Asx = H25 - 12 EA × 1 EA = 6080 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{239106}{180} = 1328.37 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 13 EA × 1 EA = 2582 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= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×910× (2 ×910 + 2 × 50 + 687) = 3355038 mm^2

$$V = \frac{1058936}{3355038} = 0.316 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 687) = 2989577 mm^2

$$V = \frac{81749}{2989577} = 0.027 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 6573.00 kN

R_{d1} = 2077.00 kN

- 활하중

R_L = 1194.00 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 × 8.188 × 49.920 / 2 / 3 shoe = 102.186 kN

P_w = 414.215 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 391.889 kN R_{EQ} = 698.006 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 6573.00 kN

R_{d1} = 2077.000 kN

- 활하중

R_L = 1194.00 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 500.000 / 3 shoe = 166.667 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.76 / 3 shoe = 49.920 kN

- 온도하중

Ts = 985.95 / 3 shoe = 328.65 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	2077.00	+	1194.00	=	3271.000	kN
교축방향하중				=	328.650	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00	=	3271.000	kN
할증적용 교축하중	328.65	/	1.00	=	328.650	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2077.00	+	1194.00	+	0.00	=	3271.000	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00			=	3271.000	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	2077.00	+	1194.00			=	3271.000	kN
교축방향하중						=	49.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00			=	3271.000	kN
할증적용 교축하중	49.92	/	1.00			=	49.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2077.000	kN
교축방향하중						=	49.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2077.00	/	1.00			=	2077.000	kN
할증적용 교축하중	49.92	/	1.00			=	49.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2077.00	+	1194.00			=	3271.000	kN
교축방향하중	166.67	+	49.92			=	216.587	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.15			=	2844.348	kN
할증적용 교축하중	216.59	/	1.15			=	188.336	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2077.00	+	1194.00	+	0.00			
		+	0.00	+	414.22	=	3685.215	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	102.19	=	102.186	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3685.22	/	1.25			=	2948.172	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	102.19	/	1.25			=	81.749	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

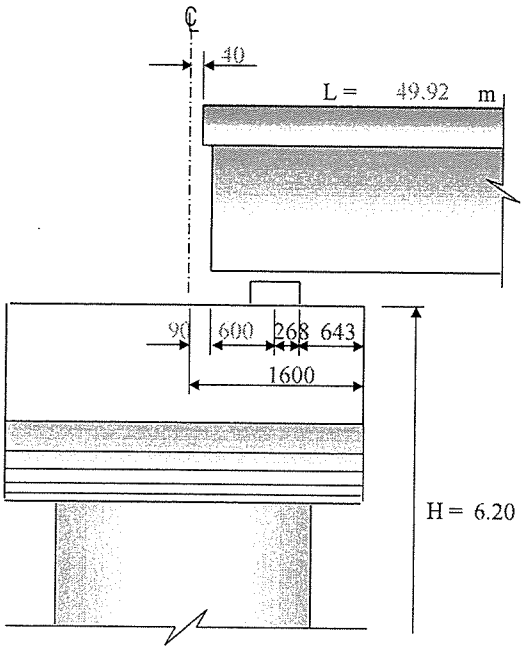
연직하중	2077.00	+	1194.00	+	698.01	=	3969.006 kN
교축방향하중						=	0.000 kN
교축직각방향하중						=	391.889 kN
허용응력 할증계수						=	1.60
할증적용 연직하중	3969.01	/	1.60			=	2480.629 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000 kN
할증적용 교직하중	391.89	/	1.60			=	244.931 kN

2) 받침용량 산정 (SPC용 SHOE 4000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3685.215	102.186	391.889
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 535 × 639 mm
- 높 이 : 203 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 400 mm [ℓ > 40m]

= 642.500 > 400.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 311.338

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 600 mm

S_2 = 535 / 2 = 267.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 450 mm

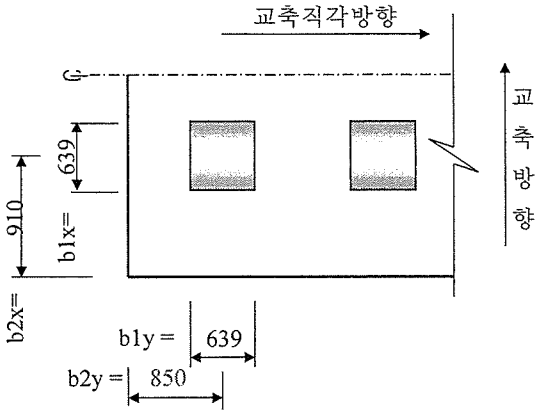
$S_1 + S_2 + S_3$ = 600 + 267.5 + 450 = 1317.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1317.5 mm < 1510.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3271.00 kN	- 연직하중 지진시 :	2480.63 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	328.65 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	81.75 kN	- 교축직각방향 :	244.93 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 910 = 1820.0 < 5 × b1x = 3195.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 3195.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1820) × 3271000 / 180

= 2947.99 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1820) × 2480629 / 180

= 2235.67 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1700) × 3271000 / 180

= 2835.40 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1700) × 2480629 / 180

= 2150.28 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 328650 / 180 = 1825.83 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 81749 / 180 = 454.16 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 244931 / 180 = 1360.73 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1549.0 mm

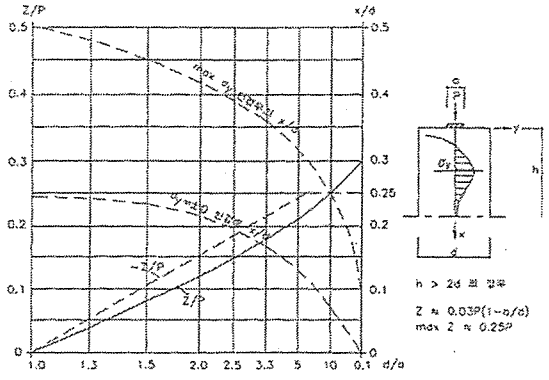
(인접슬와 교량의 크기를 고려)

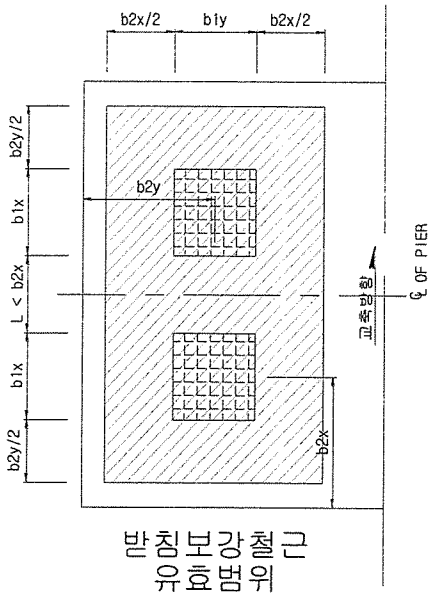
B_{x2} = 774.5 + 690.0 = 1464.5 mm

B_{xuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1489.0 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	1489.0 / 639.0 = 2.330	0.41	610.49
교 축 방 향	1549.0 / 639.0 = 2.424	0.42	650.58

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2947.99 + 1825.83 = 4773.83 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 2235.67 + 0.00 = 2235.67 mm^2 (지진시)

Use Asx = H19 - 11 EA × 2 단 = 6303 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2835.40 + 454.16 = 3289.56 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 2150.28 + 1360.73 = 3511.01 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 12 EA × 2 단 = 4766 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{328650}{180} = 1825.83 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 12 EA × 1 EA = 2383 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{244931}{180} = 1360.73 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 13 EA × 1 EA = 2582 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

$Ar = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b)$

$= \sqrt{2} \times 910 \times (2 \times 910 + 2 \times 50 + 639) = 3293265 \ mm^2$

$$V = \frac{328650}{3293265} = 0.100 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

$Ar = \sqrt{2} \times y \ (2y + 2a + b)$

$= \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 639) = 2931877 \ mm^2$

$$V = \frac{244931}{2931877} = 0.084 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

5.3.3 P5

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; PSC BEAM + SPC

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 24.000 m

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 49.000 m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = 8.500 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 (%) ;

PSC BEAM (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.126**

SPC (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 =$ **0.032**

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 Φ = 15+√15N = 42.39 ° ≤ 45 °

(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)

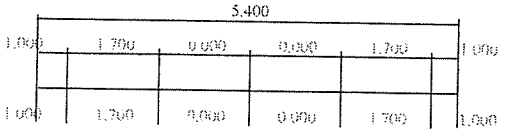
▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단,2011)

▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

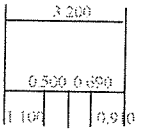
2. 단 면 가 정 P5

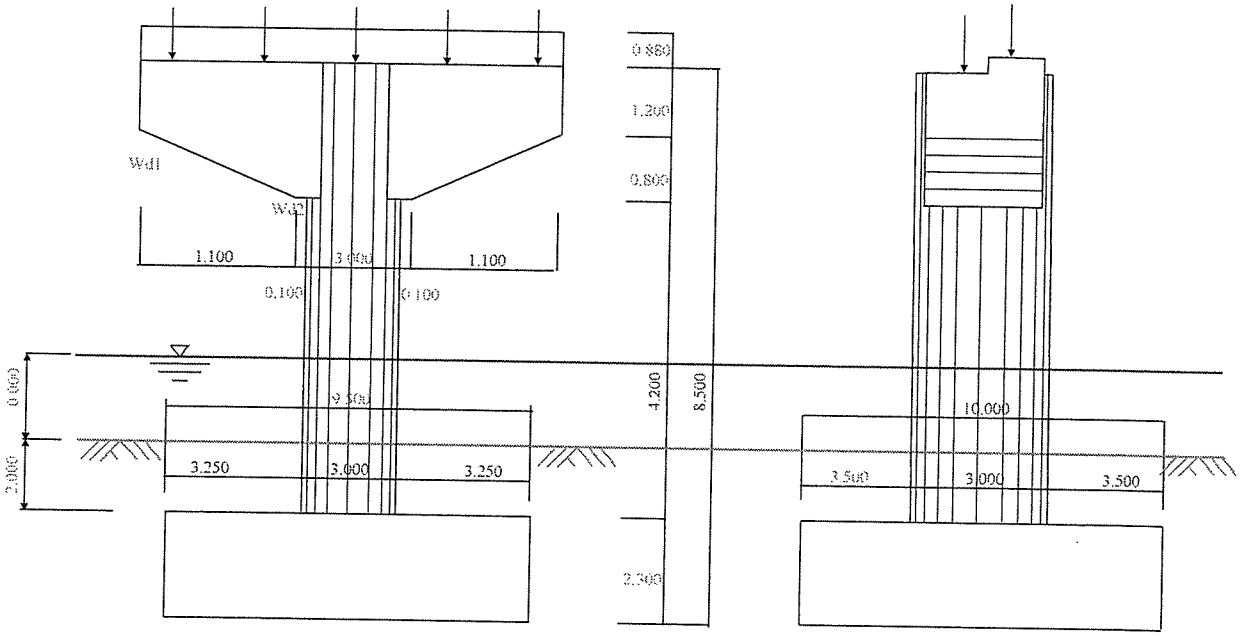
1.1 교각 단면 제원

1) 교축직각방향

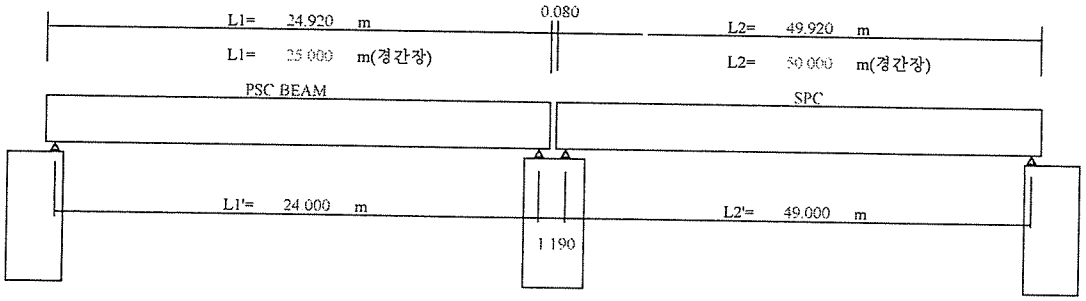


2) 교축 방향



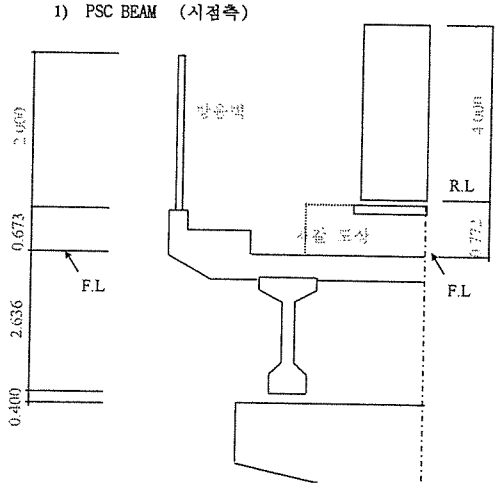


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.608 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

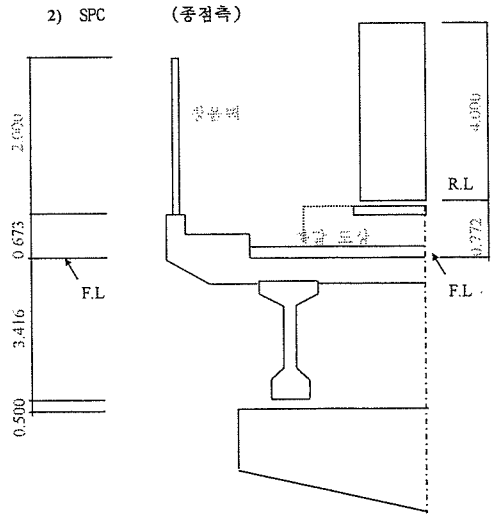
= 3.808 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M

풍하중(열차재하) = 4.104 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

2) SPC (종점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 6.488 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

= 4.688 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.5445 M

풍하중(열차재하) = 4.594 M

▶ 지진하중(고정하중) = 2.208 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)	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
	SPC	2273.00		2077.00		2223.00		6573.00
계		3219.00	0.00	2944.00	0.00	3165.00		9328.00

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.200 x 3.200 x 24.500 = 94.080 kN/m

Wd2 = 2.000 x 3.200 x 24.500 = 156.800 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 3.000^2 x 24.500

x 4.200 = 727.357 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.300 x 10.000 x 24.500 = 563.500 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

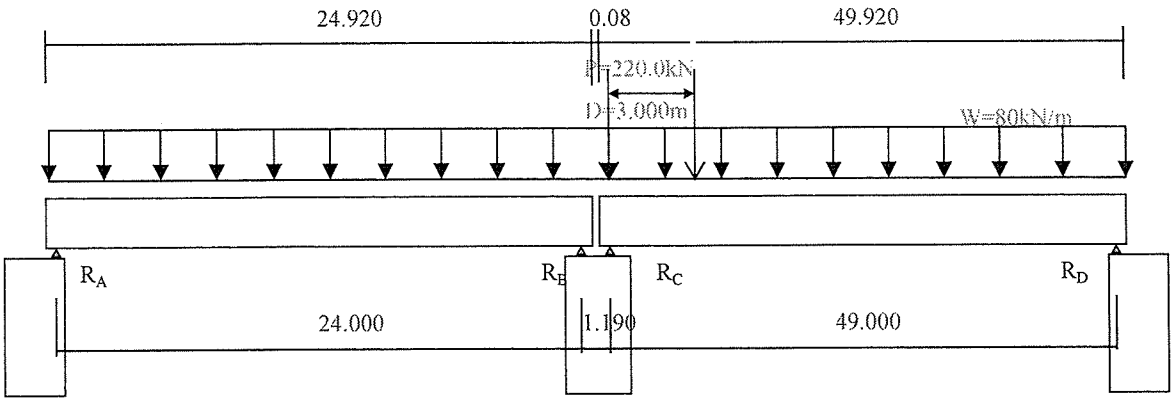
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- SPC(50m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.200	0.000	0.450	0.000	0.360		1.01
보도 하중 (단선)	1.080	0.000	0.180	0.000	-0.260		1.00

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



R_A	=	996.800	KN	,	R_C	=	2407.845	KN	
R_B	=	996.800	KN	,	R_D	=	2025.755	KN	

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.85 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.85 × 5.00 × 24.92 × 1/2 = 52.955 KN

W_c = 0.85 × 5.00 × 49.92 × 1/2 = 106.080 KN

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	233.72	0.00	499.72	0.00	316.26		1049.70
R_{LC}	596.14	0.00	1102.62	0.00	839.24		2538.00
$\sum R_L$	829.85	0.00	1602.35	0.00	1155.51		3587.71

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	256.91	0.00	561.36	0.00	357.48		1175.75
R_{LC}	611.43	0.00	1137.04	0.00	866.78		2615.25
$\sum R_L$	868.34	0.00	1698.40	0.00	1224.26		3791.00

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	×	3.808	=	0.000	kN·m
MLfc =	0.000	×	4.688	=	0.000	kN·m
$\sum$ MLf				=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

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	↓

- SPC

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

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 = 24.000 , 49.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.439}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.439 \quad \text{..... c 지점}$$

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	×	5.608	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	6.488	=	0.000	kN·m
∑ Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

- SPC

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 1049.70 kN , 지점c 2538.00 kN

Pcb =	1049.70	×	0.000	=	0.000 kN
Pcc =	2538.00	×	0.000	=	0.000 kN
∑ Pc				=	0.000 kN
Mcb =	0.000	×	5.608	=	0.000 kN·m
Mcc =	0.000	×	6.488	=	0.000 kN·m
∑ Mc				=	0.000 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

- SPC

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	×	3.200	=	19.200	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.000	×	0.6	=	5.400	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.309	×	12.460	=	198.450	kN
	Wn3c	=	3.000	×	6.089	×	24.960	=	455.944	kN
	Mn3b	=	198.450	×	3.0545			=	606.166	kN·m
	Mn3c	=	455.944	×	3.545			=	1616.094	kN·m
	∑	Mn3						=	2222.26	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnb1	=	606.166	×	1.700	/	5.780	=	178.284 kN
Rnb2	=	606.166	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	606.166	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb4	=	606.166	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb5	=	606.166	×	-1.700	/	5.780	=	-178.284 kN

- SPC

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnc1	=	1616.09	×	1.700	/	5.780	=	475.322 kN
Rnc2	=	1616.09	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc3	=	1616.09	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc4	=	1616.09	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc5	=	1616.09	×	-1.700	/	5.780	=	-475.322 kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	2.000	×	3.200	=	9.600	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.000	×	0.6	=	2.700	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.408	×	12.460	=	138.456	kN
	Wn3c	=	1.500	×	8.188	×	24.960	=	306.559	kN
	Mn3b	=	138.456	×	4.104			=	568.223	kN·m
	Mn3c	=	306.559	×	4.594			=	1408.332	kN·m
	∑	Mn3						=	1976.555	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$Rti = Mt3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

Rnb1	=	568.223	×	1.700	/	5.780	=	167.124 kN
Rnb2	=	568.223	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	568.223	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	568.223	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	568.223	×	-1.700	/	5.780	=	-167.124 kN

- SPC

$Rti = Mt3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

Rnc1	=	1408.332	×	1.700	/	5.780	=	414.215 kN
Rnc2	=	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc3	=	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc4	=	1408.332	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnc5	=	1408.332	×	-1.700	/	5.780	=	-414.215 kN

6) 유 수 압 ($P = K \times V^2 \times A$)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944^2 × 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	Σ	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	131.56		151.61		131.56	414.72	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	666.02		658.96		666.03	1991.01	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	133.88		155.26		133.88	423.02	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 414.722 × 1.718 = 712.492 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 423.022 × 2.208 = 934.033 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- 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 m²

R_{Eb1} = 712.492 × 1.700 / 5.780 = 209.556 kN

R_{Eb2} = 712.492 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb3} = 712.492 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 712.492 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb5} = 712.492 × -1.700 / 5.780 = -209.556 kN

- SPC

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

$R_{EC1} = 934.033 \times 1.700 / 5.780 = 274.716\ kN$

$R_{EC2} = 934.033 \times 0.000 / 5.780 = 0.000\ kN$

$R_{EC3} = 934.033 \times 0.000 / 5.780 = 0.000\ kN$

$R_{EC4} = 934.033 \times 0.000 / 5.780 = 0.000\ kN$

$R_{EC5} = 934.033 \times -1.700 / 5.780 = -274.716\ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	667.739	4,836.137	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	∑	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	323.12		372.38		323.12	1018.62	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	1635.85		1618.50		1635.85	4890.21	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	328.83		381.35		328.83	1039.00	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 1018.615 \times 1.718 = 1749.981\ kN\cdot m$

$M_{ec(교직)} = 1039.002 \times 2.208 = 2294.116\ kN\cdot m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

$R_{Eb1} = 1749.981 \times 1.700 / 5.780 = 514.700\ kN$

$R_{Eb2} = 1749.981 \times 0.000 / 5.780 = 0.000\ kN$

$R_{Eb3} = 1749.981 \times 0.000 / 5.780 = 0.000\ kN$

$R_{Eb4} = 1749.981 \times 0.000 / 5.780 = 0.000\ kN$

$R_{Eb5} = 1749.981 \times -1.700 / 5.780 = -514.700\ kN$

- SPC

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 2294.116 \times 1.700 / 5.780 = 674.740 \ kN$

$R_{EC2} = 2294.116 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 2294.116 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 2294.116 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 2294.116 \times -1.700 / 5.780 = -674.740 \ kN$

$P_E = 1018.62 + 1039.002 = 2057.617 \ kN$

$Mc = 2057.617 \times 1.718 = 3534.986 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	1.640.060	11878.23	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	2755.000	kN	6573.000	kN
편 심	0.500	m	-0.690	m

Md = 2755 × 0.500 + 6573 × -0.690 = -3157.870 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1049.702	kN	2538.004	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.690	m

$M_{L단선}$ = 1049.70 × 0.500 + 2538.00 × -0.690 = -1226.372 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.500 + 0.00 × -0.690 = 0.000 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1175.747	kN	2615.253	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.690	m

$M_{L단선}$ = 1175.75 × 0.500 + 2615.25 × -0.690 = -1216.651 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.500 + 0.00 × -0.690 = 0.000 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.200 × 5.400 = 19.440 kN

3.000 × 0.800 × 4.300 = 10.320 kN

(19.440 + 10.320) / 5.400 = 5.511 kN/m

기둥 Wn2 = 3.000 × 3.000 × 0.6 = 5.400 kN/m

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING Wn1 = 1.500 × 1.200 × 5.400 = 9.720 kN

1.500 × 0.800 × 4.300 = 5.160 kN

(9.720 + 5.160) / 5.400 = 2.756 kN/m

기둥 Wt2 = 1.500 × 3.000 × 0.6 = 2.700 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 × 25.000 = 500.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 20 × 50.000 = 1000.000 kN

나) 시동하중 ; 33kN/m × L(m) ≤ 1000kN (1궤도당)

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T = 33 × 25.000 = 825.000 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T = 33 × 50.000 = 1000.000 kN

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

Rm = 2755.00 + 996.800 = 3751.800 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.00 - 281.385 (제동하중)

= 825.00 - 281.385 (시동하중)

= 218.62 < T/2 = 250.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 543.62 > T/2 = 412.50 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.00 kN(제동하중), 543.62 kN(시동하중)

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

Rm = 6573.00 + 2407.85 = 8980.845 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 1347.127 > T/2 = 500.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 1347.127 > T/2 = 500.000 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 500.000 kN(제동하중), 500.000 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 543.615 + 500.000 = 1043.615 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 2 × 3 × 24.920 = 149.520 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 149.52 - 206.625

= -57.11 < T/2 = 74.76

∴ Tf = 74.76 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 2 × 3 × 49.920 = 299.520 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 985.950 > T/2 = 149.760

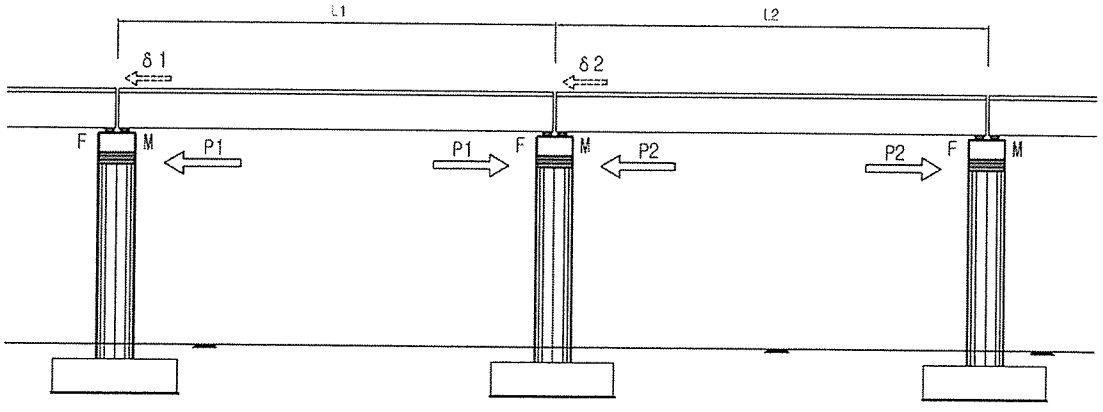
∴ Tm = 149.76 kN

TL = T_b + T_c = 74.760 + 149.760 = 224.520 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 = 2755.00 × 0.150 = 413.250 kN

Ts2 = 6573.00 × 0.150 = 985.950 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 3930.75 × 0.150 = 589.612 kN

Ts2' = 9188.25 × 0.150 = 1378.238 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 × 24.000 = 0.0036 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 49.000 = 0.00735 m

▶ 등가수평력

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

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 4954.916 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.976 m^4

L : 6.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	413.250	4954.916	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	589.612	5498.531	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 10116.287 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.976 m^4

L : 6.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	985.950	10116.287	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1378.238	10616.287	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	985.950	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	878.238	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	784.76	4770.97	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

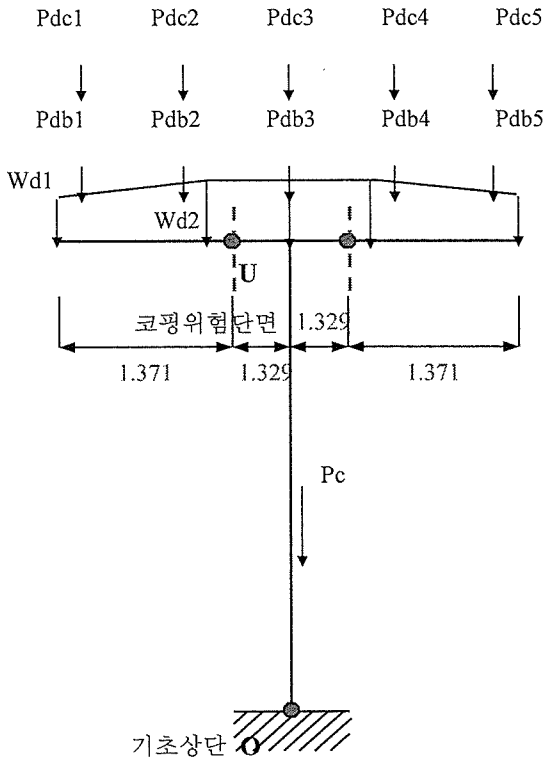
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	1927.47	11718.18	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

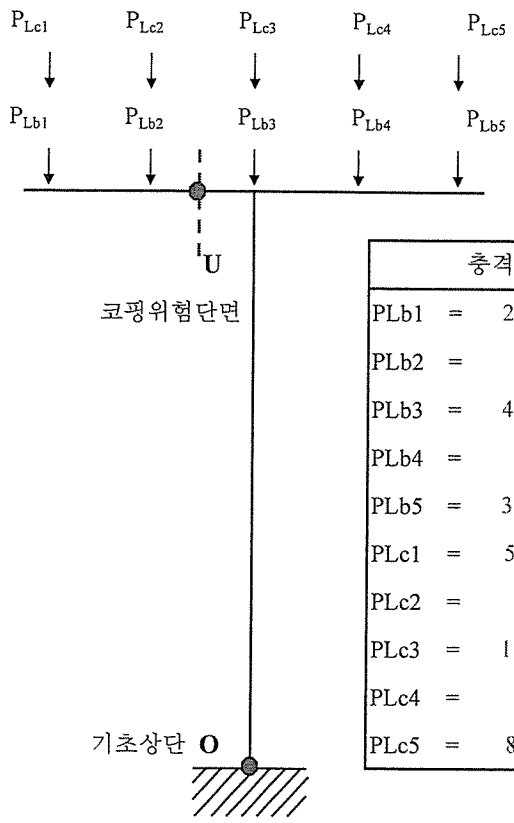
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	946.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	867.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	942.00	kN
Pdc1	=	2273.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	2077.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	2223.00	kN
Wd1	=	94.080	kN/m
Wd2	=	156.800	kN/m
Pc	=	727.357	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	946.000	0.371	946.000	350.644	1.700	946.000	1608.200
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	867.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	942.000	0.371	942.000	349.161	-1.700	942.000	-1601.400
Pcd1	2273.000	0.371	2273.000	842.509	1.700	2273.000	3864.100
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	2077.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	2077.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	2223.000	0.371	2223.000	823.976	-1.700	2223.000	-3779.100
Wd1	125.44	0.637	137.984	87.94082921	0.000	275.968	0.000
Wd2	156.800	0.135	42.43942713	5.743319437	0.000	501.760	0.000
Pc	727.357	-1.329	0.000	0	0.000	727.357	0.000
합 계			**4676.42**	**1286.837**		**10833.085**	**91.800**

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	233.718	kN	PLb1	=	256.911	kN
PLb2	=	0.000	kN	PLb2	=	0.000	kN
PLb3	=	499.721	kN	PLb3	=	561.357	kN
PLb4	=	0.000	kN	PLb4	=	0.000	kN
PLb5	=	316.263	kN	PLb5	=	357.480	kN
PLc1	=	596.14	kN	PLc1	=	611.43	kN
PLc2	=	0.00	kN	PLc2	=	0.00	kN
PLc3	=	1102.62	kN	PLc3	=	1137.04	kN
PLc4	=	0.00	kN	PLc4	=	0.00	kN
PLc5	=	839.24	kN	PLc5	=	866.78	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	233.718	0.371	233.718	86.630	1.700	233.718	397.321
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	499.721	-1.329	0.000	0.000	0.000	499.721	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	316.263	0.371	316.263	117.226	-1.700	316.263	-537.647
PLc1	596.135	0.371	596.135	220.963	1.700	596.135	1013.430
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	1102.625	-1.329	0.000	0.000	0.000	1102.625	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	839.243	0.371	839.243	311.074	-1.700	839.243	-1426.714
합 계			**1155.506**	**428.300**		**3587.706**	**553.609**

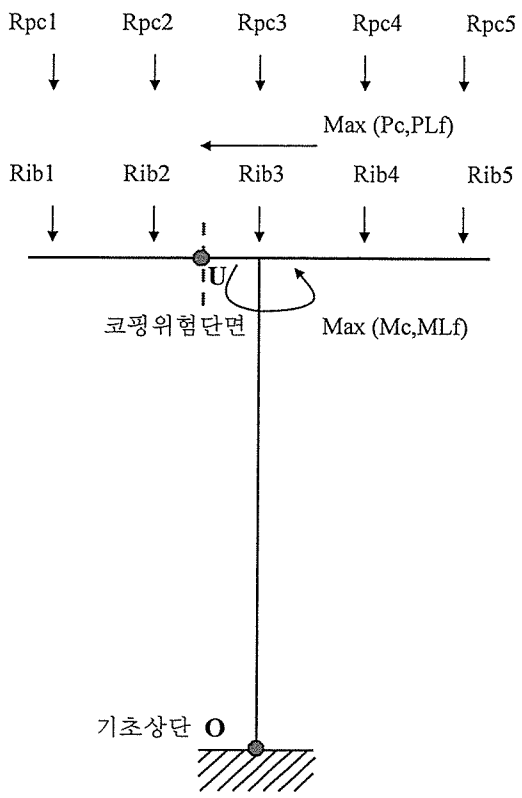
Moy= **-1226.372** kN·m Ho= 0.000 kN

▶ 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	256.911	0.371	256.911	95.226	1.700	256.911	436.748
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	561.357	-1.329	0.000	0.000	0.000	561.357	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	357.480	0.371	357.480	132.503	-1.700	357.480	-607.715
PLc1	611.432	0.371	611.432	226.633	1.700	611.432	1039.435
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	1137.043	-1.329	0.000	0.000	0.000	1137.043	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	866.778	0.371	866.778	321.280	-1.700	866.778	-1473.522
합 계			**1224.257**	**453.783**		**3791.000**	**605.054**

Moy= **-1216.651** 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)

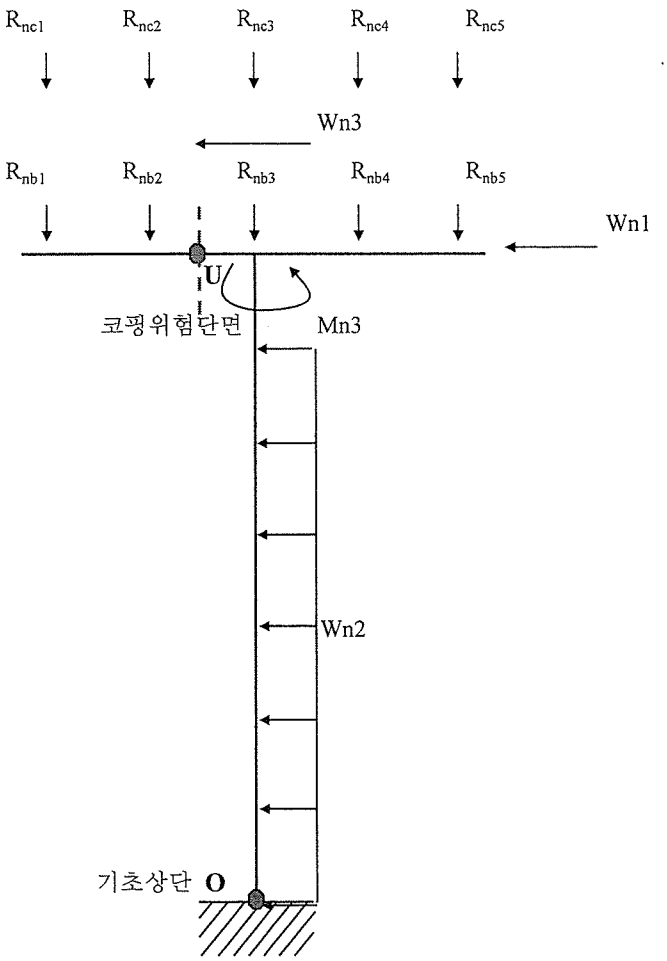
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

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	0.371	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	-1.329	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	0.371	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.371	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	-1.329	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	0.371	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	**0.000**	-	-	-	6.640	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

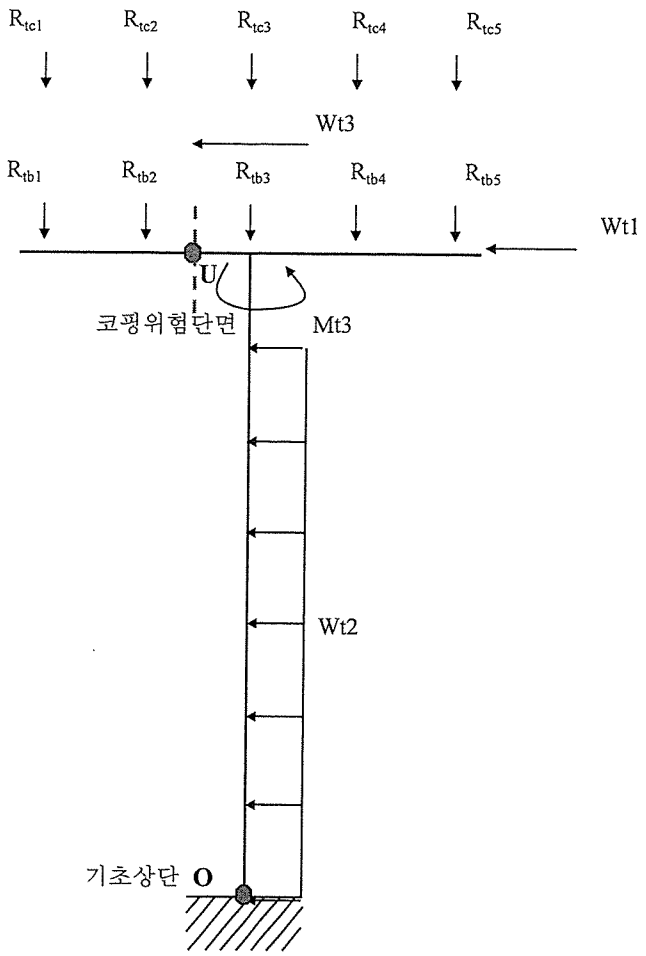


Wn1	=	19.200	kN
Wn2	=	5.400	kN/m
Wn3b	=	198.450	kN
Wn3c	=	455.944	kN
Mn3	=	2222.260	kN·m

Rnb1	=	178.284	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-178.284	kN
Rnc1	=	475.322	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-475.322	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	178.284	0.371	178.284	66.083	1.700	178.284	303.083
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb5	-178.284	0.371	-178.284	-66.083	-1.700	-178.284	303.083
Rnc1	475.322	0.371	475.322	176.183	1.700	475.322	808.047
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.329	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	-475.322	0.371	-475.322	-176.183	-1.700	-475.322	808.047
Wn1	**19.20**	-	-	-	6.640	-	127.488
Wn2	**22.68**	-	-	-	2.100	-	47.628
Wn3	**654.39**	-	-	-	6.640	-	4345.176
합 계	696.274		653.606	242.265		0.000	6742.552

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

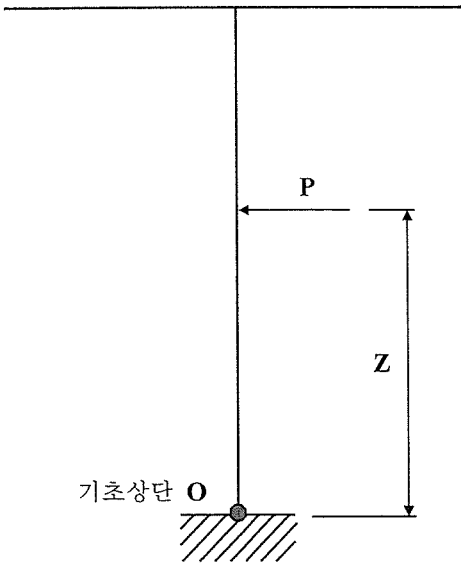


Wt1	=	9.600	kN
Wt2	=	2.700	kN/m
Wt3b	=	138.456	kN
Wt3c	=	306.559	kN
Mt3	=	568.223	kN·m

Rtb1	=	167.124	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-167.124	kN
Rtc1	=	414.215	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-414.215	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	167.124	0.371	167.124	61.946	1.700	167.124	284.112
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-167.124	0.371	-167.124	-61.946	-1.700	-167.124	284.112
Rtc1	414.215	0.371	414.215	153.533	1.700	414.215	704.166
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.329	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	-414.215	0.371	-414.215	-153.533	-1.700	-414.215	704.166
Wt1	**9.60**	-	-	-	6.640	-	63.744
Wt2	**11.34**	-	-	-	2.100	-	23.814
Wn3	**445.02**	-	-	-	6.640	-	2954.900
합 계	**465.955**		**581.340**	**215.479**		**0.000**	**5019.013**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	2.000	m

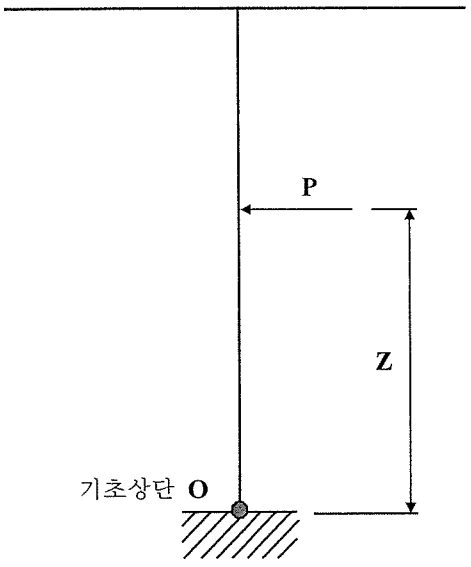
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 2.000 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	3.800	m

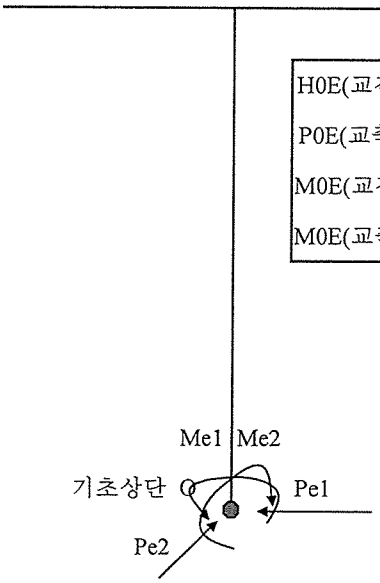
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 1000.000 × 3.800 = **3800.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

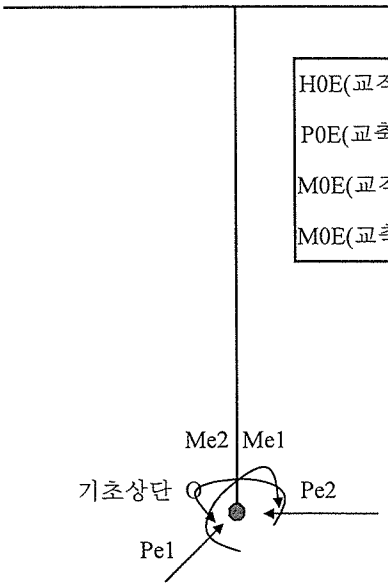


H0E(교직)	=	667.739	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	4836.137	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	209.556	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-209.556	kN
R_{EC1}	=	274.716	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-274.716	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	209.556	0.371	209.556	77.674	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-209.556	0.371	-209.556	-77.674	-	-	-
REC1	274.716	0.371	274.716	101.826	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-274.716	0.371	-274.716	-101.826	-	-	-
He1	**667.739**	-	-	-	-	-	**4836.137**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**484.272**	**179.500**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



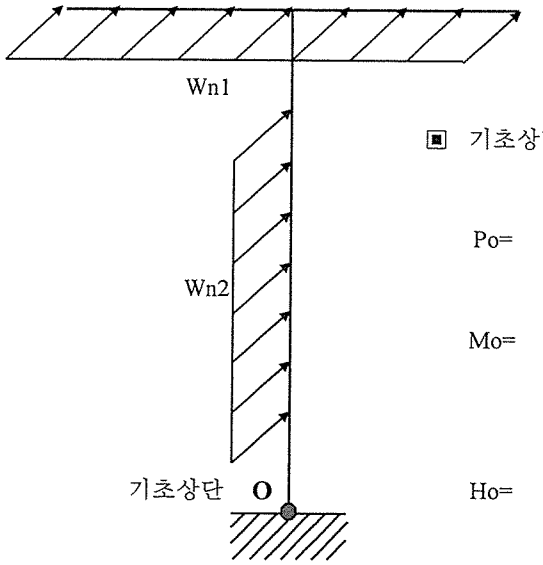
H0E(교직)	=	1640.060	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	########	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	514.700	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-514.700	kN
R_{EC1}	=	674.740	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-674.740	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	514.700	0.371	514.700	190.779	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-514.700	0.371	-514.700	-190.779	-	-	-
REC1	674.740	0.371	674.740	250.099	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-674.740	0.371	-674.740	-250.099	-	-	-
He1	**1640.060**	-	-	-	-	-	**11878.231**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**1189.440**	**440.877**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	5.511	kN/m
Wn2	=	5.400	kN/m

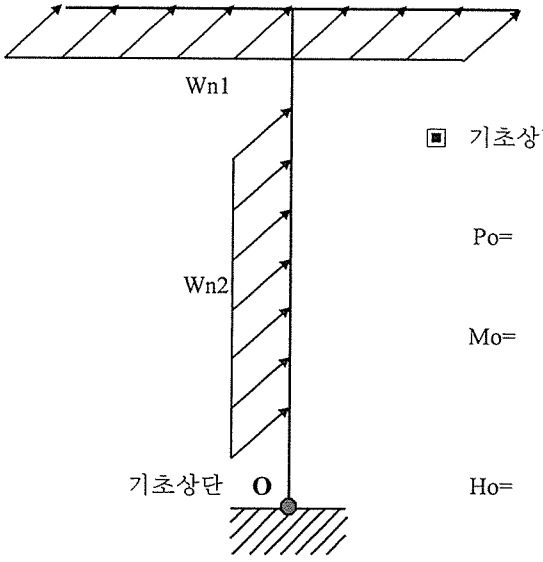
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = 0.000 kN

Mo= 29.759 × 5.200 +
22.680 × 2.100 = **202.377** kN·m

Ho= = **52.4394** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	2.756	kN/m
Wn2	=	2.700	kN/m

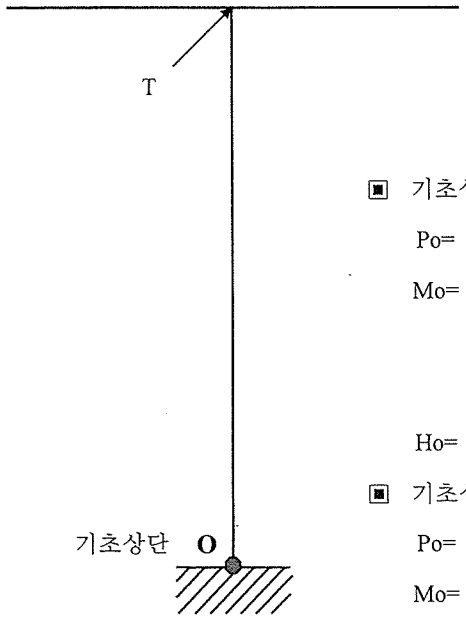
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = 0.000 kN

Mo= 14.882 × 5.200 +
11.340 × 2.100 = **101.202** kN·m

Ho= = **26.2224** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	0.000	kN
$T_{m복선}$	=	0.000	kN
$T_{f단선}$	=	543.615	kN
$T_{m단선}$	=	500.000	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 7.480 +

0.000 × 6.700

= **0.000** kN·m

Ho= **0.00** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= 0.000 kN

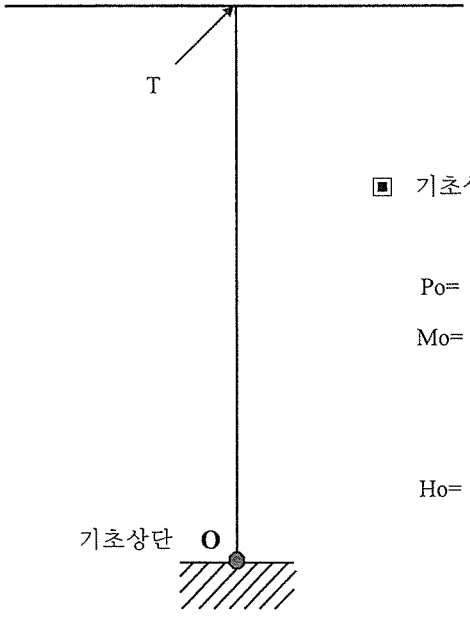
Mo= 543.615 × 7.480 +

500.000 × 6.700

= **7416.240** kN·m

Ho= **1043.62** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.760	kN
T_m	=	149.760	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

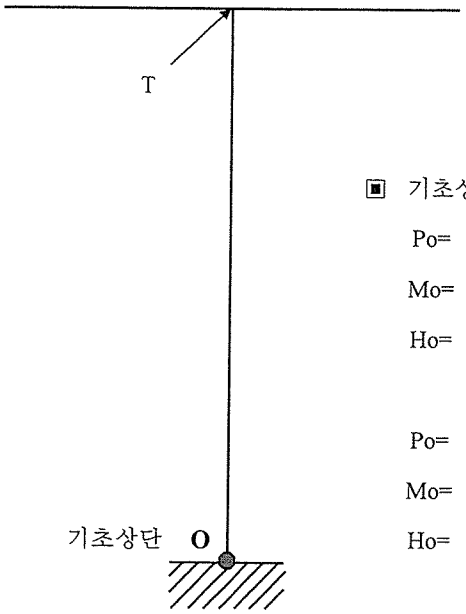
Mo= 74.760 × 7.480 +

149.760 × 6.700

= **1562.597** kN·m

Ho= **224.520** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	985.950	kN
시제동하중 작용시	=	878.238	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 985.950 × 7.480 = **7374.906** kN·m

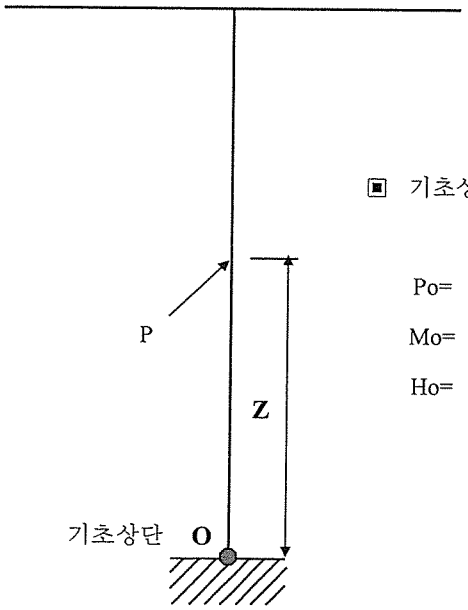
Ho= **985.950** kN

Po= 0.000 kN

Mo= 878.238 × 7.480 = **6569.220** kN·m

Ho= **878.238** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	3.800	M

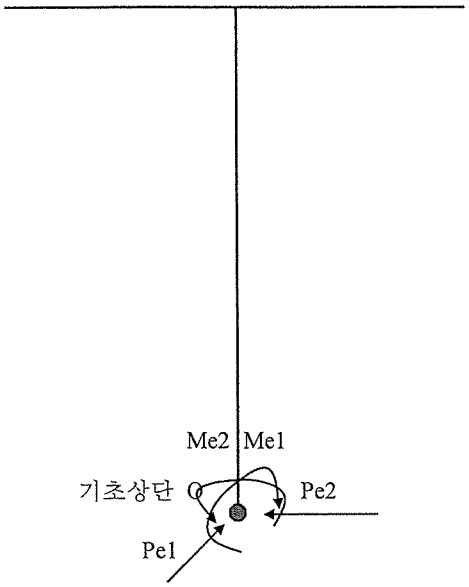
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 500.000 × 3.800 = **1900.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

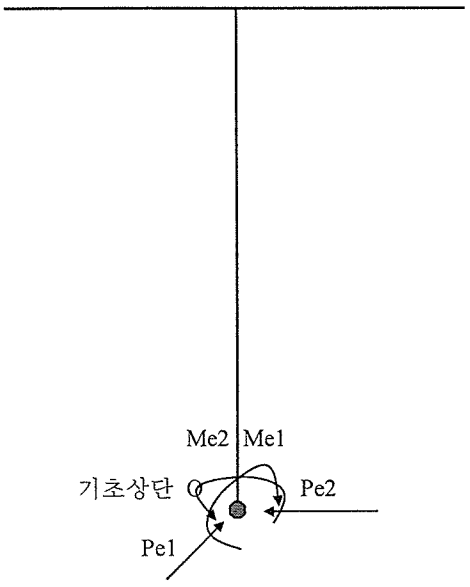
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	0.000	kN	Pe2=	0.000	kN
He1=	784.756	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	4770.971	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=	1927.472	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	########	kN	Me2=	0.00	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		4,676	1,287	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,156	428	
		충격 고려시	1,224	454	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		654	242	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		581	215	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		484	180	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,189	441	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	4,676	1,287	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	5,901	1,741	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	5,330	1,529	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	5,258	1,502	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	6,482	1,956	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	4,676	1,287	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	5,901	1,741	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	5,330	1,529	

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	-	-	-	6,313	1,737	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	8,578	2,577	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	7,482	2,059	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	9,441	2,785	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	6,313	1,737	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	8,027	2,373	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	7,196	2,064	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	7,098	2,028	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	8,812	2,663	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	6,313	1,737	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	8,027	2,373	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	6,396	1,835	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		6,189	1,848	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	6,894	2,109	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	10,833	92	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,588	554	1,226
			충격 고려시	-	-	3,791	605	1,217
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		696	-	-	6,743	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		466	-	-	5,019	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	3,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		668	-	-	4,836	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		1,640	-	-	11,878	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	52	-	-	202
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	26	-	-	101
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,044	-	-	7,416
	L.C 13	장대레일종하중		-	225	-	-	1,563
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	986	-	-	7,375
			시제동하중 작용	-	878	-	-	6,569
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	1,900
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	785	-	-	4,771
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	1,927	-	-	11,718

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		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	10,833	-	92	-	-	
combo 2	14,624	-	697	-	1,217	
combo 3	10,833	-	92	986	7,375	
combo 4	14,624	-	697	986	8,592	
combo 5	10,833	696	6,834	1,038	7,577	
combo 6	10,833	466	5,111	1,129	8,233	
combo 7	14,624	466	5,716	2,173	16,866	
combo 8	10,833	1,000	3,892	500	1,900	
combo 9	14,624	1,000	4,497	500	3,117	
combo 10	10,833	1,696	10,634	552	2,102	

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	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	14,625	-	124	-	-	철설기 8.3.1	
comb 12	21,638	-	1,243	-	2,251	철설기 8.3.1	
comb 13	17,333	-	147	-	-	철설기 8.3.2	
comb 14	23,399	-	1,115	-	1,947	철설기 8.3.2	
comb 15	14,625	-	124	1,331	9,956	철설기 8.3.3	
comb 16	19,932	-	971	1,331	11,659	철설기 8.3.3	
comb 17	14,625	940	9,226	1,402	10,229	철설기 8.3.4	
comb 18	14,625	629	6,900	1,535	11,193	철설기 8.3.5	
comb 19	19,932	629	7,747	2,996	23,279	철설기 8.3.5	
comb 20	14,625	1,350	5,254	675	2,565	철설기 8.3.7	
comb 21	19,932	1,350	6,101	675	4,268	철설기 8.3.7	
comb 22	13,000	2,036	12,761	663	2,523	철설기 8.3.8	
comb 23	14,207	-	630	785	5,854	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	14,207	668	5,466	-	1,083	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	14,207	-	630	1,927	12,801	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	14,207	1,640	12,509	-	1,083	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	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	8,666	-	73	-	-	철설기 8.3.1	
comb 28	15,680	-	1,193	-	2,251	철설기 8.3.1	
comb 29	8,666	-	73	-	-	철설기 8.3.2	
comb 30	14,732	-	1,042	-	1,947	철설기 8.3.2	
comb 31	8,666	-	73	1,331	9,956	철설기 8.3.3	
comb 32	13,974	-	921	1,331	11,659	철설기 8.3.3	
comb 33	8,666	940	9,176	1,402	10,229	철설기 8.3.4	
comb 34	8,666	629	6,849	1,535	11,193	철설기 8.3.5	
comb 35	13,974	629	7,696	2,996	23,279	철설기 8.3.5	
comb 36	8,666	1,350	5,203	675	2,565	철설기 8.3.7	
comb 37	13,974	1,350	6,051	675	4,268	철설기 8.3.7	
comb 38	9,750	2,036	12,734	663	2,523	철설기 8.3.8	
comb 39	14,207	-	630	785	5,854	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	14,207	668	5,466	-	1,083	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	14,207	-	630	1,927	12,801	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	14,207	1,640	12,509	-	1,083	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	-	-	-	-	-	-	-

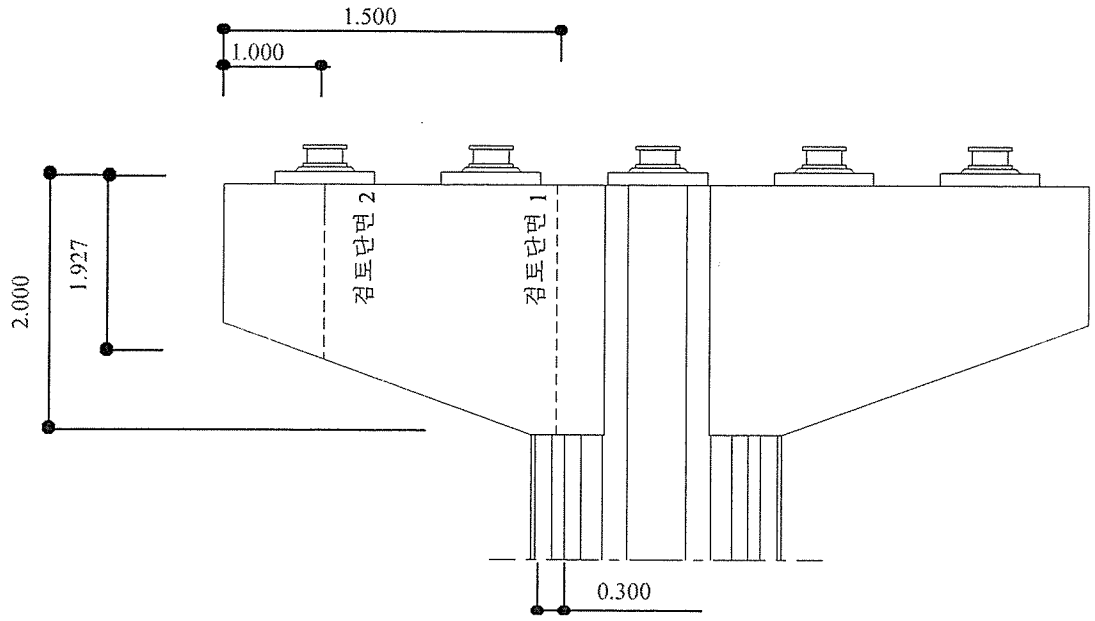
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	10,833	-	92	-	-	철설기 8.3.1	
combo 44	14,421	-	645	-	1,226	철설기 8.3.1	
combo 45	10,833	-	92	986	7,375	철설기 8.3.3	
combo 46	14,421	-	645	986	8,601	철설기 8.3.3	
combo 47	10,833	696	6,834	1,038	7,577	철설기 8.3.4	
combo 48	10,833	466	5,111	1,129	8,233	철설기 8.3.5	
combo 49	14,421	466	5,664	2,173	16,876	철설기 8.3.5	
combo 50	10,833	1,000	3,892	500	1,900	철설기 8.3.7	
combo 51	14,421	1,000	4,445	500	3,126	철설기 8.3.7	
combo 52	10,833	1,836	11,983	563	2,143	철설기 8.3.8	
combo 53	14,421	-	645	785	5,997	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	14,421	668	5,482	-	1,226	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	14,421	-	645	1,927	12,945	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	14,421	1,640	12,524	-	1,226	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**	**1,956**	
계수하중	최대모멘트	**comb 14**	**2,785**	
	최대전단력	**comb 14**	**9,441**	



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)
3,200	2,000	1,850	150	2,785	9,441	1,956

Ln= 1000.00 mm Ln/D = 1000.00 / 1850.00 = 0.541 < 4

∴DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12,668	mm^2 ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12,668	mm^2 ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	-	mm^2 ,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 6.025]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 124.191 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03436 > 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 = 4205.097 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 236.943\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 20.720 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 5.607 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) =$ 124.191 mm

$\Phi Mn =$ $0.9 \times As \times fy \times (d - a/2) =$ 15400.830 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2784.992 kN · m) [사용률 = 5.530] ∴ O.K!!

2) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 3200.0 × 1850.00 / 1000 = 4593.57 kN

ΦVc= 4593.57 < Vu = 9441.089 kN ∴ 전단보강 필요함!!

$\Phi Vmax =$ $\Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{fck}/6) \cdot bw \cdot d =$ 22967.833 kN > 9441.089 kN ∴ O.K!!

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ $Av_{min} = 0.0025 \times b \times Sv$, Sv≤ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ $Av_{min} = 0.0015 \times b \times Sh$, Sh≤ (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×b×Sv ∴ O.K

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 3200 × 200 = 1.600 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 25 사용, Ah = 6 × 506.700 = 3040.200 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ O.K

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 3200 × 200.00 = 960.000 mm^2

∴ **H25 - 6 EA S = 200.00** mm 로 배근

$\Phi Vs = \Phi \{Av / S1 \times (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 \times (11-ln/d)/12\} fy \times d$ = 9027.995 kN

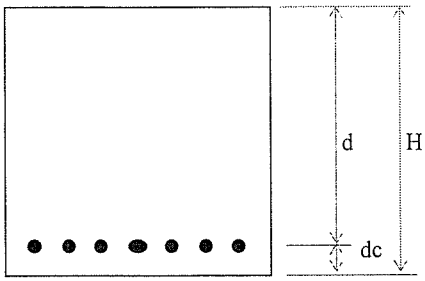
- 전단강도검토

Vu = 9441.089 kN < $\Phi(Vc + Vs)$ = 4593.57 + 9027.995 = 13621.561 kN

∴ O.K

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2,000	mm,	B =	3,200	mm ,
d =	1.850	mm,	dc =	150	mm ,
Mo =	1.956	kN· m,	As =	25.335	mm^2
N =	25		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 401 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 45 MPa

$f_{st} = f_s (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 47 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 88 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1,354 mm

최외단철근 평균배근간격; 3200 / 25 = 128 mm < 1354 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)
3200.00	2000.00	1850.00	150.00	2784.992	9441.089	1956.099

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 9441.089 kN

Mu = 2784.992 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 2784.992 / 9441.089 = 0.295 m

d = 2.000 - 0.150 = 1.850 m

a / d = 0.295 / 1.850 = 0.159 < 1.0 ∴ corbel로 검토

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 9441.089 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 9441.089 = 1888.218 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 2784.992 + 1888.218 × (2.000 - 1.850)

= 3068.225 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3{,}200 \times 1{,}850 = 35{,}520$ kN

$\le 5.6 \times 3{,}200 \times 1{,}850 = 33{,}152$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 33152.00 = 24864.000$ kN

$\Phi V_{n_max} = 24.864$ kN > $V_u = 9{,}441$ kN ∴ O.K!!

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

$= 9{,}441{,}089 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 22{,}479$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 3{,}068$ kN·m

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

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

$$= \frac{26}{0.005} = 5{,}219 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 1{,}888$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1{,}888 / (0.75 \times 400)$

$= 6294.060$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 5219 + 6294 = 11,513 ㎟

$\geq$ 2/3 22479 + 6294 = 21,280 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 3200 × 1850 = 17,760 ㎟

$\therefore$ A_s = 21.280 ㎟

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 1.191]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

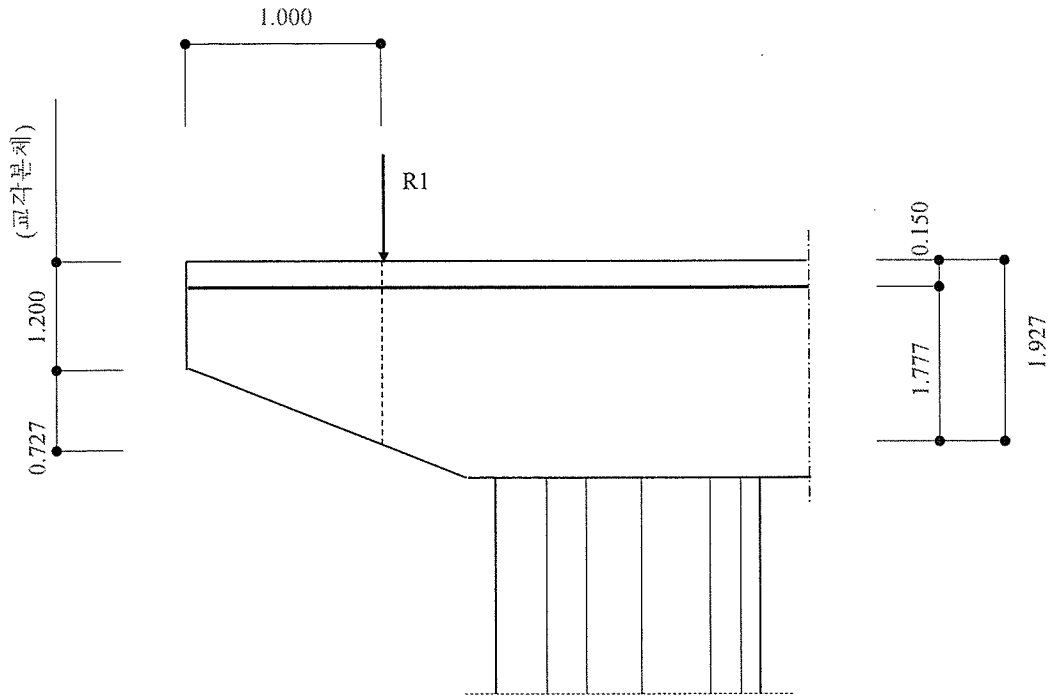
A_h = 0.5 × (As - An) = 0.5 × (21,280 - 6,294)

= 7,493 ㎟

Use	H	25	-	6	EA	×	6	단	=	18,241 mm^2

$\therefore$ 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)
3200.00	1927.27	1777.27	150.00	152.965	2083.692	1956.099

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.200 × 1.000 × 3.200 × 24.500 = 94.080 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.727 × 1.000 × 3.200 × 24.500 = 28.509 kN

$\sum$ = 122.589 kN

M_{O1} = 94.080 × 0.500 = 47.040 kN.m

M_{O2} = 28.509 × 0.333 = 9.494 kN

$\sum$ = 56.534 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 946.000 kN

다) 상부 활하중

R_D = 233.718 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 122.589 + 1.6 × 946.000 + 1.6 × 233.718

= 2083.692 kN

M_u = 1.6 × 56.534

= 90.454 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 90.454 / 2083.692 = 0.043 m

d = 1.927 - 0.150 = 1.777 m

a / d = 0.043 / 1.777 = 0.024 < 1 ∴ corbel로 검토

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 2083.692 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 2083.692 = 416.738 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 90.454 + 416.738 × (1.927 - 1.777)

= 152.965 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 3200.00 \times 1777.27 = 34123.636$ kN

$\le 5.6 \times 3200.00 \times 1777.27 = 31848.727$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 31848.73 = 23886.545$ kN

$\Phi V_{n_max} = 23886.545$ kN $>$ $V_u = 2083.692$ kN ∴ O.K!!

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

$= 2083692.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 4961.171$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 152.965$ kN·m

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

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

$$= \frac{1.319}{0.005} = 269.06 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 416.738$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 416.738 / (0.75 \times 400)$

$= 1389.127$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 269.06 + 1389.127 = 1658.187 ㎟

$\geq$ 2/3 4961.171 + 1389.127 = 4696.574 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 3200.000 × 1777.273 = 17061.818 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 17061.818 ㎟

Use As (1단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	25	-	25	EA	=	12667.500	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	300	mm

→ Use As (total) = 25335.000 mm^2 [사용률 1.485]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

$A_h =$ 0.5 × (As - An) = 0.5 × (17061.818 - 1389.127)

= 7836.346 ㎟

Use	H	25	-	6	EA ×	5	단	=	15201.000 mm^2

∴ O.K!!

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

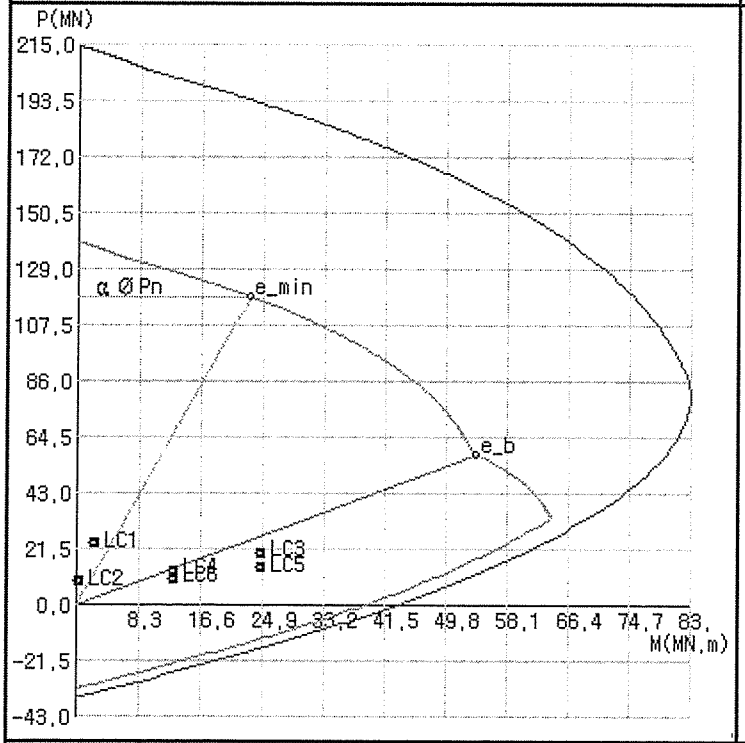
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 14	23,399	0	0	1,947	1,115	Load case 1
	최소축력		comb 27	8,666	0	0	0	73	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 19	19,932	2,996	629	23,279	7,747	Load case 3
		교직방향	comb 22	13,000	663	2,036	2,523	12,761	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 35	13,974	2,996	629	23,279	7,696	Load case 5
		교직방향	comb 38	9,750	663	2,036	2,523	12,734	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	14,207	785	0	5,854	630	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	14,207	0	668	1,083	5,466	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	14,207	1,927	0	12,801	630	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	14,207	0	1,640	1,083	12,509	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

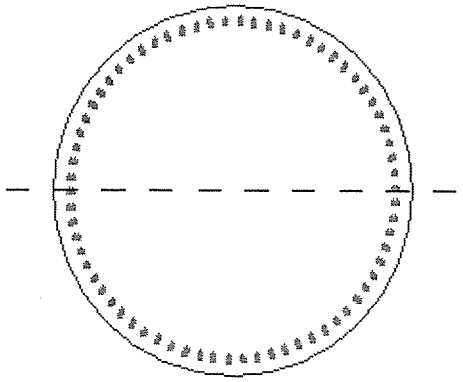
▶ **P - M 상관도**

검토단면 : P5(상시)



검 토 조 건	
fck =	30 MPa
fy =	400 MPa
Ec =	27510 MPa
Erb =	200000 MPa
Ix =	3.976 E+12 mm⁴
Iy =	3.976 E+12 mm⁴
Ag =	7.069 E+06 mm²
Lu =	6200.0 mm
Kx =	2.10
Ky =	2.10
ρ =	1.272 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 193.958 mm

ØPmin = 118196.300 KN

ØMmin = 22925.160 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 930.393 mm

ØPb = 57699.550 KN

ØMb = 53683.230 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 89936.000 mm²

▶ P5(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P5(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) : 3000.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 6200.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 89936.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 23398.536 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1946.642 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 1946.642 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 1114.967 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 1114.967 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 1946.642 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 1114.967 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 2243.338 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 29.802 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 95.88 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.297 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.309 + 13733.869 + -10380.326 = 88493.850 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.598 + 13512.114 + 11608.107 = 82332.820 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65208
평 형 축 하 중 : ØPb = 57704.94 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53687.46 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.272 %
Mn = αPn × e_min = 35268.632 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 118196.275 KN ≥ Pu = 23398.536 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 22924.611 KN·m ≥ Mu = 2243.338 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 8666.468 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 73.440 KN·m

Muy.ns= 0.000 KN·m

Muy.s = 73.440 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4

Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000

: δx.s = 1.000

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000

: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m

Y축 확대모멘트 : δMuy = 73.440 KN·m

합성 확대모멘트 : δMu = 73.440 KN·m

중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 193.94 mm

작 용 편 심 : e = 8.47 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1713.300 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85145.340 + 13737.314 + -10404.476 = 88478.170 KN

Mb = Mc + Ms + Mt = 57197.224 + 13513.238 + 11632.397 = 82342.860 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.66 mm

최외단철근변형률 : εt = 0.00203

강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65228

평 형 축 하 중 : ØPb = 57712.42 KN

평 형 모 멘 트 : ØMb = 53710.48 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..

순인장변형률 εt = -0.10000 < 0.004 .... ∴ 취성파괴

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 181840.400 KN

Mn = αPn × e_min = 35266.556 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650

축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 118196.275 KN ≥ Pu = 8666.468 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 22923.262 KN·m ≥ Mu = 73.440 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 19932.065 KN

계수모멘트(X) : Mux = 23278.754 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 23278.754 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 7746.673 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 7746.673 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 23278.754 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 7746.673 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 24533.881 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 18.406 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 1230.88 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.299 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.497 + 13731.927 + -10381.052 = 88491.380 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.564 + 13509.712 + 11608.391 = 82330.660 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65197

평 형 축 하 중 : ØPb = 57693.65 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53677.06 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1448.731 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1230.875 mm ≒ e = 1230.875 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002951 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 68164.508 + 12251.867 + -14198.181 = 66218.200 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 54213.260 + 12916.140 + 14376.922 = 81506.320 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00295
εy = 0.002 < εt = 0.00295 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.729
설계축하중강도 : ØPn = 48292.114 KN ≥ Pu = 19932.065 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 59441.557 KN·m ≥ Mu = 24533.881 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 12999.702 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2522.852 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2522.852 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12761.223 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12761.223 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2522.852 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12761.223 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 13008.213 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 78.817 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 1000.65 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.266 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.074 + 13731.628 + -10379.885 = 88491.810 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.670 + 13510.962 + 11608.317 = 82331.950 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65203
평 형 축 하 중 : ØPb = 57699.38 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53682.96 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1649.507 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1000.655 mm ≒ e = 1000.655 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002228 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 80879.236 + 13366.848 + -11489.963 = 82756.130 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 56816.119 + 13391.741 + 12602.441 = 82810.300 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00223
εy = 0.002 < εt = 0.00223 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.669
설계축하중강도 : ØPn = 55361.885 KN ≥ Pu = 12999.702 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 55398.129 KN·m ≥ Mu = 13008.213 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13973.868 KN

계수모멘트(X) : Mux = 23278.754 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 23278.754 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 7696.183 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 7696.183 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 23278.754 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 7696.183 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 24517.986 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 18.294 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 1754.56 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.298 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.191 + 13731.972 + -10381.203 = 88490.950 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.543 + 13509.564 + 11608.400 = 82330.510 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65195
평 형 축 하 중 : ØPb = 57692.05 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53675.72 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1141.228 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1754.56 mm ≒ e = 1754.56 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004555 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 49300.505 + 10398.004 + -17789.332 = 41909.180 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46360.327 + 11798.859 + 15372.968 = 73532.160 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00455
εy = 0.002 < εt = 0.00455 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.863
설계축하중강도 : ØPn = 36163.400 KN ≥ Pu = 13973.868 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 63450.845 KN·m ≥ Mu = 24517.986 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9749.777 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2522.852 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2522.852 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12733.683 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12733.683 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2522.852 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12733.683 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 12981.197 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 78.793 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 1331.44 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.263 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.901 + 13731.609 + -10379.808 = 88491.700 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.659 + 13511.047 + 11608.311 = 82332.020 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65203
평 형 축 하 중 : ØPb = 57699.55 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53683.23 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1374.288 mm 로 가정하면...
사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003275 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 63515.533 + 11817.617 + -15099.097 = 60234.060 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 52726.161 + 12694.129 + 14777.452 = 80197.740 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00327
εy = 0.002 < εt = 0.00327 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

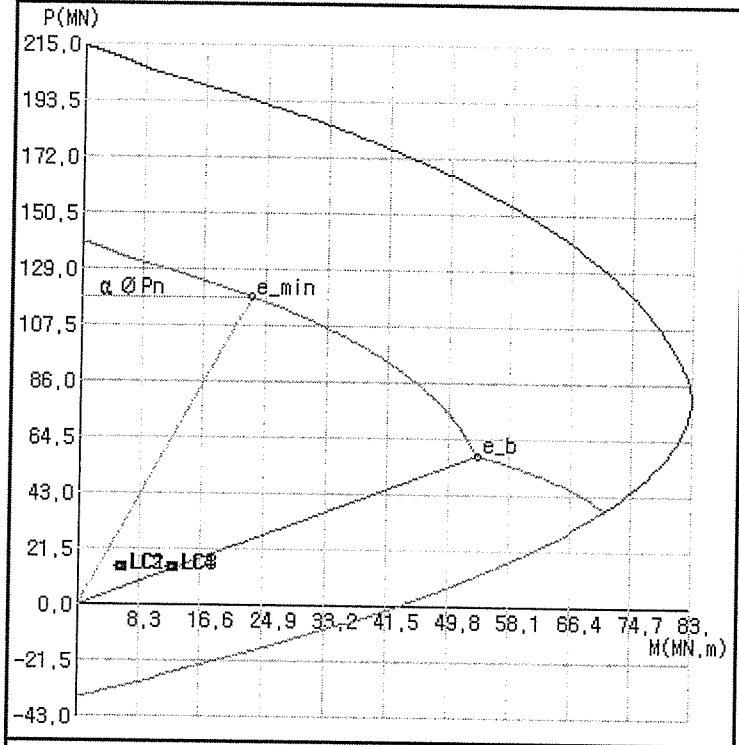
강도 감소 계수 : Ø = 0.756
설계축하중강도 : ØPn = 45550.310 KN ≥ Pu = 9749.777 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 60647.288 KN·m ≥ Mu = 12981.197 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

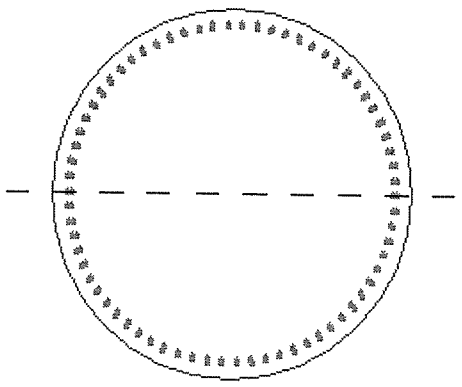
▶ **P - M 상관도**

검토단면 : P5(지진시)



검 토 조 건		
fck	=	30 MPa
fy	=	400 MPa
Ec	=	27510 MPa
Erb	=	200000 MPa
Ix	=	3.976 E+12 mm⁴
Iy	=	3.976 E+12 mm⁴
Ag	=	7.069 E+06 mm²
Lu	=	6200.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.272 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 193.957 mm

ØPmin = 118196.300 KN

ØMmin = 22924.960 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 930.424 mm

ØPb = 57762.190 KN

ØMb = 53743.340 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 89936.000 mm²

▶ P5(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P5(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) : 3000.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 6200.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H29 × 70ea = 44968.0 ㎟ (dc = 154.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 89936.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14207.075 KN

계수모멘트(X) : Mux = 5853.791 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 5853.791 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 630.298 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 630.298 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 5853.791 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 630.298 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 5887.626 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 6.146 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm
작 용 편 심 : e = 414.42 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.298 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.608 + 13734.120 + -10380.522 = 88494.200 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.474 + 13512.115 + 11608.138 = 82332.730 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.37 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65291
평 형 축 하 중 : ØPb = 57779.14 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53756.22 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2460.242 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 414.415 mm ≒ e = 414.415 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.000505 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 131717.624 + 17799.494 + -1451.471 = 148065.700 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 45936.244 + 13567.093 + 1857.303 = 61360.640 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00051
εt = 0.00051 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 96242.667 KN ≥ Pu = 14207.075 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 39884.414 KN·m ≥ Mu = 5887.626 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14207.075 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1082.819 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 1082.819 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 5466.435 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 5466.435 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 1082.819 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 5466.435 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 5572.648 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 78.796 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 392.24 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.264 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.917 + 13731.611 + -10379.815 = 88491.710 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.660 + 13511.039 + 11608.311 = 82332.010 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.39 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65285

평 형 축 하 중 : ØPb = 57771.50 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53750.16 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 2506.601 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 392.245 mm ≒ e = 392.245 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.00044 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 134456.899 + 18071.286 + -1182.215 = 151346.000 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 44358.224 + 13482.199 + 1524.214 = 59364.640 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00044
εt = 0.00044 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 98374.876 KN ≥ Pu = 14207.075 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 38587.013 KN·m ≥ Mu = 5572.648 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 14207.075 KN

계수모멘트(X) : Mux = 12800.994 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 12800.994 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 630.298 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 630.298 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000

: δx.s = 1.000

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000

: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 12800.994 KN·m

Y축 확대모멘트 : δMuy = 630.298 KN·m

합성 확대모멘트 : δMu = 12816.502 KN·m

중립축 회전각 : θrot = 2.819 °

최 소 편 심 : e_min = 193.95 mm

작 용 편 심 : e = 902.12 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.299 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85139.968 + 13731.985 + -10381.246 = 88490.710 KN

Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.363 + 13509.516 + 11608.397 = 82330.270 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.38 mm

최외단철근변형률 : εt = 0.00202

강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65273

평 형 축 하 중 : ØPb = 57760.23 KN

평 형 모 멘 트 : ØMb = 53739.16 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1742.605 mm 로 가정하면...

e' = Mn/Pn = 902.121 mm ≒ e = 902.121 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..

순인장변형률 εt = 0.001948 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 86821.590 + 13882.677 + -9861.259 = 90843.010 KN

Mn = Mc + Ms + Mt = 57303.469 + 13554.695 + 11093.229 = 81951.390 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00195

εt = 0.00195 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650

설계축하중강도 : ØPn = 59047.953 KN ≥ Pu = 14207.075 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 53268.404 KN·m ≥ Mu = 12816.502 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 ; Pu = 14207.075 KN

계수모멘트(X) : Mux = 1082.819 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 1082.819 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 12508.529 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 12508.529 KN·m

X축 세장비 : λx = 17.4
Y축 세장비 : λy = 17.4

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 1082.819 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 12508.529 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 12555.309 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 85.052 °

최 소 편 심 : e_min = 193.96 mm
작 용 편 심 : e = 883.74 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1716.058 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 85140.244 + 13732.422 + -10383.143 = 88489.520 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 57212.683 + 13509.780 + 11610.323 = 82332.780 KN·m

평 형 편 심 : eb = 930.42 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65276
평 형 축 하 중 : ØPb = 57762.19 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 53743.34 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1760.134 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 883.736 mm ≒ e = 883.736 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.272 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 21205.750 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.001898 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 87958.360 + 13993.629 + -9527.462 = 92424.530 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 57344.410 + 13581.986 + 10752.523 = 81678.920 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0019
εt = 0.0019 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 60075.940 KN ≥ Pu = 14207.075 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 53091.295 KN·m ≥ Mu = 12555.309 KN·m ∴ O.K

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 3061.725 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3000}{2} - 140\right) = 866.1 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{3000}{2} + 866.121 = 2366.12 \text{ mm}$$

$Vn = Vmax / \Phi =$ 3061.725 / 0.85 = 3602.030 KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d =$ 1/6 × √ 30.00 × 3000.0 × 2366.12 / 1000

= 6479.890 KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d =$ 6479.890 KN > Vn = 3602.030 KN

$1/2 \times Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d \times 1/2 =$ 3239.945 KN < Vn = 3602.030 KN

∴ 최소전단철근 필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As
  - 0.35 bw s / fy = 787.50 ㎟ (최소전단철근 필요시)
  - Vs s / (φv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 25 × 2 ea = 1013.400 ㎟

1013.400 ㎟ > 787.500 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4	=	750.000	중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.
축방향 철근지름의 6배	=	174.000	

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수	=	3000.000	중 큰값이므로 3000 mm 이상 설치한다.
· 기둥 순높이의 1/6	=	700.000	
· 45 cm 이상	=	450.000	

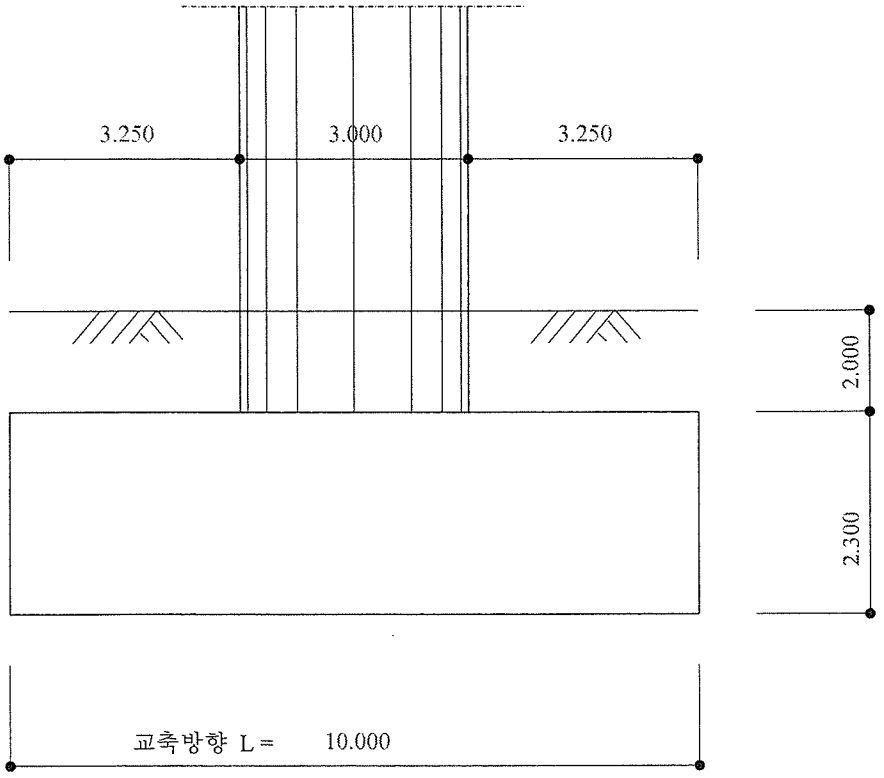
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장	=	1500.000	중 큰값이므로 1500 mm 이상 설치한다.
· 38 cm 이상	=	380.000	

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	×	2.000	×	9.500	×	19.000	=	3610.000	kN
-	π	×	3.000	²/4	×	2.000	×	19.000	=	-268.606	kN
							Σ	=	3341.394	kN

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 5353.250 + 3341.394 = 8694.64 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 51	1000.000	14420.791	5664.422	
적 용	**combo 51**	**1000.000**	**14420.791**	**5664.422**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1835.529	10833.085	11982.863	
적 용	**combo 52**	**1835.529**	**10833.085**	**11982.863**	
지진시	combo 56	1640.060	14420.791	12523.640	1.0

나) 교축방향

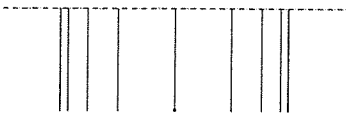
(사용하중)

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	2172.595	14420.791	16875.631	
적 용	**combo 49**	**2172.595**	**14420.791**	**16875.631**	
평상시 최대모멘트	combo 49	2172.595	14420.791	16875.631	
적 용	**combo 49**	**2172.595**	**14420.791**	**16875.631**	
지진시	combo 55	1927.472	14420.791	12944.547	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

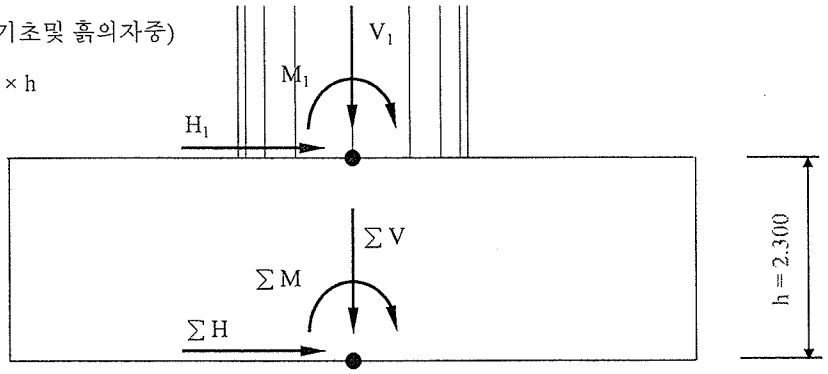
$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (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	23115.435	7964.422	0.345	
평상시 최대모멘트	1835.529	19527.729	16204.580	0.830	
지진시	1640.060	23115.435	16295.778	0.705	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	2172.595	23115.435	21872.600	0.946	
평상시 최대모멘트	2172.595	23115.435	21872.600	0.946	
지진시	1927.472	23115.435	17377.733	0.752	

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 =	$\gamma 2 \times Df$ =	19.0	×	4.300	=	81.700	kN/m²	
Φ=	$15+\sqrt{15N}$ =	15	+	$\sqrt{15}$ ×	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	×	0.830	=	7.840	m	
	L'= L - 2el =	10.000	- 2	×	0.946	=	8.108	m	
유효재하면적	A' = B' × L'	=	7.840	×	8.108	=	63.567	m²	

지반의 극한지지력

Qu = 63.567 × [1.285 × 0.000 × 95.700 + 0.405 × 19.0
× 7.840 × 81.30 + 81.700 × 100.4] = 833,199 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 833,199 / 3 = 277,733 kN

Qa = 277,733 kN > Vmax = 23,115 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 9.500 - 2 × 0.705 = 8.090 m

L'= L - 2el = 10.000 - 2 × 0.752 = 8.496 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 8.090 × 8.496 = 68.733 m²

지반의 극한지지력

Qu = 68.733 × [1.285 × 0.000 × 95.700 + 0.405 × 19.0 × 8.090 × 81.30 + 81.700 × 100.4] = 911,662 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 911,662 / 2 = 455,831 kN

Qa = 455,831 kN > Vmax = 23,115 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)

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

= 23115.435 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.345) / 9.500 }

qmax = 296.269 kN/m²

qmin = 190.371 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

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

= 19527.729 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.830) / 9.500 }

qmax = 313.286 kN/m²

qmin = 97.824 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 0.705 < B / 6 = 1.583

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B } , (e < B/6 일경우)

= 23115.435 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.705) / 9.500 }

= 351.658 , 134.983

q = 2∑V/Lx , (e > B/6 일경우)

= 46230.870 / (10.000 × 12.885) = 358.794 kN/m²

qmax = 351.658 kN/m²

qmin = 134.983 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 23115.435 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.946) / 10.000 }

qmax = 381.463 kN/m²

qmin = 105.178 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 23115.435 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.946) / 10.000 }

qmax = 381.463 kN/m²

qmin = 105.178 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 0.752 < L / 6 = 1.667

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L } , (e < B/6 일경우)

= 23115.435 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.752) / 10.000 }

= 353.074 , 133.566

q = 2∑V/Bx , (e > B/6 일경우)

= 46230.870 / (9.500 × 11.995) = 405.715 kN/m²

qmax = 353.074 kN/m²

qmin = 133.566 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 = 0.830 m

B/6 = 9.500 / 6 = 1.583 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 0.705 m

B/3 = 9.500 / 3 = 3.167 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.946 m

L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 0.752 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 = 19527.729 × 0.538 = 10505.918 kN

Hu / H = 10505.9 / 1835.529 = 5.724 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 23115.435 × 0.538 = 12436.104 kN

Hu / H = 12436.1 / 1640.06 = 7.583 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 23115.43 × 0.538 = 12436.104 kN

Hu / H = 12436.1 / 2172.60 = 5.724 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 23115.43 × 0.538 = 12436.104 kN

Hu / H = 12436.1 / 1927.47 = 6.452 > 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	23398.536	1114.967	
적 용	comb 14	0	23398.536	1114.967	
평상시 최대모멘트	comb 22	2035.529	12999.702	12761.223	
적 용	comb 22	2035.529	12999.702	12761.223	
지진시	comb 26	1640.060	14207.075	12508.529	1.0

나) 교축방향

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	23398.536	1946.642	
적 용	comb 14	0.000	23398.536	1946.642	
평상시 최대모멘트	comb 19	2996.41	19932.065	23278.754	
적 용	comb 19	2996.41	19932.065	23278.754	
지진시	comb 25	1927.472	14207.075	12800.994	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

∑= 8694.644 × 1.6 = 13911.430 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

∑= 8694.644 × 1.35 = 11737.769 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

∑= 8694.644 × 1.0 = 8694.644 kN

∑= 5353.250 × 0.154 = 824.401 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	37309.966	1114.967	0.030	
평상시 최대모멘트	2035.529	24737.471	17442.940	0.705	
지진시	2464.461	22901.719	18176.788	0.794	

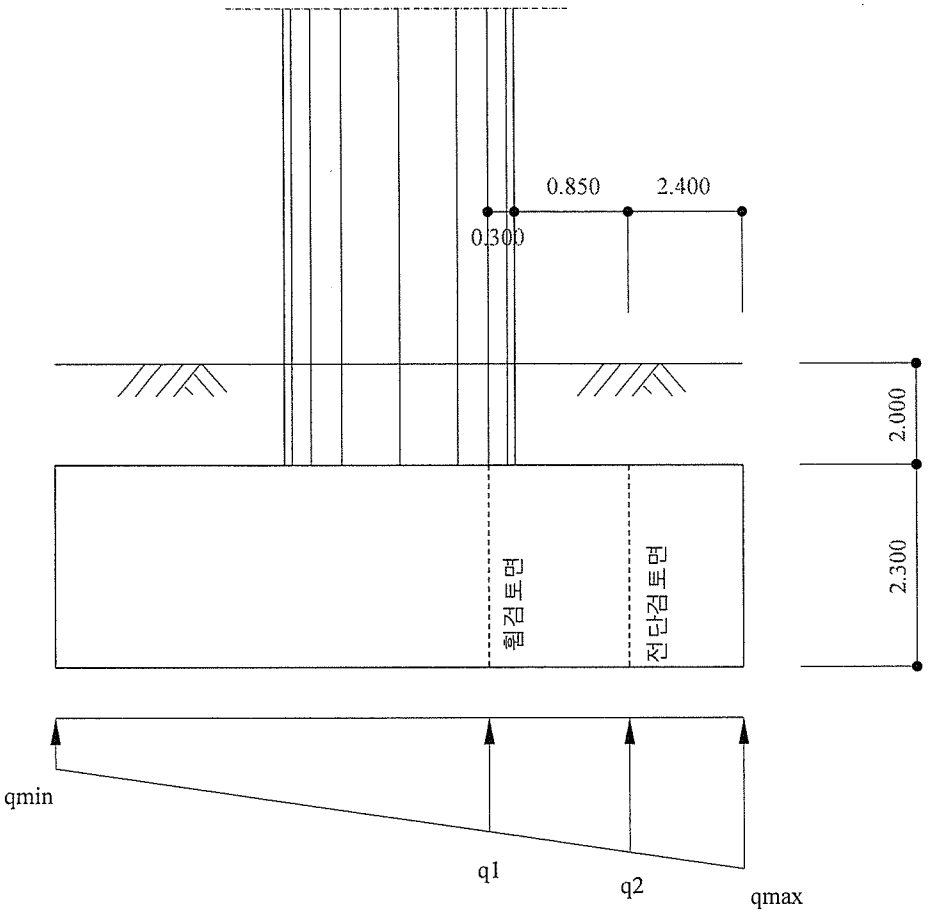
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	37309.966	1946.642	0.052	
평상시 최대모멘트	2996.410	31669.834	30170.497	0.953	
지진시	2751.873	22901.719	19130.301	0.835	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23115.435 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.345) / 9.500 }

qmax = 296.269 kN/m² q1 = 256.697 kN/m²

qmin = 190.371 kN/m² q2 = 269.516 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 19527.729 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.830) / 9.500 }

qmax = 313.286 kN/m² q1 = 232.771 kN/m²

qmin = 97.824 kN/m² q2 = 258.854 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

$= 23115.435 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.705) / 9.500 \}$

$qmax = 2\sum V / Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 46230.870 / (10.000 \times 12.135) = 380.969$ kN/m²

qmax = 351.658 kN/m²　　q1 = 270.690 kN/m²

qmin = 134.983 kN/m²　　q2 = 296.919 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 296.269 + 256.697) -$

$2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

$= 1428.674$ kN·m

$Sd = 2.400 / 2 \times (296.269 + 269.516) - 2.300 \times 2.400 \times$

24.5×1.000

$= 543.703$ kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 313.286 + 232.771) -$

$2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

$= 1449.905$ kN·m

$Sd = 2.400 / 2 \times (313.286 + 258.854) - 2.300 \times 2.400 \times$

24.5×1.000

$= 551.328$ kN

ㅂ. 지진시

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 351.658 + 270.690) -$

$2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

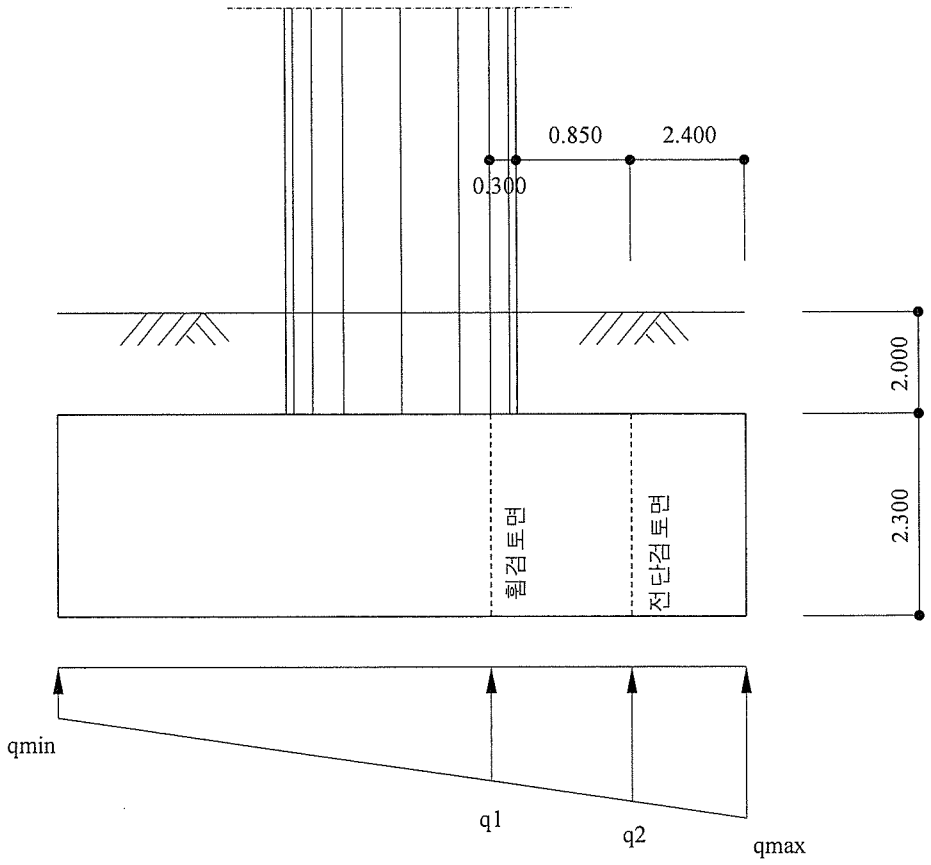
$= 1690.742$ kN·m

$Sd = 2.400 / 2 \times (351.658 + 296.919) - 2.300 \times 2.400 \times$

24.5×1.000

$= 643.052$ kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 37309.966 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.030) / 9.500 }

qmax = 400.149 kN/m² q1 = 394.609 kN/m²

qmin = 385.324 kN/m² q2 = 396.404 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 24737.471 / (10.000 × 9.500) × {1 ± (6 × 0.705) / 9.500 }

qmax = 376.359 kN/m² q1 = 289.691 kN/m²

qmin = 144.430 kN/m² q2 = 317.766 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

$= 22901.719 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.794) / 9.500 \}$

$qmax = 2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 45803.438 / (10.000 \times 11.869) = 385.910$ kN/m²

qmax = 361.914 kN/m²　　q1 = 271.599 kN/m²

qmin = 120.228 kN/m²　　q2 = 300.856 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 400.149 + 394.609) -$

$1.60 \times 2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5$

$= 1941.682$ kN·m

$Sd = 2.400 / 2 \times (400.149 + 396.404) - 1.60 \times 2.300 \times$

2.400×24.5

$= 739.479$ kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 376.359 + 289.691) -$

$1.35 \times 2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5$

$= 1710.139$ kN·m

$Sd = 2.400 / 2 \times (376.359 + 317.766) - 1.35 \times 2.300 \times$

2.400×24.5

$= 650.376$ kN

ㅂ. 지진시

$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 361.914 + 271.599) -$

$1.0 \times 2.300 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5$

$= 1735.735$ kN·m

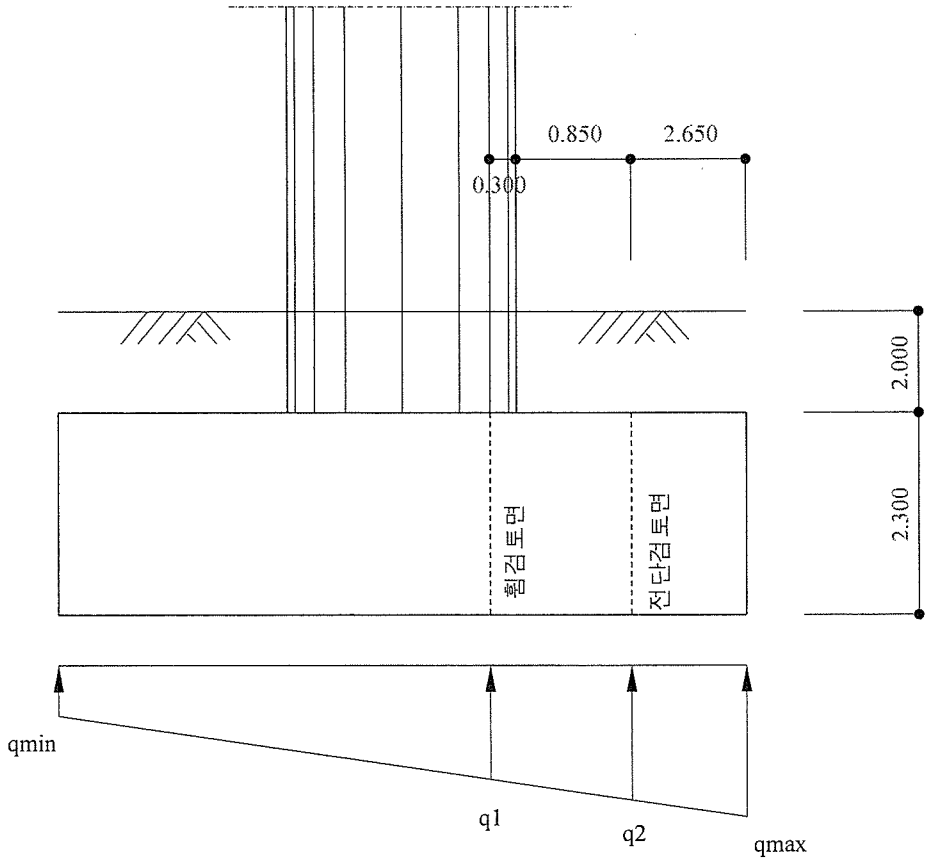
$Sd = 2.400 / 2 \times (361.914 + 300.856) - 1.0 \times 2.300 \times$

2.400×24.5

$= 660.084$ kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23115.435 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.946) / 10.000 }

qmax = 381.463 kN/m² q1 = 276.475 kN/m²

qmin = 105.178 kN/m² q2 = 308.247 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 23115.435 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.946) / 10.000 }

qmax = 381.463 kN/m² q1 = 276.475 kN/m²

qmin = 105.178 kN/m² q2 = 308.247 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

$= 23115.435 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.752) / 10.000 \}$

$qmax = 2\sum V / Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 46230.870 / (9.500 \times 12.745) = 381.839$ kN/m²

qmax = 353.074 kN/m²　　q1 = 269.661 kN/m²

qmin = 133.566 kN/m²　　q2 = 294.905 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

$Md = 3.800^2 / 6 \times (2 \times 381.463 + 276.475) -$

$2.300 \times 3.800^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

$= 2094.644$ kN·m

$Sd = 2.650 / 2 \times (381.463 + 308.247) - 2.300 \times 2.650 \times$

24.5×1.000

$= 764.539$ kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

$Md = 3.800^2 / 6 \times (2 \times 381.463 + 276.475) -$

$2.300 \times 3.800^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

$= 2094.644$ kN·m

$Sd = 2.650 / 2 \times (381.463 + 308.247) - 2.300 \times 2.650 \times$

24.5×1.000

$= 764.539$ kN

ㅂ. 지진시

$Md = 3.800^2 / 6 \times (2 \times 353.074 + 269.661) -$

$2.300 \times 3.800^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

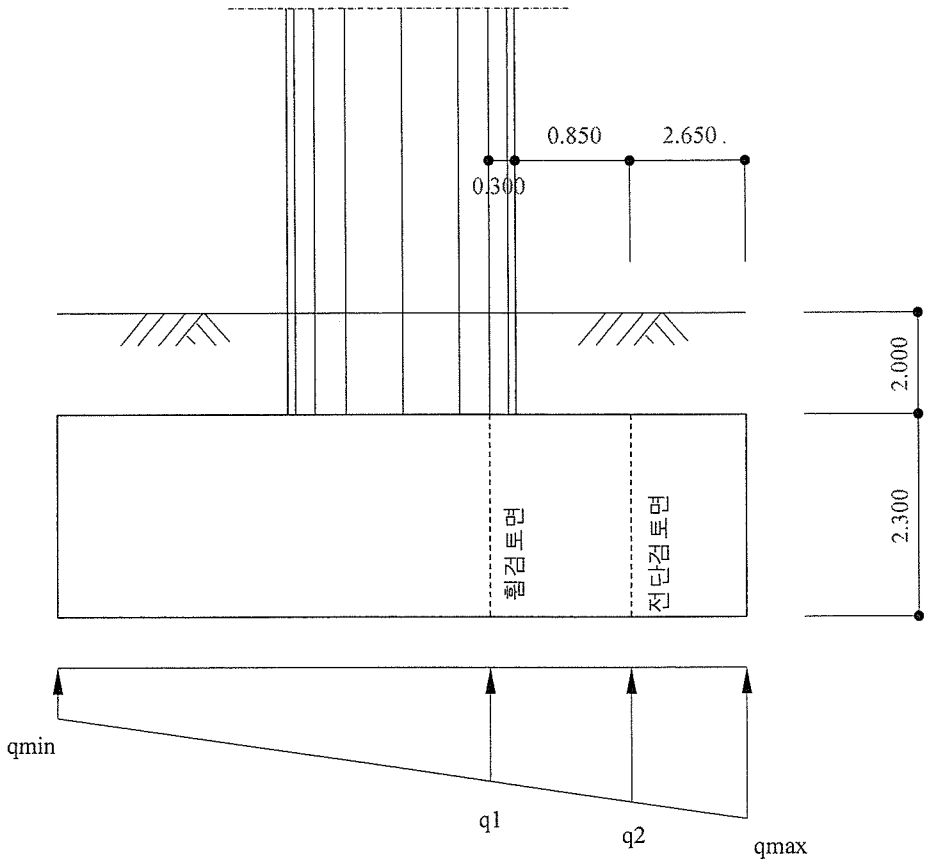
$= 1941.603$ kN·m

$Sd = 2.650 / 2 \times (353.074 + 294.905) - 2.300 \times 2.650 \times$

24.5×1.000

$= 709.245$ kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 37309.966 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.052) / 10.000 }

qmax = 405.031 kN/m² q1 = 395.687 kN/m²

qmin = 380.442 kN/m² q2 = 398.515 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 31669.834 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.953) / 10.000 }

qmax = 523.917 kN/m² q1 = 379.099 kN/m²

qmin = 142.816 kN/m² q2 = 422.925 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

= 22901.719 / (9.500 × 10.000) × {1 ± (6 × 0.835) / 10.000 }

qmax = $2\sum V / Lx$ (e > B/6 일경우)

= 45803.438 / (9.500 × 12.494) = 385.897 kN/m²

qmax = 361.894 kN/m² q1 = 270.068 kN/m²

qmin = 120.248 kN/m² q2 = 297.858 kN/m²

ㄹ. 측력 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 405.031 + 395.687) -
1.6 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 2250.881 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(405.031 + 398.515) - 1.6 × 2.300 ×
2.650 × 24.5

= 825.774 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 523.917 + 379.099) -
1.35 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 2884.909 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(523.917 + 422.925) - 1.35 × 2.300 ×
2.650 × 24.5

= 1052.974 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.800² / 6 ×(2 × 361.894 + 270.068) -
1.0 × 2.300 × 3.800² / 2 × 24.5

= 1985.032 kN·m

Sd= 2.650 / 2 ×(361.894 + 297.858) - 1.0 × 2.300 ×
2.650 × 24.5

= 724.843 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)	**1449.905**	**2094.644**
계수하중	전 단 력(KN)	**739.479**	**1052.974**
	모 멘 트(KN·m)	**1941.682**	**2884.909**

* 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)	**1488.060**	**2094.644**
계수하중	전 단 력(KN)	**739.479**	**1052.974**
	모 멘 트(KN·m)	**1992.779**	**2884.909**

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	1992.779	739.479	1488.060

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 2.383]

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 = 2599.297 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 = 3465.73 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 (= 1992.779 kN · m) [사용률 = 2.350] ∴ O.K!!

나) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

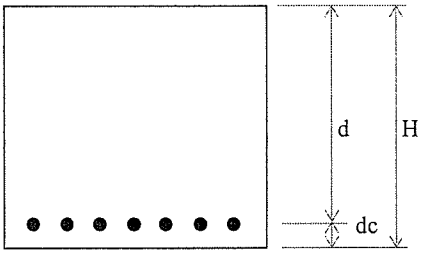
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2150.00 / 1000

= 1668.27 kN

ΦVc= 1668.27 > Vu = 739.479 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 =	1488.060	kN· m,	As =	6193.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

x = - (n · As / b) + (n · As / b · √ (1 + (2 · b · d/n · As)) = 390.588 mm

f s = M / (As (d - x / 3)) = 118.951 Mpa

f st = fs (H -Dc_min - x) / (D - x) = 122.331 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 421.243 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 421 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	2884.909	1052.974	2094.644

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 2.145]

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

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

$$a = As \times fy / (0.85 \times fck \times b) \quad \text{---------- (2)}$$

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 = 3779.379 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 = 5039.17 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 129.301 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 6086.284 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2884.909 kN · m) [사용률 = 2.110] ∴ O.K!!

나) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

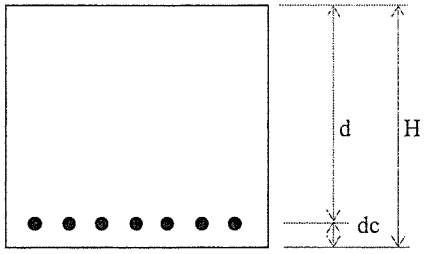
= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 1000.0 × 2150.00 / 1000

= 1668.27 kN

ΦVc= 1668.27 > Vu = 1052.974 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 =	2094.644	kN· m,	As =	8107.200	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

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

$fs = M / (As (d - x / 3))$ = 128.980 Mpa

$fst = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 125.207 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 87.500 mm

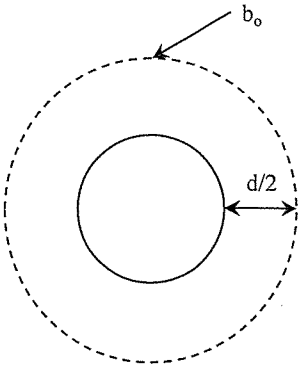
$S = \min [375 \cdot (210 / fst) - 2.5\ Cc , 300 \cdot (210 / fst)]$ = 410.207 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 410 mm O.K!!

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정



▣ 최대 연직하중(V_u) : 23398.536 kN

▣ 펀치 전단 검토위치 : 기둥전면 d/2

▣ 위험단면 길이(b_o)

b_o = $2 \times \pi \times (r + d/2)$

= 2π × (1.500 + 1.075)

= 16.179 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 × (1 + 1.9) × 5477.226 × 16.179 × 2.150

= 92086.834 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 × (1 + 2.658) × 5477.226 × 16.179 × 2.150

= 116156.428 kN

V_{c3} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 16.179 × 2.150

= 63508.162 kN

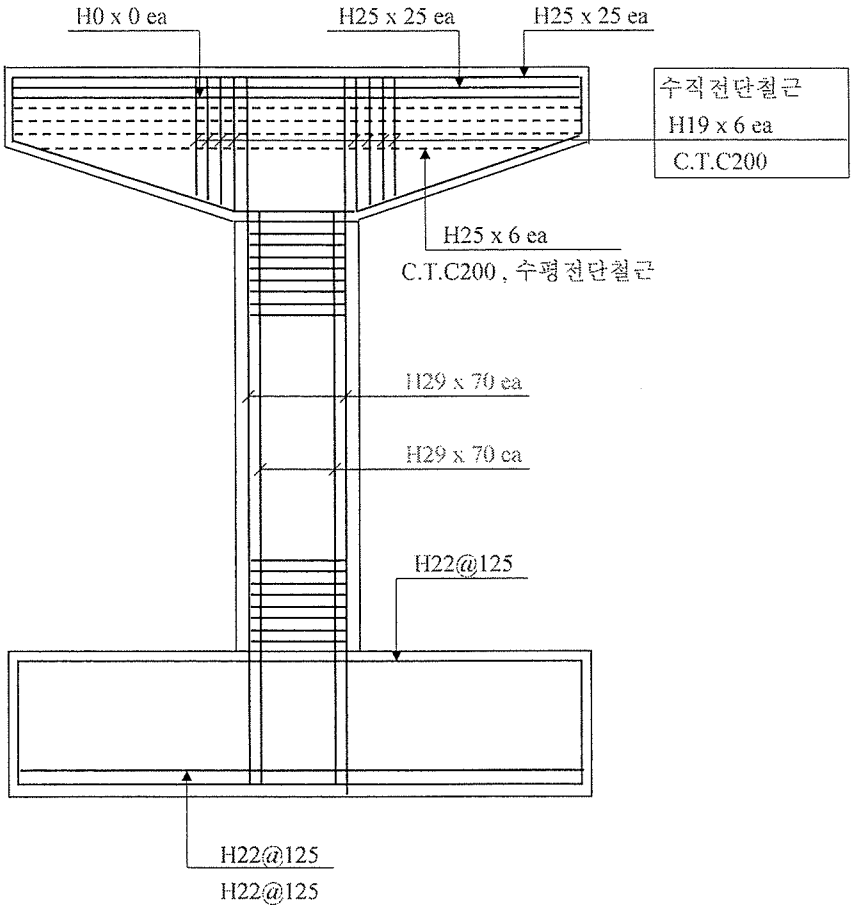
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 63508.162 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 63508.162

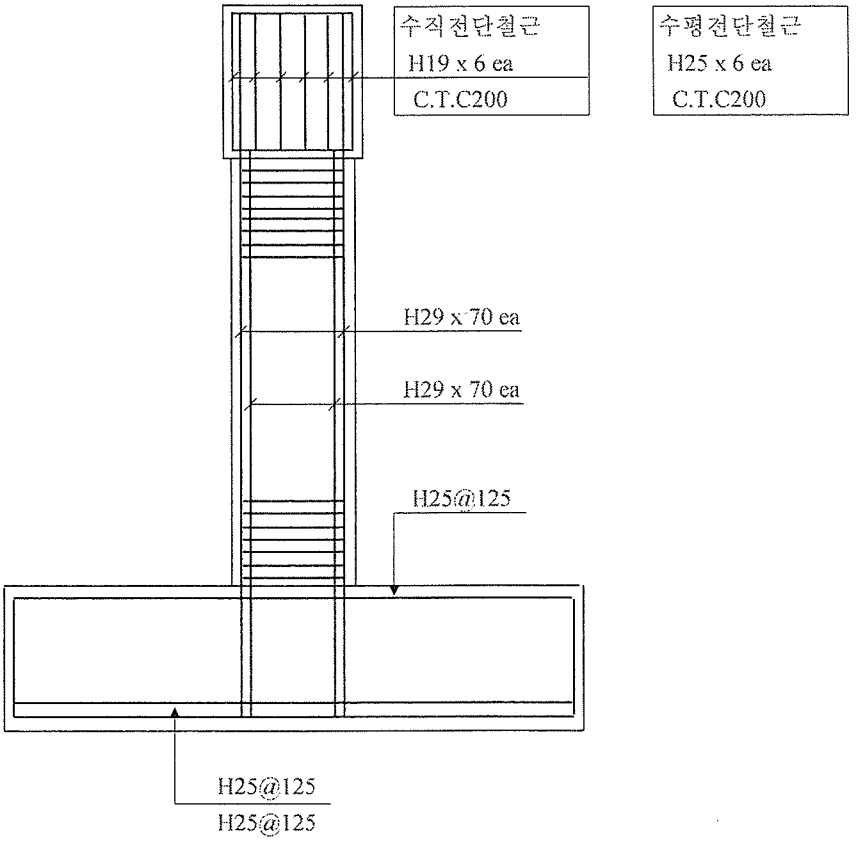
= 53981.938 kN ≥ V_u = 23398.536 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P5

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 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 × 24.920 / 2 / 3 shoe = 46.152 kN

P_w = 167.124 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 372.377 kN R_{EQ} = 514.700 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 = 543.62 / 3 shoe = 181.205 kN

- 장대레일종하중

H_R = 74.76 / 3 shoe = 24.920 kN

- 온도하중

Ts = 413.25 / 3 shoe = 137.75 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 1635.850 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						=	24.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.00			=	1732.761	kN
할증적용 교축하중	24.92	/	1.00			=	24.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	867.000	kN
교축방향하중						=	24.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	867.00	/	1.00			=	867.000	kN
할증적용 교축하중	24.92	/	1.00			=	24.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	867.00	+	865.76			=	1732.761	kN
교축방향하중	181.21	+	24.92			=	206.125	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	206.13	/	1.15			=	179.239	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	0.00			
		+	0.00	+	167.12	=	1899.885	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	46.15	=	46.152	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	1899.89	/	1.25			=	1519.908	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	46.15	/	1.25			=	36.921	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

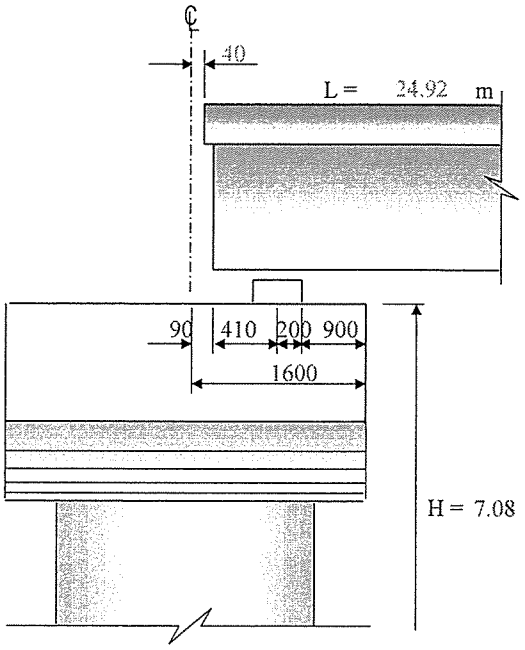
연직하중	867.00	+	865.76	+	514.70	=	2247.461 kN
교축방향하중						=	1635.850 kN
교축직각방향하중						=	372.377 kN
허용응력 할증계수						=	1.60
할증적용 연직하중	2247.46	/	1.60			=	1404.663 kN
할증적용 교축하중	1635.85	/	1.60			=	1022.406 kN
할증적용 교직하중	372.38	/	1.60			=	232.736 kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1899.885	46.152	372.377
교축방향		206.125	1635.850

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 400 × 553 mm
- 높 이 : 201 mm



4) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 900.000 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 269.588

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 410 mm

S_2 = 400 / 2 = 200 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

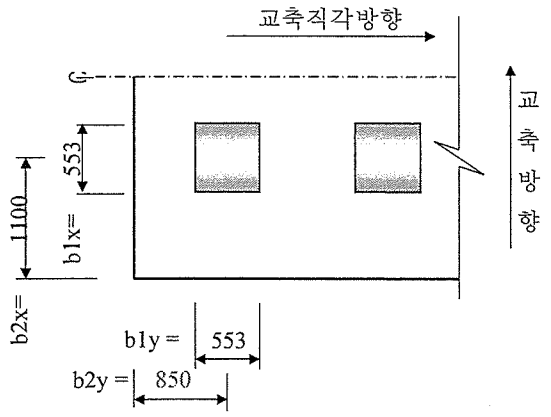
$S_1 + S_2 + S_3$ = 410 + 200 + 325 = 935 mm

∴ Max (N, ∑S) = 935 mm < 1510.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1404.66 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	179.24 kN	- 교 축 방 향 :	1022.41 kN
- 교축직각방향 :	36.92 kN	- 교축직각방향 :	232.74 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 1100 = 2200.0 < 5 × b1x = 2765.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2765.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 553 / 2200) × 1732761 / 180

= 1801.68 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 553 / 2200) × 1404663 / 180

= 1460.53 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 553 / 1700) × 1732761 / 180

= 1623.76 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 553 / 1700) × 1404663 / 180

= 1316.30 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 179239 / 180 = 995.77 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 1022406 / 180 = 5680.03 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 36921 / 180 = 205.12 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 232736 / 180 = 1292.98 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1653.0 mm

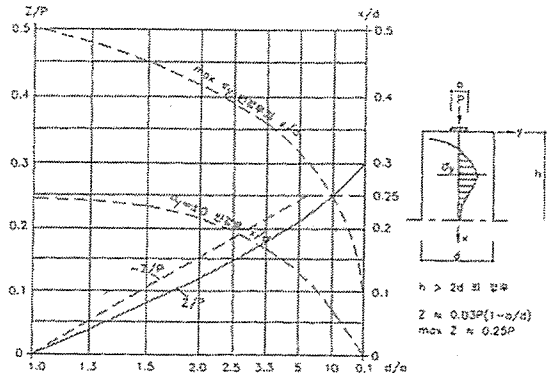
(인접슈와 교행의 크기를 고려)

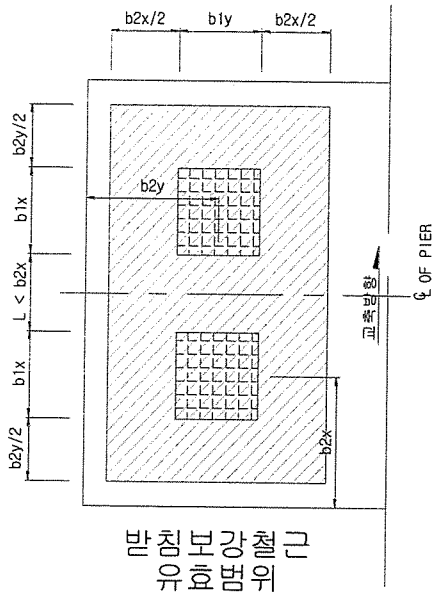
B_{x2} = 826.5 + 500.0 = 1326.5 mm

B_{xuse} = 125 × 10 = 1250.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1403.0 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	1403.0 / 553.0 = 2.537	0.43	603
교 축 방 향	1653.0 / 553.0 = 2.989	0.42	694

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1801.68 + 995.77 = 2797.45 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1460.53 + 5680.03 = 7140.57 mm^2 (지진시)

Use Asx = H22 - 10 EA × 2 단 = 7742 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1623.76 + 205.12 = 1828.87 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1316.30 + 1292.98 = 2609.27 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 12 EA × 2 단 = 4766 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{1022406}{180} = 5680.03 \ mm^2$$

Use Asx = H29 - 11 EA × 1 EA = 7066 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{232736}{180} = 1292.98 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 13 EA × 1 EA = 2582 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

$Ar = \sqrt{2} \ x\,(2x + 2a + b)$

$= \sqrt{2} \times 1100 \times (2 \times 1100 + 2 \times 50 + 553) = 4438226 \ mm^2$

$$V = \frac{1022406}{4438226} = 0.230 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

$Ar = \sqrt{2} \ y\,(2y + 2a + b)$

$= \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 553) = 2828498 \ mm^2$

$$V = \frac{36921}{2828498} = 0.013 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 6573.00 kN

R_{d1} = 2077.00 kN

- 활하중

R_L = 1194.00 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 × 8.188 × 49.920 / 2 / 3 shoe = 102.186 kN

P_w = 414.215 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 381.346 kN R_{EQ} = 674.740 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 6573.00 kN

R_{d1} = 2077.000 kN

- 활하중

R_L = 1194.00 kN

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

H_A = 500.000 / 3 shoe = 166.667 kN

- 장대레일종하중

H_R = 149.76 / 3 shoe = 49.920 kN

- 온도하중

Ts = 985.95 / 3 shoe = 328.65 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 0.000 kN

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

연직하중	2077.00	+	1194.00	=	3271.000	kN
교축방향하중				=	328.650	kN
교축직각방향하중				=	0.000	kN
허용응력 할증계수				=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00	=	3271.000	kN
할증적용 교축하중	328.65	/	1.00	=	328.650	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00	=	0.000	kN

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2077.00	+	1194.00	+	0.00	=	3271.000	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00			=	3271.000	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	2077.00	+	1194.00			=	3271.000	kN
교축방향하중						=	49.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.00			=	3271.000	kN
할증적용 교축하중	49.92	/	1.00			=	49.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2077.000	kN
교축방향하중						=	49.920	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2077.00	/	1.00			=	2077.000	kN
할증적용 교축하중	49.92	/	1.00			=	49.920	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2077.00	+	1194.00			=	3271.000	kN
교축방향하중	166.67	+	49.92			=	216.587	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3271.00	/	1.15			=	2844.348	kN
할증적용 교축하중	216.59	/	1.15			=	188.336	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2077.00	+	1194.00	+	0.00			
		+	0.00	+	414.22	=	3685.215	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	102.19	=	102.186	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3685.22	/	1.25			=	2948.172	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	102.19	/	1.25			=	81.749	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

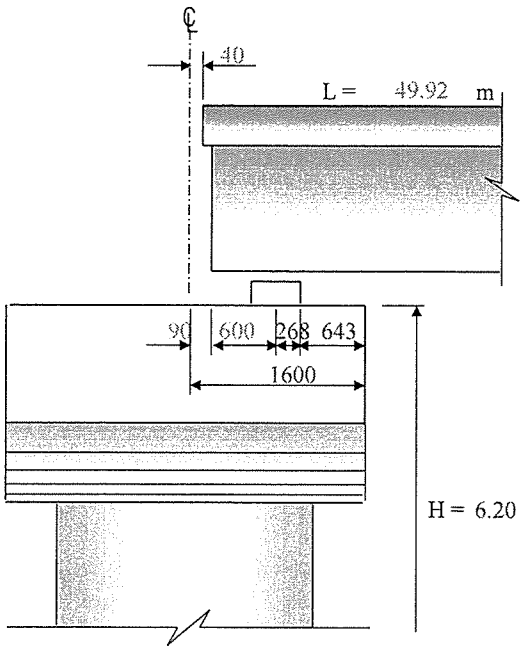
연직하중	2077.00	+	1194.00	+	674.74	=	3945.740	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	381.346	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	3945.74	/	1.60			=	2466.088	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	381.35	/	1.60			=	238.341	kN

2) 받침용량 산정 (SPC용 SHOE 4000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3685.215	102.186	381.346
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 535 × 639 mm
- 높 이 : 203 mm



4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

a = 400 mm [ℓ > 40m]

= 642.500 > 400.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 311.338

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 600 mm

S_2 = 535 / 2 = 267.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 450 mm

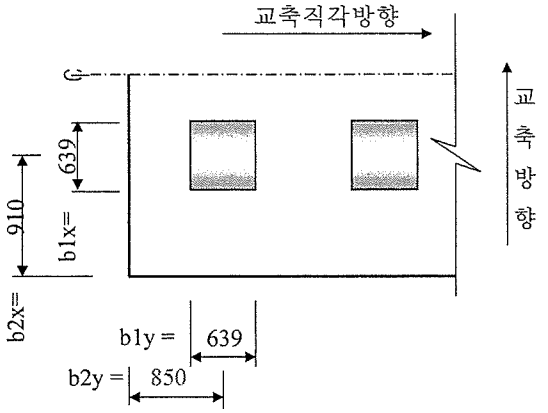
$S_1 + S_2 + S_3$ = 600 + 267.5 + 450 = 1317.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 1317.5 mm < 1510.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3271.00 kN	- 연직하중 지진시 :	2466.09 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	328.65 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	81.75 kN	- 교축직각방향 :	238.34 kN

7) 연직하중에 대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 910 = 1820.0 < 5 × b1x = 3195.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 3195.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1820) × 3271000 / 180

= 2947.99 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1820) × 2466088 / 180

= 2222.57 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1700) × 3271000 / 180

= 2835.40 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 639 / 1700) × 2466088 / 180

= 2137.68 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에 대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 328650 / 180 = 1825.83 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 0 / 180 = 0.00 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 81749 / 180 = 454.16 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 238341 / 180 = 1324.12 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1549.0 mm

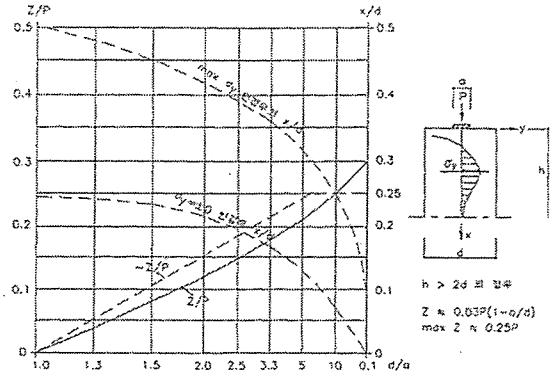
(인근슈와 교좌의 간격을 고려)

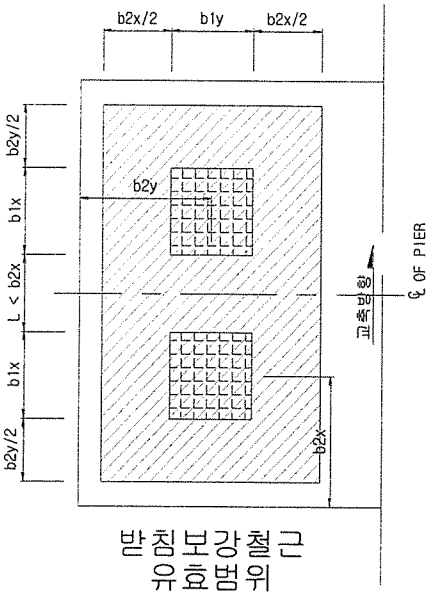
B_{x2} = 774.5 + 690.0 = 1464.5 mm

B_{xuse} = 125 × 11 = 1375.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1489.0 mm

B_{yuse} = 125 × 11 = 1375.0 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	1489.0 / 639.0 = 2.330	0.41	610.49
교 축 방 향	1549.0 / 639.0 = 2.424	0.42	650.58

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 2947.99 + 1825.83 = 4773.83 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 2222.57 + 0.00 = 2222.57 mm^2 (지진시)

Use Asx = H19 - 11 EA × 2 단 = 6303 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 2835.40 + 454.16 = 3289.56 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 2137.68 + 1324.12 = 3461.80 mm^2 (지진시)

Use Asy = H16 - 12 EA × 2 단 = 4766 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{328650}{180} = 1825.83 \ mm^2$$

Use Asx = H16 - 12 EA × 1 EA = 2383 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{238341}{180} = 1324.12 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 13 EA × 1 EA = 2582 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= √2 x (2x + 2a + b)

= √2 ×910× (2 ×910 + 2 × 50 + 639) = 3293265 mm^2

$$V = \frac{328650}{3293265} = 0.100 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= √2 y (2y + 2a + b)

= √2 ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 639) = 2931877 mm^2

$$V = \frac{238341}{2931877} = 0.081 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

5.3.4 P6

1. 설 계 조 건

1.1 형식

1) 상부형식 ; PSC BEAM + PSC BEAM

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 24.000 m

평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 24.000 m

2) 교각형식 ; T 형교각 (H = 9.000 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 (%) ;

PSC BEAM (시점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126}$

PSC BEAM (종점측) $= \frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126}$

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

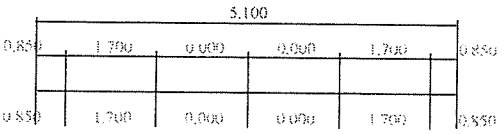
1.5 참고문헌

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

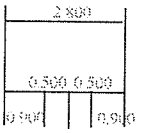
2. 단 면 가 정 P6

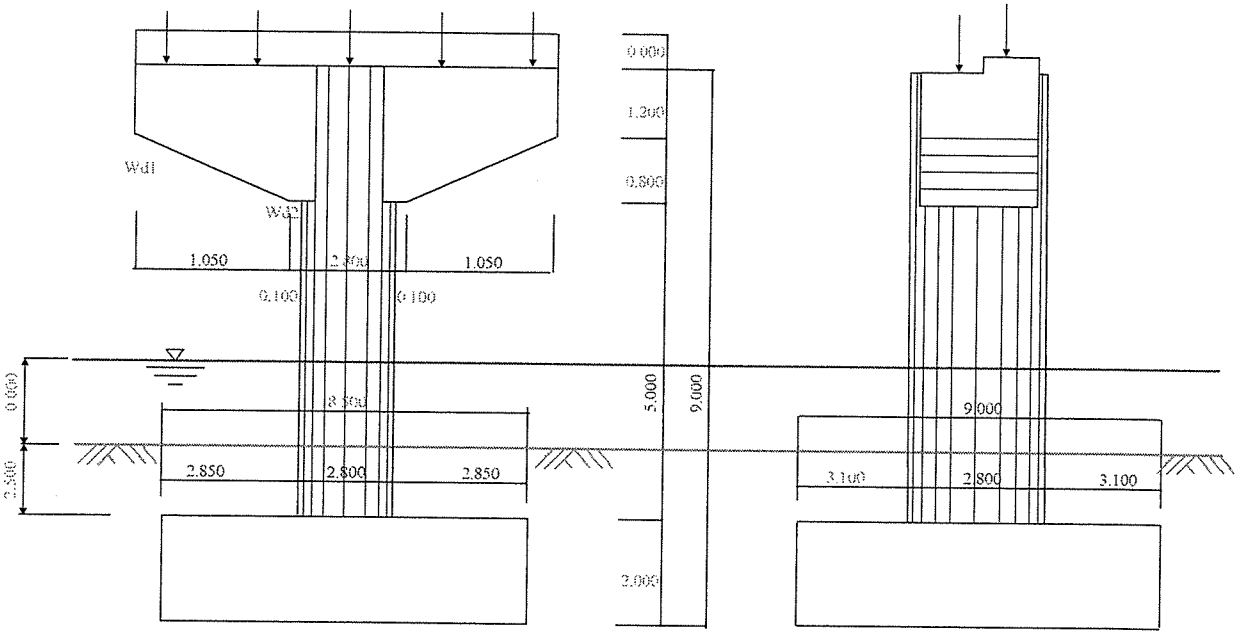
1.1 교각 단면 제원

1) 교축직각방향

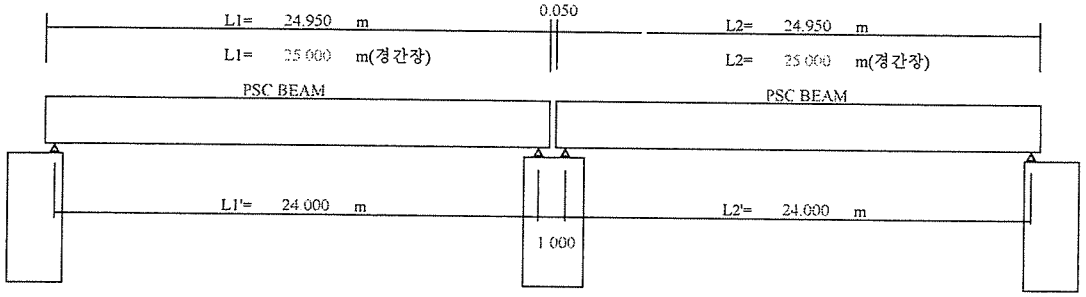


2) 교축 방향



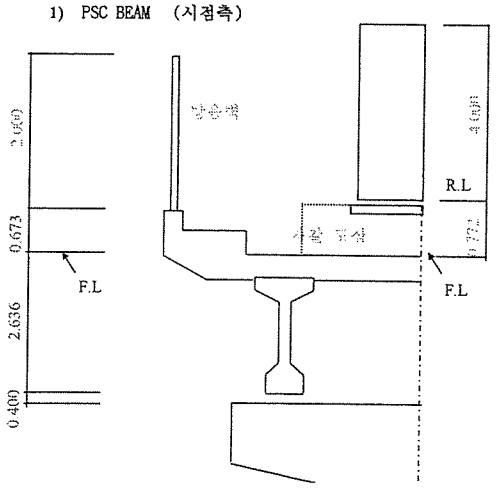


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

= 5.608 M

▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)

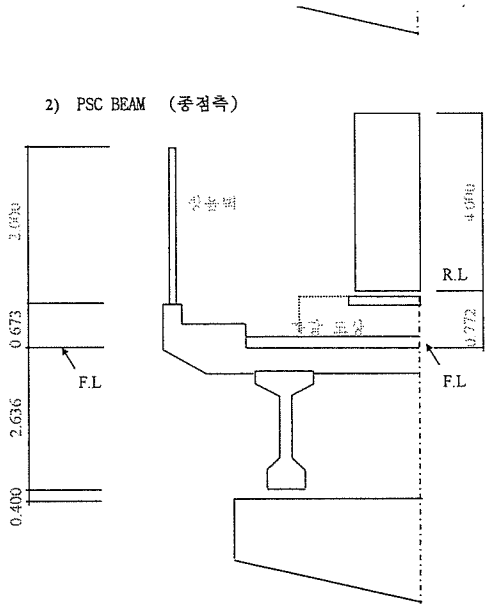
= 3.808 M

▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0545 M

풍하중(열차재하) = 4.104 M

▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

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)	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
	PSC BEAM	946.00		867.00		942.00		2755.00
계		1892.00	0.00	1734.00	0.00	1884.00		5510.00

▣ 교각자중

- COPING ;

Wd1 = 1.200 x 2.800 x 24.500 = 82.320 kN/m

Wd2 = 2.000 x 2.800 x 24.500 = 137.200 kN/m

- 기 둥 ; Pc = π / 4 x 2.800^2 x 24.500

x 5.000 = 754.296 kN

- 기 초 ; Wf1 = 2.000 x 9.000 x 24.500 = 441.000 kN/m

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

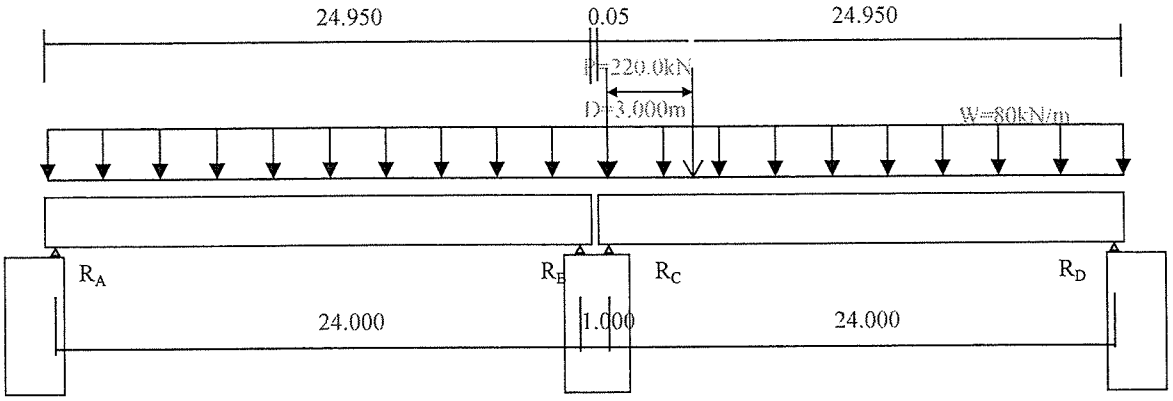
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- 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 = 998.000 KN , R_C = 1410.500 KN

R_B = 998.000 KN , R_D = 1025.500 KN

② 보도군집하중 재하시

보도폭 : b = 0.85 m

군집하중 : W_m = 5.00 KN/m^2

W_b = 0.85 × 5.00 × 24.95 × 1/2 = 53.019 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}	234.00	0.00	500.32	0.00	316.64		1050.97
R_{LC}	309.90	0.00	702.03	0.00	451.53		1463.47
$\sum R_L$	543.90	0.00	1202.36	0.00	768.17		2514.43

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		∑
R_{LB}	257.22	0.00	562.03	0.00	357.91		1177.16
R_{LC}	342.72	0.00	789.25	0.00	509.85		1641.82
$\sum R_L$	599.94	0.00	1351.28	0.00	867.76		2818.99

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.

∑ PLf					=	0.000	kN
MLfb =	0.000	×	3.808		=	0.000	kN·m
MLfc =	0.000	×	3.808		=	0.000	kN·m
∑ MLf					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

$$Pi = \left[\frac{MLf}{\sum Xi^2} \right] \times Xi$$

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 = 24.000 , 24.000 V = 250 km/hr

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... b 지점}$$

$$\alpha\ (max) = \frac{V^2 f}{127\,R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \text{..... c 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... b 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000}\right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75\right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}\right) = 0.516 \quad \text{..... c 지점}$$

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	×	5.608	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.608	=	0.000	kN·m
∑ Mc					=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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 1050.97 kN , 지점c 1463.47 kN

Pcb	=	1050.97	×	0.000	=	0.000	kN
Pcc	=	1463.47	×	0.000	=	0.000	kN
∑	Pc				=	0.000	kN
Mcb	=	0.000	×	5.608	=	0.000	kN·m
Mcc	=	0.000	×	5.608	=	0.000	kN·m
∑	Mc				=	0.000	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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	×	2.800	=	16.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	2.800	×	0.6	=	5.040	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.309	×	12.475	=	198.689	kN
	Mn3b	=	198.689	×	3.0545			=	606.896	kN·m
	Mn3c	=	198.689	×	3.055			=	606.896	kN·m
	∑		Mn3					=	1213.792	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

Rni = Mn3 × xi / ∑ xi²

∑ xi² = 1.700² + 0.000² + 0.000² + 0.000² + -1.700²

= 5.780 m²

Rnb1	=	606.896	×	1.700	/	5.780	=	178.499 kN
Rnb2	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb3	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb4	=	606.896	×	0.000	/	5.780	=	0.000 kN
Rnb5	=	606.896	×	-1.700	/	5.780	=	-178.499 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	×	2.800		=	8.400	kN
기둥	Wt2 =	1.500	×	2.800	×	0.6		=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b =	1.500	×	7.408	×	12.475		=	138.622	kN
	Wn3c =	1.500	×	7.408	×	12.475		=	138.622	kN
	Mn3b =	138.622	×	4.104				=	568.905	kN·m
	Mn3c =	138.622	×	4.104				=	568.905	kN·m
	∑ Mn3							=	1137.81	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$Rti = Mt3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

Rnb1 =	568.905	×	1.700	/	5.780	=	167.325	kN
Rnb2 =	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	568.905	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3 =	568.905	×	-1.700	/	5.780	=	-167.325	kN

- PSC BEAM

$Rti = Mt3 \times xi / \sum xi^2$

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780\ m^2$

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 ($P = K \times V^2 \times A$)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 1400.00 / 720

= 1.944 m/sec

A = 0.000 m^2 : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944^2 × 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	$H_{EB(교직)}$	132.58		133.08		132.50	398.16	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	288.93		238.58		287.66	815.18	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	128.30		150.53		128.30	407.12	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)}$ = 398.158 × 1.718 = 684.035 kN·m

$M_{ec(교직)}$ = 407.125 × 1.718 = 699.440 kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- 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_{Eb1} = 684.035 × 1.700 / 5.780 = 201.187 kN

R_{Eb2} = 684.035 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb3} = 684.035 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb4} = 684.035 × 0.000 / 5.780 = 0.000 kN

R_{Eb5} = 684.035 × -1.700 / 5.780 = -201.187 kN

- PSC BEAM

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 699.440 \times 1.700 / 5.780 = 205.718 \ kN$

$R_{EC2} = 699.440 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 699.440 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 699.440 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 699.440 \times -1.700 / 5.780 = -205.718 \ kN$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	1,004.015	7,925.778	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

▣ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(교직)}$	325.63		326.87		325.44	977.93	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(교축)}$	709.66		585.99		706.54	2002.19	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(교직)}$	315.12		369.72		315.12	999.96	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(교축)}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$M_{eb(교직)} = 977.931 \times 1.718 = 1680.085 \ kN \cdot m$

$M_{ec(교직)} = 999.955 \times 1.718 = 1717.923 \ kN \cdot m$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{Eb1} = 1680.085 \times 1.700 / 5.780 = 494.143 \ kN$

$R_{Eb2} = 1680.085 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb3} = 1680.085 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb4} = 1680.085 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{Eb5} = 1680.085 \times -1.700 / 5.780 = -494.143 \ kN$

- PSC BEAM

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

$\sum xi^2 = 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2$

$= 5.780 \ m^2$

$R_{EC1} = 1717.923 \times 1.700 / 5.780 = 505.271 \ kN$

$R_{EC2} = 1717.923 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC3} = 1717.923 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC4} = 1717.923 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \ kN$

$R_{EC5} = 1717.923 \times -1.700 / 5.780 = -505.271 \ kN$

$P_E = 977.93 + 999.955 = 1977.886 \ kN$

$Mc = 1977.886 \times 1.718 = 3398.008 \ kN \cdot m$

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교직)}$	$M_{0E(교직)}$	비고
기둥하단	2.466.001	19466.82	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	2755.000	kN	2755.000	kN
편 심	0.500	m	-0.500	m

Md = 2755 × 0.500 + 2755 × -0.500 = 0.000 kN·m

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1050.966	kN	1463.466	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1050.97 × 0.500 + 1463.47 × -0.500 = -206.250 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.500 + 0.00 × -0.500 = 0.000 kN·m

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1177.162	kN	1641.823	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$M_{L단선}$ = 1177.16 × 0.500 + 1641.82 × -0.500 = -232.330 kN·m

$M_{L복선}$ = 0.00 × 0.500 + 0.00 × -0.500 = 0.000 kN·m

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING Wn1 = 3.000 × 1.200 × 5.100 = 18.360 kN

3.000 × 0.800 × 4.050 = 9.720 kN

(18.360 + 9.720) / 5.100 = 5.506 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 × 5.100 = 9.180 kN

1.500 × 0.800 × 4.050 = 4.860 kN

(9.180 + 4.860) / 5.100 = 2.753 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 × 25.000 = 500.000 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 × 25.000 = 825.000 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 = 2755.00 + 998.000 = 3753.000 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 500.00 - 281.475 (제동하중)

= 825.00 - 281.475 (시동하중)

= 218.53 < T/2 = 250.00 (제동하중) - 큰값 적용

= 543.53 > T/2 = 412.50 (시동하중) - 큰값 적용

∴ Tf = 250.00 kN(제동하중), 543.53 kN(시동하중)

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

Rm = 2755.00 + 1410.50 = 4165.500 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 624.825 > T/2 = 250.000 (제동하중) - 작은값 적용

= 624.825 > T/2 = 412.500 (시동하중) - 작은값 적용

∴ Tm = 250.000 kN(제동하중), 412.500 kN(시동하중),

마) 설계수평력

T (단 선) = Tf + Tm = 543.525 + 412.500 = 956.025 kN

T (복 선) = Tf + Tm = 0.000 + 0.000 = 0.000 kN

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

T_b = 2 × 3 × 24.950 = 149.700 kN

Tf = T - ½·μm·Rm ≥ T/2

= 149.70 - 206.625

= -56.93 < T/2 = 74.85

∴ Tf = 74.85 kN

▶ 우측구간 (C~D구간)

T_c = 2 × 3 × 24.950 = 149.700 kN

Tm = μm·Rm ≤ T/2

= 413.250 > T/2 = 74.850

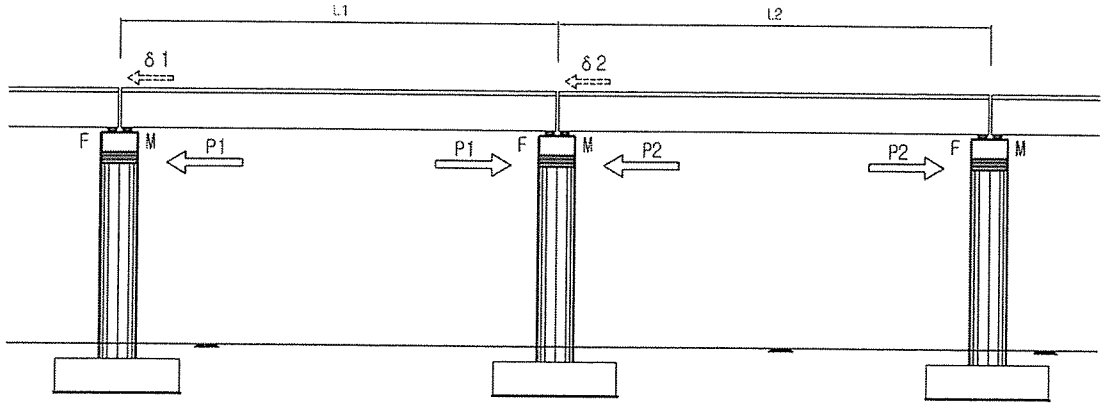
∴ Tm = 74.85 kN

TL = T_b + T_c = 74.850 + 74.850 = 149.700 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 = 2755.00 × 0.150 = 413.250 kN

Ts2 = 2755.00 × 0.150 = 413.250 kN

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

Ts1' = 3932.16 × 0.150 = 589.824 kN

Ts2' = 4396.82 × 0.150 = 659.523 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 × 24.000 = 0.0036 m

∴ $\delta 2$= 15 × 0.00001 × 24.000 = 0.0036 m

▶ 등가수평력

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

$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 2612.548 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m^4

L : 7.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	413.250	2612.548	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	589.824	3156.073	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3$ = 2612.548 kN

여기서 E : 27500 MPa

I : 3.017 m^4

L : 7.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	413.250	2612.548	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	659.523	3025.048	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	413.250	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	247.023	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	867.28	5972.73	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

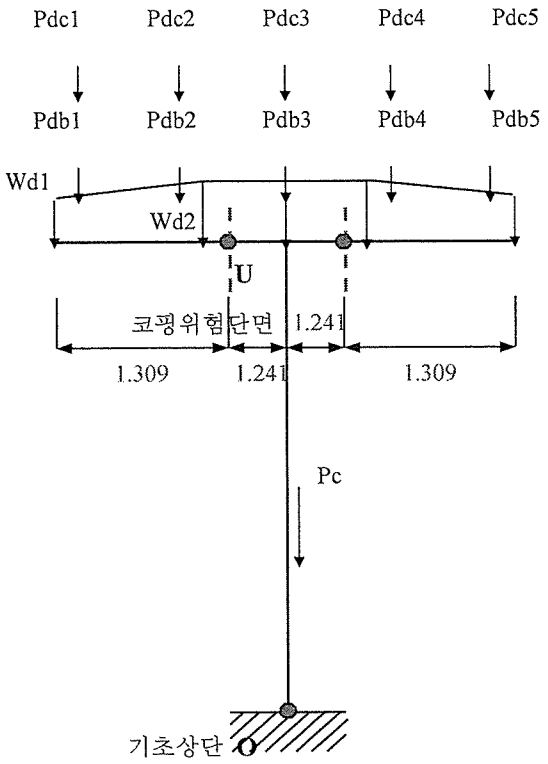
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교축)}$	$M_{0E(교축)}$	비 고
기둥하단	2130.17	14669.86	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

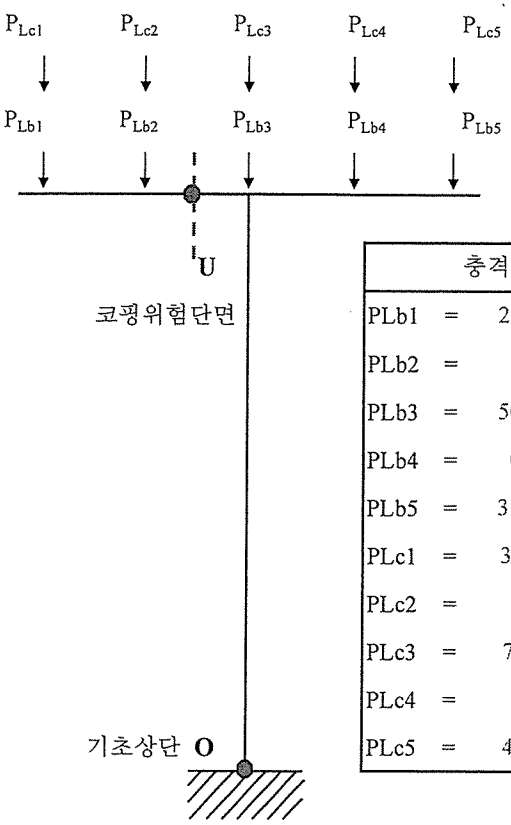
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	946.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	867.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	942.00	kN
Pdc1	=	946.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	867.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	942.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	754.296	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	946.000	0.459	946.000	434.481	1.700	946.000	1608.200
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	867.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	867.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	942.000	0.459	942.000	432.644	-1.700	942.000	-1601.400
Pcd1	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	109.76	0.609	115.248	70.21856701	0.000	230.496	0.000
Wd2	137.200	0.130	35.57353216	4.611793696	0.000	411.600	0.000
Pc	754.296	-1.241	0.000	0	0.000	754.296	0.000
합 계			**2038.82**	**943.792**		**6906.392**	**13.600**

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시				충격고려시(모멘트)			
PLb1	=	234.000	kN	PLb1	=	257.220	kN
PLb2	=	0.000	kN	PLb2	=	0.000	kN
PLb3	=	500.322	kN	PLb3	=	562.032	kN
PLb4	=	0.000	kN	PLb4	=	0.000	kN
PLb5	=	316.644	kN	PLb5	=	357.910	kN
PLc1	=	309.90	kN	PLc1	=	342.72	kN
PLc2	=	0.00	kN	PLc2	=	0.00	kN
PLc3	=	702.03	kN	PLc3	=	789.25	kN
PLc4	=	0.00	kN	PLc4	=	0.00	kN
PLc5	=	451.53	kN	PLc5	=	509.85	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	234.000	0.459	234.000	107.472	1.700	234.000	397.800
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	500.322	-1.241	0.000	0.000	0.000	500.322	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	316.644	0.459	316.644	145.429	-1.700	316.644	-538.294
PLc1	309.900	0.459	309.900	142.332	1.700	309.900	526.830
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	702.035	-1.241	0.000	0.000	0.000	702.035	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	451.531	0.459	451.531	207.380	-1.700	451.531	-767.603
합 계			**768.175**	**352.809**		**2514.431**	**381.268**

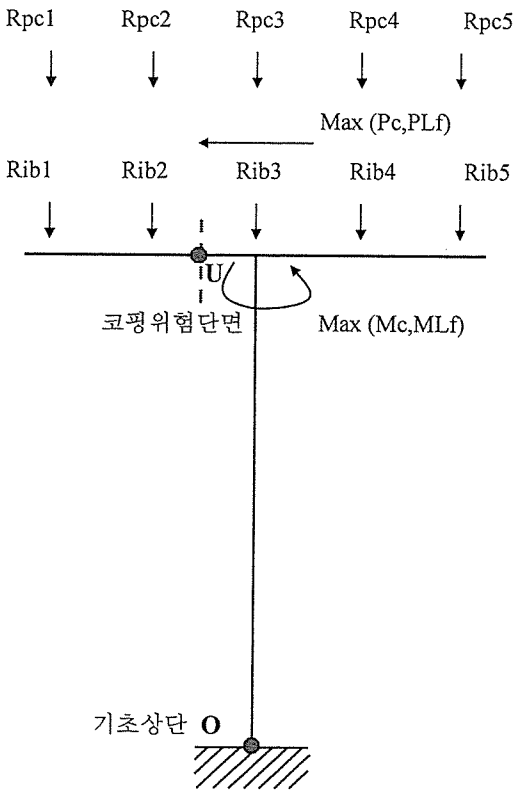
Moy= **-206.250** kN·m Ho= 0.000 kN

▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	257.220	0.459	257.220	118.137	1.700	257.220	437.274
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	562.032	-1.241	0.000	0.000	0.000	562.032	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	357.910	0.459	357.910	164.382	-1.700	357.910	-608.447
PLc1	342.718	0.459	342.718	157.404	1.700	342.718	582.620
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	789.251	-1.241	0.000	0.000	0.000	789.251	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	509.854	0.459	509.854	234.167	-1.700	509.854	-866.751
합 계			**867.764**	**398.549**		**2818.985**	**455.305**

Moy= **-232.330** 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)

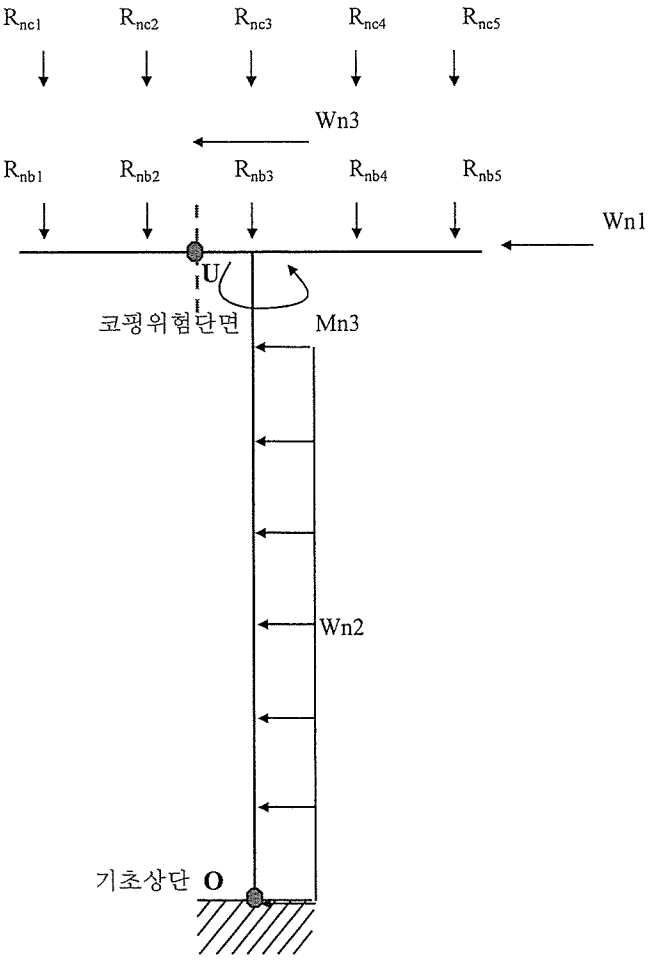
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

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**	-	-	-	7.000	-	0.000
합 계			**0.000**	**0.000**		**0.000**	**0.000**

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

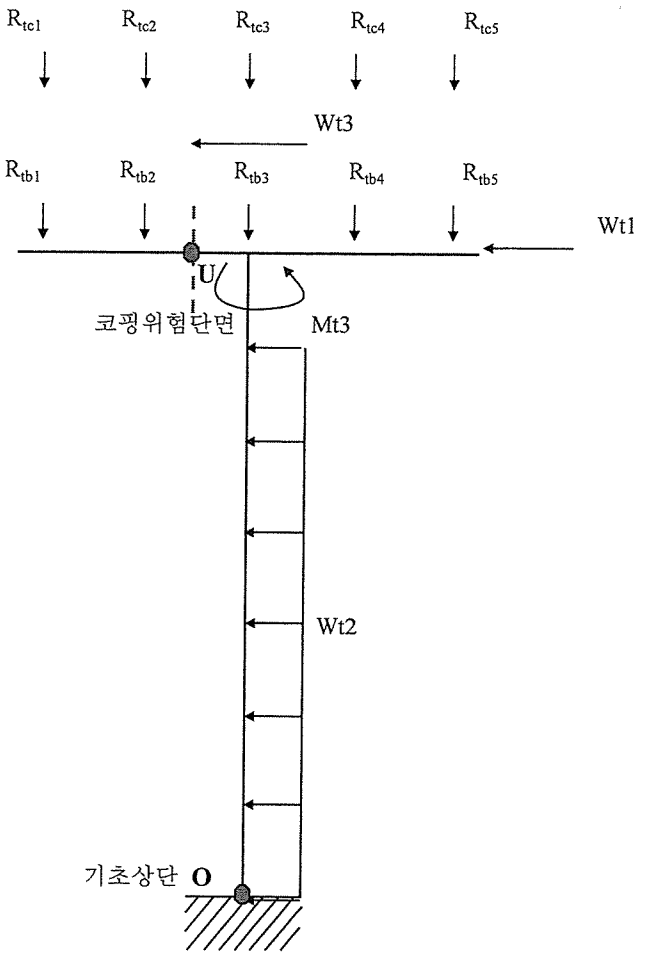


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.040	kN/m
Wn3b	=	198.689	kN
Wn3c	=	198.689	kN
Mn3	=	1213.792	kN·m

Rnb1	=	178.499	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-178.499	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	178.499	0.459	178.499	81.981	1.700	178.499	303.448
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb5	-178.499	0.459	-178.499	-81.981	-1.700	-178.499	303.448
Rnc1	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	**16.80**	-	-	-	7.000	-	117.600
Wn2	**25.20**	-	-	-	2.500	-	63.000
Wn3	**397.38**	-	-	-	7.000	-	2781.646
합 계	**439.378**		**356.998**	**163.963**		**0.000**	**4176.038**

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

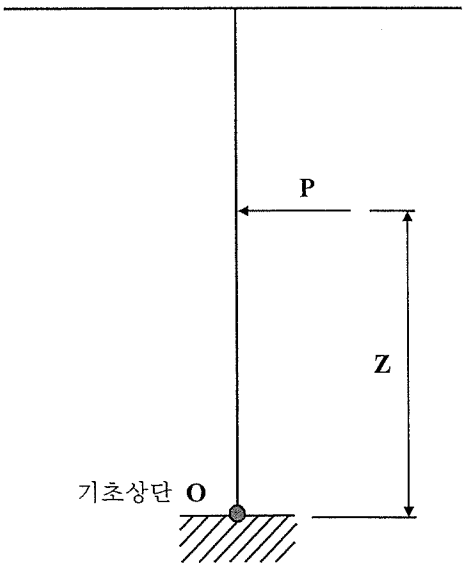


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	138.622	kN
Wt3c	=	138.622	kN
Mt3	=	568.905	kN·m

Rtb1	=	167.325	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-167.325	kN
Rtc1	=	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	167.325	0.459	167.325	76.849	1.700	167.325	284.453
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb5	-167.325	0.459	-167.325	-76.849	-1.700	-167.325	284.453
Rtc1	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	**8.40**	-	-	-	7.000	-	58.800
Wt2	**12.60**	-	-	-	2.500	-	31.500
Wn3	**277.24**	-	-	-	7.000	-	1940.708
합 계	**298.244**		**334.650**	**153.699**		**0.000**	**3168.818**

6) 유 수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	2.500	m

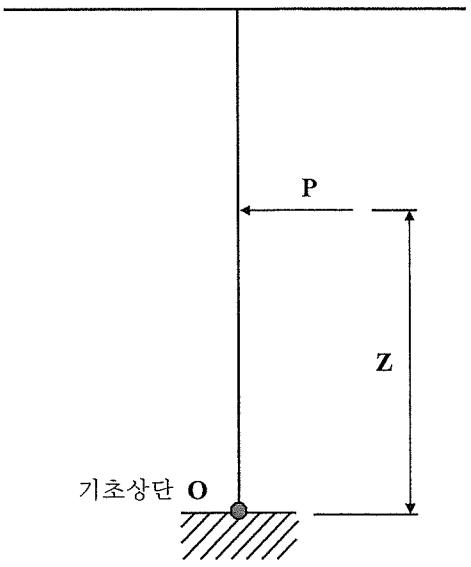
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 2.500 = **0.000** kN·m

Ho= **0.000** kN

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	4.300	m

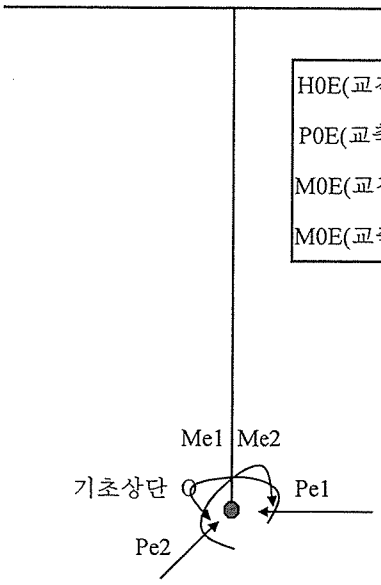
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 1000.000 × 4.300 = **4300.000** kN·m

Ho= **1000.000** kN

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

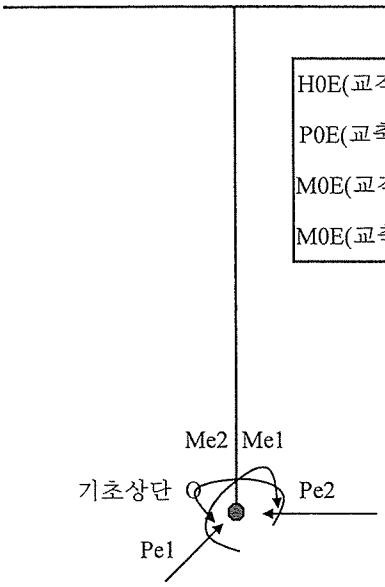


H0E(교직)	=	1004.015	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	7925.778	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	201.187	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-201.187	kN
R_{EC1}	=	205.718	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-205.718	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	201.187	0.459	201.187	92.402	-	-	-
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	-201.187	0.459	-201.187	-92.402	-	-	-
REC1	205.718	0.459	205.718	94.482	-	-	-
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	-205.718	0.459	-205.718	-94.482	-	-	-
He1	**1004.015**	-	-	-	-	-	**7925.778**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**406.904**	**186.884**			

9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



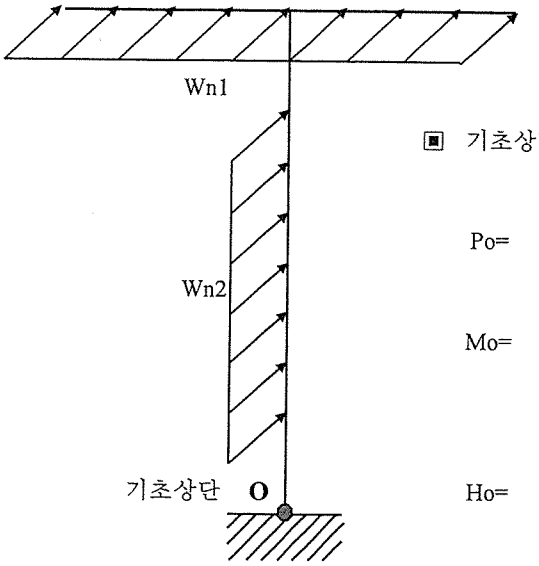
H0E(교직)	=	2466.001	kN
P0E(교축)	=	0.000	kN
M0E(교직)	=	########	kN.m
M0E(교축)	=	0.000	kN.m

R_{EB1}	=	494.143	kN
R_{EB2}	=	0.000	kN
R_{EB3}	=	0.000	kN
R_{EB4}	=	0.000	kN
R_{EB5}	=	-494.143	kN
R_{EC1}	=	505.271	kN
R_{EC2}	=	0.000	kN
R_{EC3}	=	0.000	kN
R_{EC4}	=	0.000	kN
R_{EC5}	=	-505.271	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	494.143	0.459	494.143	226.951	-	-	-
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	-494.143	0.459	-494.143	-226.951	-	-	-
REC1	505.271	0.459	505.271	232.062	-	-	-
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	-505.271	0.459	-505.271	-232.062	-	-	-
He1	**2466.001**	-	-	-	-	-	**19466.823**
He2	**0.000**	-	-	-	-	-	**0.000**
합 계			**999.414**	**459.013**			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



Wn1	=	5.506	kN/m
Wn2	=	5.040	kN/m

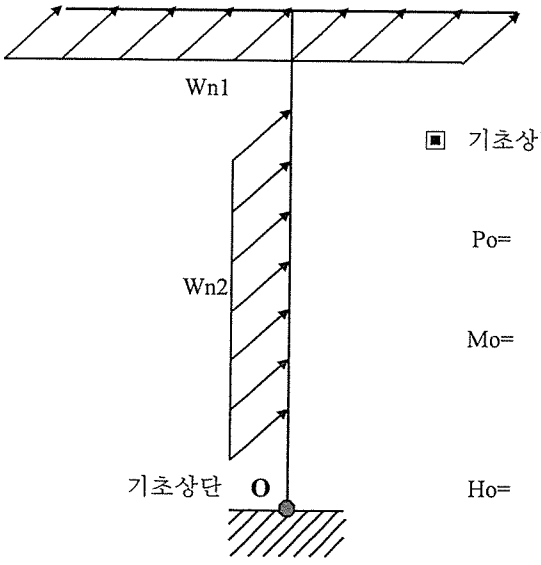
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = 0.000 kN

Mo= 28.081 × 6.000 +
25.200 × 2.500 = **231.484** kN·m

Ho= = **53.2806** kN

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



Wn1	=	2.753	kN/m
Wn2	=	2.520	kN/m

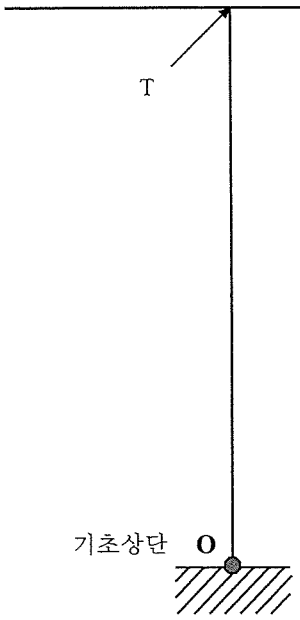
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= = 0.000 kN

Mo= 14.040 × 6.000 +
12.600 × 2.500 = **115.742** kN·m

Ho= = **26.6403** kN

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f복선}$	=	0.000	kN
$T_{m복선}$	=	0.000	kN
$T_{f단선}$	=	543.525	kN
$T_{m단선}$	=	412.500	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

Po= 0.000 kN

Mo= 0.000 × 7.400 +

0.000 × 7.400

= **0.000** kN·m

Ho= **0.00** kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

Po= 0.000 kN

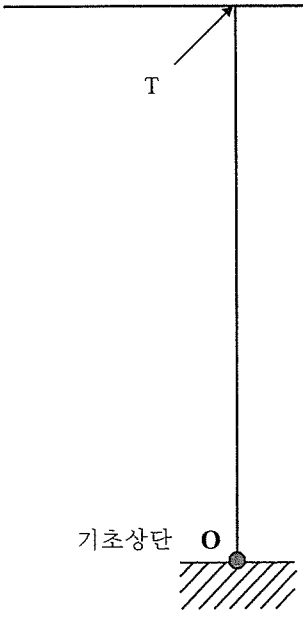
Mo= 543.525 × 7.400 +

412.500 × 7.400

= **7074.585** kN·m

Ho= **956.03** kN

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.850	kN
T_m	=	74.850	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

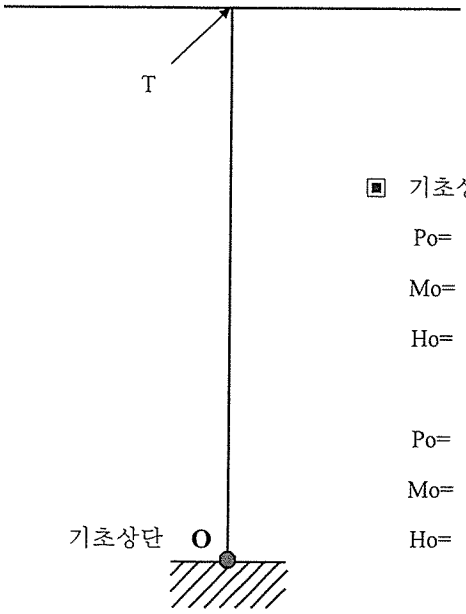
Mo= 74.850 × 7.400 +

74.850 × 7.400

= **1107.780** kN·m

Ho= **149.700** kN

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	413.250	kN
시제동하중 작용시	=	247.023	kN

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 413.250 × 7.400 = **3058.050** kN·m

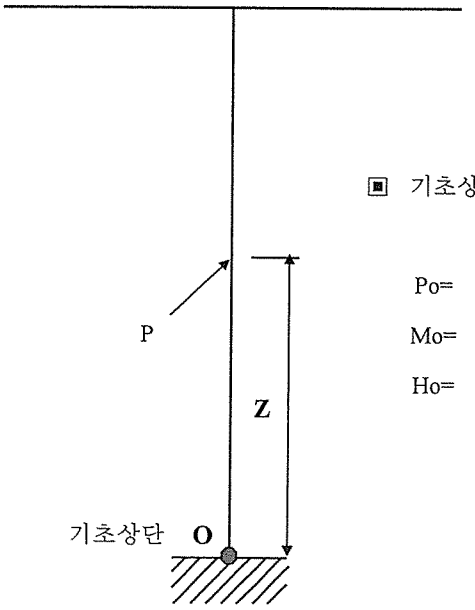
Ho= **413.250** kN

Po= 0.000 kN

Mo= 247.023 × 7.400 = **1827.973** kN·m

Ho= **247.023** kN

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	4.300	M

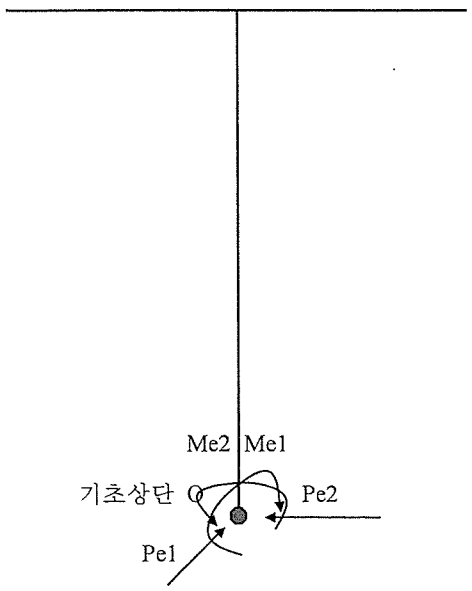
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Po= 0.000 kN

Mo= 500.000 × 4.300 = **2150.000** kN·m

Ho= **500.000** kN

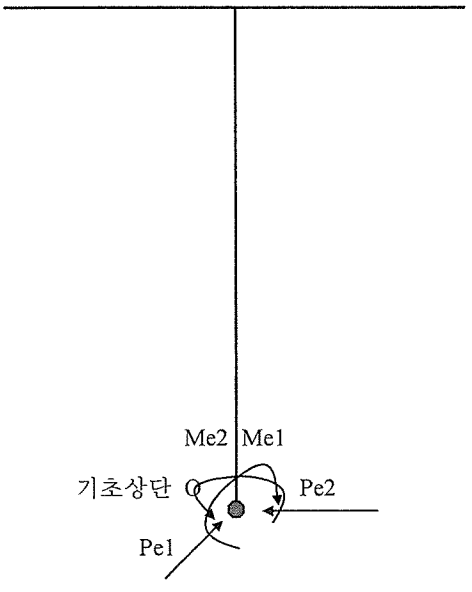
7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1=	0.000	kN	Pe2=	0.000	kN
He1=	867.284	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	5972.728	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=	2130.171	kN·m	He2=	0.000	kN·m
Me1=	########	kN	Me2=	0.00	kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전단력(P) (kN)	모멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		2,039	944	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	768	353	
		충격 고려시	868	399	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		357	164	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		335	154	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		407	187	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		999	459	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,039	944	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	2,907	1,342	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	2,396	1,108	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	2,373	1,097	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	3,241	1,496	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,039	944	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,907	1,342	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	2,396	1,108	

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	-	-	-	2,752	1,274	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	4,358	2,011	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	3,262	1,510	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	4,651	2,148	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	2,752	1,274	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	3,967	1,832	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	3,234	1,495	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	3,204	1,482	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	4,419	2,040	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	2,752	1,274	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,967	1,832	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	2,875	1,329	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		3,129	1,445	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	3,722	1,717	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교직방향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	6,906	14	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,514	381	206
			충격 고려시	-	-	2,819	455	232
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		439	-	-	4,176	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		298	-	-	3,169	-
교직방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	4,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,004	-	-	7,926	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,466	-	-	19,467	-
교축방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	53	-	-	231
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	27	-	-	116
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	956	-	-	7,075
	L.C 13	장대레일종하중		-	150	-	-	1,108
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	413	-	-	3,058
			시제동하중 작용	-	247	-	-	1,828
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,150
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	867	-	-	5,973
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,130	-	-	14,670

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중조합	교축직각방향										교축방향						비고
	고정하중	활하중(충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중(교직,교축적용)		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	6,906	-	14	-	-	
combo 2	9,725	-	469	-	232	
combo 3	6,906	-	14	413	3,058	
combo 4	9,725	-	469	413	3,290	
combo 5	6,906	439	4,190	467	3,290	
combo 6	6,906	298	3,182	423	3,051	
combo 7	9,725	298	3,638	1,379	10,358	
combo 8	6,906	1,000	4,314	500	2,150	
combo 9	9,725	1,000	4,769	500	2,382	
combo 10	6,906	1,439	8,490	553	2,381	

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	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 11	9,324	-	18	-	-	철설기 8.3.1	
comb 12	14,539	-	861	-	430	철설기 8.3.1	
comb 13	11,050	-	22	-	-	철설기 8.3.2	
comb 14	15,561	-	750	-	372	철설기 8.3.2	
comb 15	9,324	-	18	558	4,128	철설기 8.3.3	
comb 16	13,270	-	656	558	4,454	철설기 8.3.3	
comb 17	9,324	593	5,656	630	4,441	철설기 8.3.4	
comb 18	9,324	403	4,296	579	4,175	철설기 8.3.5	
comb 19	13,270	403	4,934	1,917	14,405	철설기 8.3.5	
comb 20	9,324	1,350	5,823	675	2,903	철설기 8.3.7	
comb 21	13,270	1,350	6,461	675	3,228	철설기 8.3.7	
comb 22	8,288	1,727	10,188	664	2,858	철설기 8.3.8	
comb 23	9,415	-	419	867	6,180	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 24	9,415	1,004	8,345	-	207	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 25	9,415	-	419	2,130	14,877	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 26	9,415	2,466	19,886	-	207	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	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고	
comb 27	5,525	-	11	-	-	철설기 8.3.1	
comb 28	10,740	-	853	-	430	철설기 8.3.1	
comb 29	5,525	-	11	-	-	철설기 8.3.2	
comb 30	10,035	-	739	-	372	철설기 8.3.2	
comb 31	5,525	-	11	558	4,128	철설기 8.3.3	
comb 32	9,472	-	648	558	4,454	철설기 8.3.3	
comb 33	5,525	593	5,649	630	4,441	철설기 8.3.4	
comb 34	5,525	403	4,289	579	4,175	철설기 8.3.5	
comb 35	9,472	403	4,926	1,917	14,405	철설기 8.3.5	
comb 36	5,525	1,350	5,816	675	2,903	철설기 8.3.7	
comb 37	9,472	1,350	6,453	675	3,228	철설기 8.3.7	
comb 38	6,216	1,727	10,183	664	2,858	철설기 8.3.8	
comb 39	9,415	-	419	867	6,180	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
comb 40	9,415	1,004	8,345	-	207	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
comb 41	9,415	-	419	2,130	14,877	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
comb 42	9,415	2,466	19,886	-	207	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	-	-	-	-	-	-	-

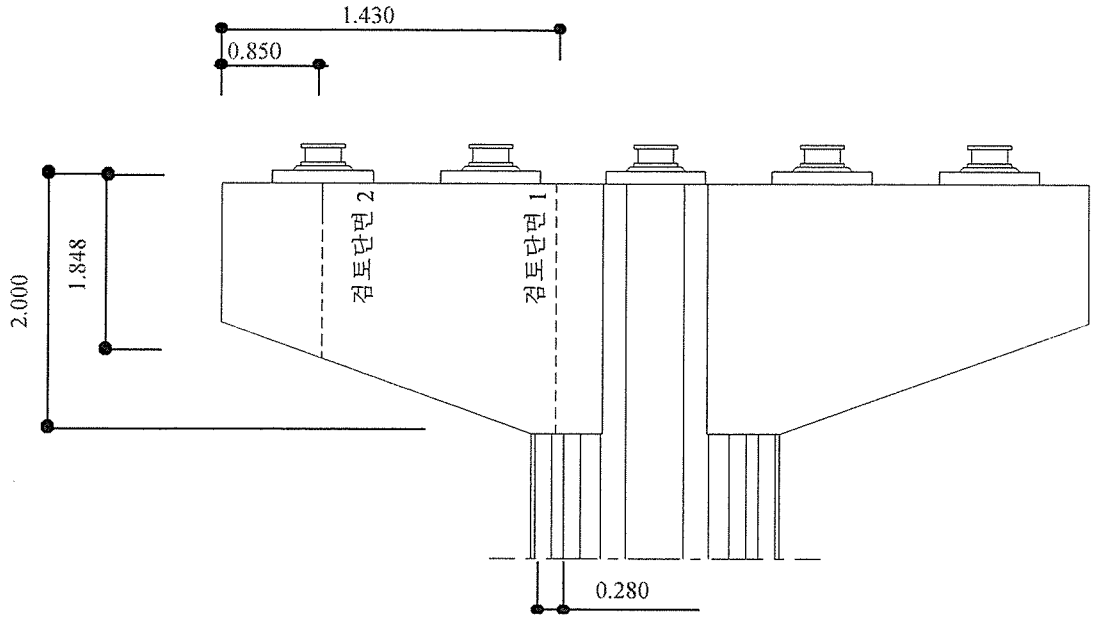
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고	
combo 43	6,906	-	14	-	-	철설기 8.3.1	
combo 44	9,421	-	395	-	206	철설기 8.3.1	
combo 45	6,906	-	14	413	3,058	철설기 8.3.3	
combo 46	9,421	-	395	413	3,264	철설기 8.3.3	
combo 47	6,906	439	4,190	467	3,290	철설기 8.3.4	
combo 48	6,906	298	3,182	423	3,051	철설기 8.3.5	
combo 49	9,421	298	3,564	1,379	10,332	철설기 8.3.5	
combo 50	6,906	1,000	4,314	500	2,150	철설기 8.3.7	
combo 51	9,421	1,000	4,695	500	2,356	철설기 8.3.7	
combo 52	6,906	1,527	9,325	564	2,428	철설기 8.3.8	
combo 53	9,421	-	395	867	6,179	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교축)
combo 54	9,421	1,004	8,321	-	206	철설기 8.3.6	(재현주기 100년, 교직)
combo 55	9,421	-	395	2,130	14,876	철설기 8.3.6	(재현주기 1000년, 교축)
combo 56	9,421	2,466	19,862	-	206	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**	**1,496**	
계수하중	최대모멘트	**comb 14**	**2,148**	
	최대전단력	**comb 14**	**4,651**	



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)
2,800	2,000	1,850	150	2,148	4,651	1,496

Ln= 1160.00 mm Ln/D = 1160.00 / 1850.00 = 0.627 < 4

∴DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

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

→ Use As (total) = 21281.400 mm^2 [사용률 6.567]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 119.224 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.03592 > 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 = 3240.746 mm^2

☞ 철근비 검토

$$Pmax = 0.714\ Pb = \frac{0.714 \times 0.9 \times K1 \times fck \times 60000}{fy \times (60000 + fy)} = 0.0400 \Rightarrow MAX\ As = 207.325\ mm^2$$

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 18.130 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4.321 mm^2

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

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.85 × fck × b) = 119.224 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 12954.669 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2147.746 kN · m) [사용률 = 6.032] ∴ O.K!!

2) 전단검토

ΦVc= Φ × 1/6 × √ fck × b × d =

= 0.85 × 1/6 × √ 30 × 2800.0 × 1850.00 / 1000 = 4019.37 kN

ΦVc= 4019.37 < Vu = 4650.536 kN ∴ 전단보강 필요함!!

ΦVmax = Φ · 5 · (√fck / 6) · bw · d = 20096.854 kN > 4650.536 kN ∴ O.K!!

- 전단철근량 산정

수직 전단철근량 : Av, 간격 : Sv ⇒ $Av_{min} = 0.0025 \times b \times Sv$, Sv ≤ (d/5, 300mm)

수평 전단철근량 : Ah, 간격 : Sh ⇒ $Av_{min} = 0.0015 \times b \times Sh$, Sh ≤ (d/5, 300mm)

Vu = ΦVn = Φ(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×b×Sv ∴ O.K

0.0025×b×Sv = 0.0025 × 2800 × 200 = 1,400 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 19 사용, Ah = 6 × 286.500 = 1719.000 mm^2 ≥ 0.0015×b×Sh ∴ O.K

0.0015×b×Sh = 0.0015 × 2800 × 200.00 = 840.000 mm^2

∴ H19 - 6 EA S = 200.00 mm 로 배근

ΦVs = Φ {Av / S1 × (1+ln/d) / 12 + Ah / S2 × (11-ln/d)/12} fy × d = 5406.255 kN

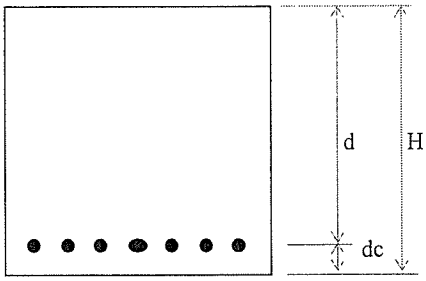
- 전단강도검토

Vu = 4650.536 kN < Φ(Vc + Vs) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 kN

∴ O.K

3) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2,000	mm,	B =	2,800	mm ,
d =	1,850	mm,	dc =	150	mm ,
Mo =	1,496	kN· m,	As =	21,281	mm^2
N =	21		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 394 mm

$f_s = M / (As\ (d - x / 3))$ = 41 MPa

$f_{st} = f_s (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 42 MPa

- 철근의 최대 중심간격

Cc = 100 - 25 / 2 = 88 mm

S = min [375 · (210 / fst) - 2.5 Cc , 300 · (210 / fst)] = 1,489 mm

최외단철근 평균배근간격; 2800 / 21 = 133.3 mm < 1489 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)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	2147.746	4650.536	1496.040

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

Vu = 4650.536 kN

Mu = 2147.746 kN·m

나) corbel 판정

a = Mu / Vu = 2147.746 / 4650.536 = 0.462 m

d = 2.000 - 0.150 = 1.850 m

a / d = 0.462 / 1.850 = 0.250 < 1.0 ∴ corbel로 검토

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 4650.536 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 4650.536 = 930.107 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 2147.746 + 930.107 × (2.000 - 1.850)

= 2287.262 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$V_{n_max} \le 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d \;,\; 5.6 \times b_o \times d$

$\le 0.2 \times 30 \times 2.800 \times 1.850 = 31,080$ kN

$\le 5.6 \times 2.800 \times 1.850 = 29,008$ kN

$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000$ kN

$\Phi V_{n_max} = 21.756$ kN $>$ $V_u = 4.651$ kN ∴ O.K!!

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

$= 4,650,536 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 11,073$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$M_u = 2,287$ kN·m

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

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

$$= \frac{22}{0.006} = 3,886 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$N_u = 930$ kN

$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 930 / (0.75 \times 400)$

$= 3100.357$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 3886 + 3100 = 6,987 ㎟

$\geq$ 2/3 11073 + 3100 = 10,482 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400 × 2800 × 1850 = 15,540 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 15,540 ㎟

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

→ Use As (total) = 21281.400 mm^2 [사용률 1.369]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

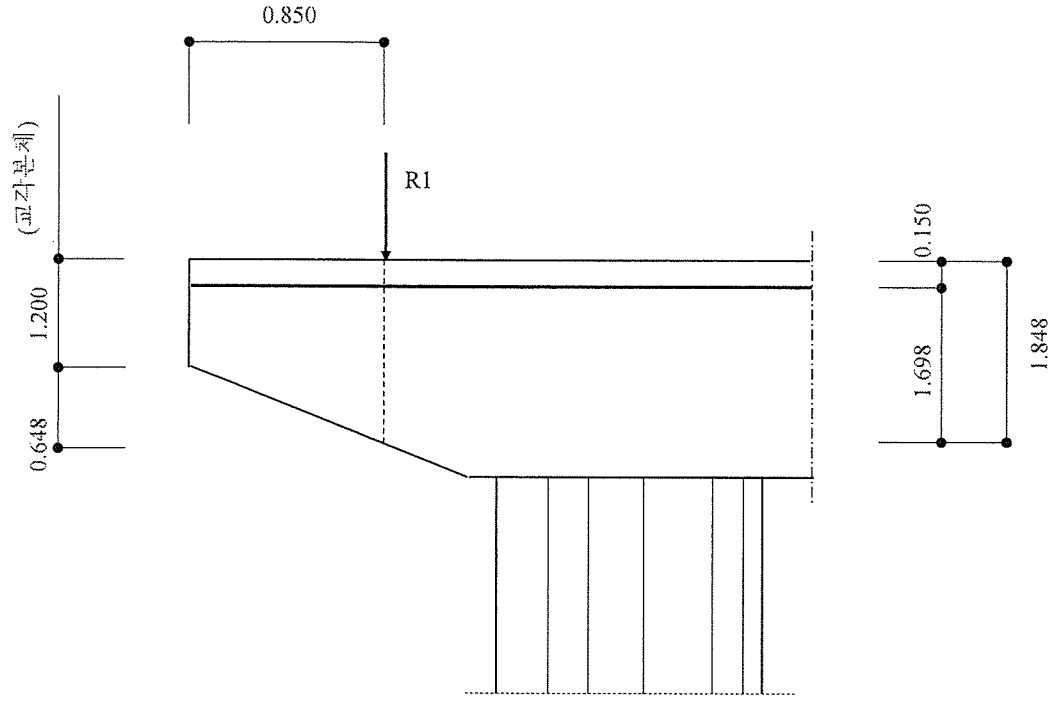
$A_h = 0.5 \times (As - An) = 0.5 \times (15,540 - 3,100)$

$= 6,220$ ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**6**	단	= 10,314 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)
2800.00	1847.62	1697.62	150.00	117.035	2030.165	1496.040

1) 하중산정

가) 자중

W_{O1} = 1.200 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 69.972 kN

W_{O2} = 1/2 × 0.648 × 0.850 × 2.800 × 24.500 = 18.881 kN

∑ = 88.853 kN

M_{O1} = 69.972 × 0.425 = 29.738 kN.m

M_{O2} = 18.881 × 0.283 = 5.343 kN

∑ = 35.082 kN

나) 상부 고정하중

R_D = 946.000 kN

다) 상부 활하중

R_D = 234.000 kN

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

V_u = 1.6 × 88.853 + 1.6 × 946.000 + 1.6 × 234.000

= 2030.165 kN

M_u = 1.6 × 35.082

= 56.130 kN

2) 적용범위 검토

a = Mu / Vu = 56.130 / 2030.165 = 0.028 m

d = 1.848 - 0.150 = 1.698 m

a / d = 0.028 / 1.698 = 0.016 < 1 ∴ corbel로 검토

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

Vu = 2030.165 kN

Nu = 0.2 × Vu = 0.2 × 2030.165 = 406.033 kN

Mu = Mu + Nu × (H - D)

= 56.130 + 406.033 × (1.848 - 1.698)

= 117.035 kN·m

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$Vn_max \leq 0.2 \times fck \times bo \times d \;,\; 5.6 \times bo \times d$

$\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1697.62 = 28520.000$ kN

$\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1697.62 = 26618.667$ kN

$\Phi Vn_max = 0.75 \times 26618.67 = 19964.000$ kN

$\Phi Vn_max = 19964.000$ kN $>$ $Vu = 2030.165$ kN $\therefore$ O.K!!

$$A_{vf} = \frac{Vu}{\Phi v \times fy \times \mu} \quad (\Phi v = 0.75,\ \mu = 1.4)$$

$= 2030165.000 / (0.75 \times 400 \times 1.4)$

$= 4833.726$ ㎟

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$Mu = 117.035$ kN·m

$$a = \frac{Af \times fy}{0.85 \times fck \times b}, \quad Mn = \frac{Mu}{\Phi} = A_f \times fy \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[\,d^2 - 4 \times Mu / (1.7 \times fck \times b \times \Phi)\,]}}{2 \times fy / (1.7 \times fck \times b)}$$

$$= \frac{1.207}{0.006} = 215.516 \text{ ㎟}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$Nu = 406.033$ kN

$A_n = Nu / (\Phi \times fy) = 406.033 / (0.75 \times 400)$

$= 1353.443$ ㎟

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$\geq$ 215.516 + 1353.443 = 1568.959 ㎟

$\geq$ 2/3 4833.726 + 1353.443 = 4575.927 ㎟

$\geq$ 0.04 × 30 / 400.000 × 2800.000 × 1697.619 = 14260.000 ㎟

$\therefore\ A_s =$ 14260.000 ㎟

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

→ Use As (total) = 21281.400 mm^2 [사용률 1.492]

- O.K -

바) 폐쇄 스터럽, 띠철근(A_h)의 설계

$A_h =$ 0.5 × (As - An) = 0.5 × (14260.000 - 1353.443)

= 6453.279 ㎟

Use	**H**	**19**	-	**6**	EA	×	**5**	단	=	8595.000 mm^2

$\therefore$ O.K!!

7. 기 둥 설 계

7.1 단면력 집계

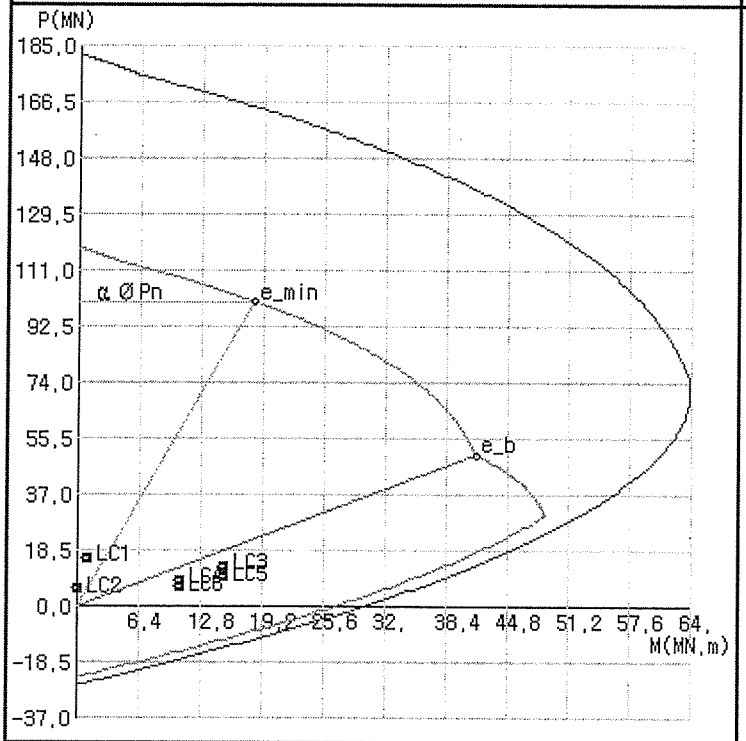
구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 14	15,561	0	0	372	750	Load case 1
	최소축력		comb 27	5,525	0	0	0	11	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 19	13,270	1,917	403	14,405	4,934	Load case 3
		교직방향	comb 22	8,288	664	1,727	2,858	10,188	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 35	9,472	1,917	403	14,405	4,926	Load case 5
		교직방향	comb 38	6,216	664	1,727	2,858	10,183	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	9,415	867	0	6,180	419	Load case 7
	교축직각방향		comb 24	9,415	0	1,004	207	8,345	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	9,415	2,130	0	14,877	419	Load case 9
	교축직각방향		comb 26	9,415	0	2,466	207	19,886	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

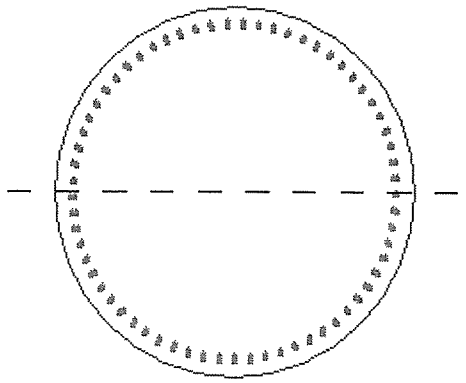
▶ **P - M 상관도**

검토단면 : P6(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 =	7000.0 mm
Kx =	2.10
Ky =	2.10
ρ =	1.070 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 181.604 mm

ØPmin = 100381.200 KN

ØMmin = 18229.580 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 832.832 mm

ØPb = 49748.080 KN

ØMb = 41431.800 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 65871.000 mm²

▶ P6(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P6(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') : 137.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 7000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H25 × 65ea = 32935.5 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H25 × 65ea = 32935.5 ㎟ (dc = 150.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 65871.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 15560.604 KN

계수모멘트(X) : Mux = 371.728 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 371.728 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 750.247 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 750.247 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 371.728 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 750.247 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 837.289 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 63.643 °

최 소 편 심 : e_min = 181.60 mm
작 용 편 심 : e = 53.81 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.487 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.389 + 10033.525 + -7614.352 = 76324.560 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.656 + 9168.159 + 7897.897 = 63565.710 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.83 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65173
평 형 축 하 중 : ØPb = 49743.24 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41427.88 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.070 %

αPn = α×{0.85 fck*(Ag-Ast) + fy*Ast} = 154432.700 KN
Mn = αPn × e_min = 28045.264 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 100381.233 KN ≥ Pu = 15560.604 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 18229.420 KN·m ≥ Mu = 837.289 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 5525.114 KN

계수모멘트(Y) : Muy = 10.880 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 10.880 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 0.000 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 10.880 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 10.880 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 90.000 °

최 소 편 심 : e_min = 181.84 mm
작 용 편 심 : e = 1.97 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1594.500 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73869.281 + 10042.300 + -7635.094 = 76276.480 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46508.098 + 9172.087 + 7915.917 = 63596.100 KN·m

평 형 편 심 : eb = 833.76 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65229
평 형 축 하 중 : ØPb = 49754.65 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41483.32 KN·m

∴ e ≤ e_min ----> 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : Pused = 1.070 %
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} = 154433.600 KN
Mn = αPn × e_min = 28082.616 KN·m

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
축력 감소 계수 : α = 0.850
설계축하중강도 : αØPn = 100381.233 KN ≥ Pu = 5525.114 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 18253.591 KN·m ≥ Mu = 10.880 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 13270.209 KN

계수모멘트(X) : Mux = 14404.589 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 14404.589 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 4933.691 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 4933.691 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 14404.589 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 4933.691 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 15226.079 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 18.907 °

최 소 편 심 : e_min = 181.60 mm
작 용 편 심 : e = 1147.39 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.498 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.327 + 10033.421 + -7613.841 = 76324.910 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.543 + 9168.423 + 7897.666 = 63565.630 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.83 mm

최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6518
평 형 축 하 중 : ØPb = 49748.33 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41431.88 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1295.016 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1147.388 mm ≒ e = 1147.388 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003194 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 56044.628 + 8694.822 + -10935.043 = 53804.410 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 43098.951 + 8641.005 + 9994.576 = 61734.530 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00319
εy = 0.002 < εt = 0.00319 < 0.005 --------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.750
설계축하중강도 : ØPn = 40328.521 KN ≥ Pu = 13270.209 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 46272.463 KN·m ≥ Mu = 15226.079 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 8287.671 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2857.780 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2857.780 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 10187.566 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 10187.566 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000

: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2857.780 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 10187.566 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 10580.804 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 74.330 °

최 소 편 심 : e_min = 181.60 mm
작 용 편 심 : e = 1276.69 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.487 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.426 + 10033.451 + -7613.987 = 76324.900 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.669 + 9168.390 + 7897.767 = 63565.820 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.83 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65179
평 형 축 하 중 : ØPb = 49748.02 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41431.75 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1197.133 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1276.692 mm ≒ e = 1276.692 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.003701 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 50397.607 + 8243.712 + -11843.653 = 46797.670 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 41076.542 + 8398.527 + 10271.140 = 59746.210 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.0037
εy = 0.002 < εt = 0.0037 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.792
설계축하중강도 : ØPn = 37051.448 KN ≥ Pu = 8287.671 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 47303.289 KN·m ≥ Mu = 10580.804 KN·m ∴ O.K

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9471.693 KN

계수모멘트(X) : Mux = 14404.589 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 14404.589 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 4926.211 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 4926.211 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 14404.589 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 4926.211 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 15223.657 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 18.880 °

최 소 편 심 : e_min = 181.60 mm
작 용 편 심 : e = 1607.28 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.499 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.271 + 10033.410 + -7613.785 = 76324.910 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.539 + 9168.454 + 7897.642 = 63565.630 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.83 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.6518

평 형 축 하 중 : ØPb = 49748.60 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41432.11 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1012.274 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1607.279 mm ≒ e = 1607.279 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004925 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 40027.801 + 7327.514 + -13502.404 = 33852.910 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 36141.253 + 7816.220 + 10453.614 = 54411.090 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00492
εy = 0.002 < εt = 0.00492 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.894
설계축하중강도 : ØPn = 30255.313 KN ≥ Pu = 9471.693 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 48628.742 KN·m ≥ Mu = 15223.657 KN·m ∴ O.K

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 6215.753 KN

계수모멘트(X) : Mux = 2857.780 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 2857.780 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 10183.486 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 10183.486 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000

: δx.s = 1.000

Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000

: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 2857.780 KN·m

Y축 확대모멘트 : δMuy = 10183.486 KN·m

합성 확대모멘트 : δMu = 10576.875 KN·m

중립축 회전각 : θrot = 74.324 °

최 소 편 심 : e_min = 181.60 mm

작 용 편 심 : e = 1701.62 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.487 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.415 + 10033.449 + -7613.975 = 76324.880 KN

Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.668 + 9168.396 + 7897.761 = 63565.820 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.83 mm

최외단철근변형률 : εt = 0.00202

강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65179

평 형 축 하 중 : ØPb = 49748.08 KN

평 형 모 멘 트 : ØMb = 41431.81 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

e' = Mn/Pn = 1701.624 mm ≒ e = 1701.624 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %

계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..

순인장변형률 εt = 0.00524 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 37918.555 + 7121.924 + -13869.349 = 31171.130 KN

Mn = Mc + Ms + Mt = 34939.365 + 7667.298 + 10434.885 = 53041.550 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00524

0.005 ≤ εt = 0.00524 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.900

설계축하중강도 : ØPn = 28054.017 KN ≥ Pu = 6215.753 KN ∴ O.K

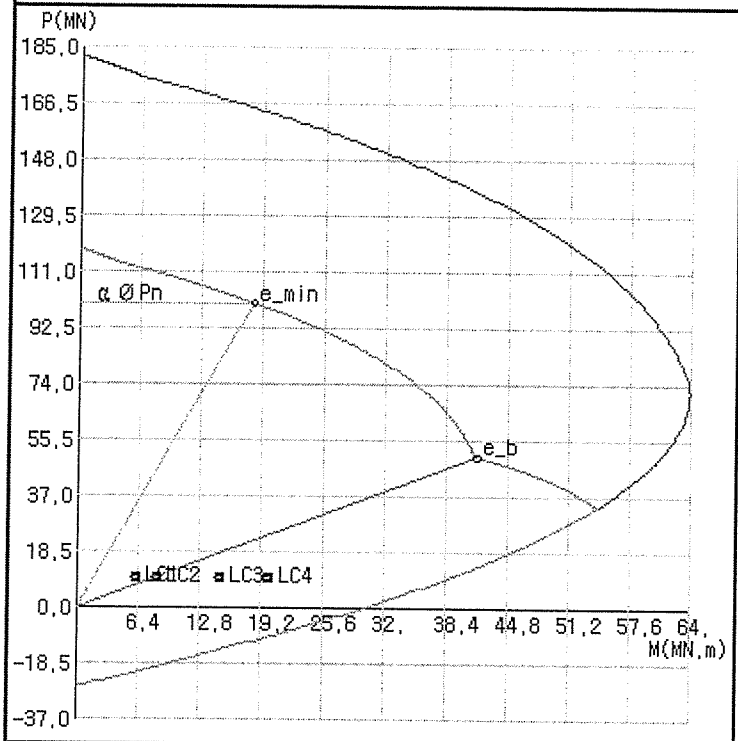
설 계 휨 강 도 : ØMn = 47737.392 KN·m ≥ Mu = 10576.875 KN·m ∴ O.K

7.2 기둥해석

2) 지진시

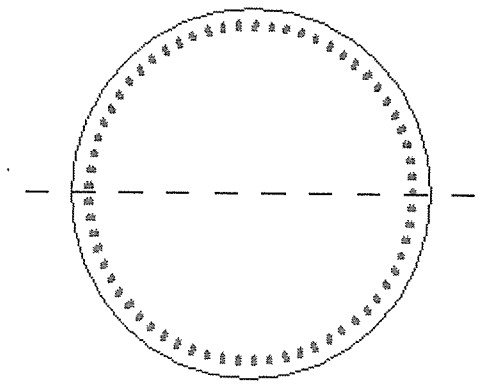
▶ **P - M 상관도**

검토단면 : P6(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	=	7000.0 mm
Kx	=	2.10
Ky	=	2.10
ρ	=	1.070 %

[검 토 단 면]



▷ 최소 편심 상태

e_min = 181.627 mm

ØPmin = 100381.200 KN

ØMmin = 18231.930 KN · m

▷ 평형 편심 상태

e_b = 833.373 mm

ØPb = 49827.540 KN

ØMb = 41524.910 KN · m

▷ 사용철근량

A_rebar = 65871.000 mm²

▶ P6(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P6(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') : 137.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 2800.00 mm
비지지 길이 (Lu) : 7000.00 mm
유효길이계수 (Kx) : 2.10
유효길이계수 (Ky) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : H25 × 65ea = 32935.5 ㎟ (dc = 125.0 mm)
-. 2단 철근 : H25 × 65ea = 32935.5 ㎟ (dc = 150.0 mm)
-. 총 사용 철근량 : Ast = 65871.0 ㎟

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9415.289 KN

계수모멘트(X) : Mux = 6179.502 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 6179.502 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 418.821 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 418.821 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 6179.502 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 418.821 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 6193.679 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 3.877 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 657.83 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.497 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.429 + 10036.475 + -7615.517 = 76326.390 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.407 + 9168.986 + 7897.813 = 63566.200 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.82 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65262
평 형 축 하 중 : ØPb = 49812.26 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41484.69 KN·m

∴ e_min < e < eb ----> 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1805.398 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 657.832 mm ≒ e = 657.832 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.001444 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 86305.599 + 10928.991 + -4818.603 = 92415.990 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46221.850 + 9352.140 + 5220.206 = 60794.200 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00144
εt = 0.00144 ≤ εy = 0.002 -------> 압축지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 0.650
설계축하중강도 : ØPn = 60070.389 KN ≥ Pu = 9415.289 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 39516.226 KN·m ≥ Mu = 6193.679 KN·m ∴ O.K

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9415.289 KN

계수모멘트(X) : Mux = 206.774 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 206.774 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 8344.599 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 8344.599 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 206.774 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 8344.599 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 8347.160 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 88.581 °

최 소 편 심 : e_min = 181.62 mm
작 용 편 심 : e = 886.55 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1596.329 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.610 + 10020.141 + -7626.501 = 76299.250 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.686 + 9170.718 + 7905.350 = 63575.760 KN·m

평 형 편 심 : eb = 833.24 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.65295

평 형 축 하 중 : ØPb = 49819.94 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41512.08 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1540.131 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 886.554 mm ≒ e = 886.554 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.002209 < 0.004 ... ∴ 취성파괴

Pn = Cc + Cs + Tt = 70556.269 + 9796.515 + -8360.742 = 71992.040 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 46205.006 + 9097.344 + 8522.471 = 63824.820 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00221
εy = 0.002 < εt = 0.00221 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.674
설계축하중강도 : ØPn = 48547.664 KN ≥ Pu = 9415.289 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 43040.117 KN·m ≥ Mu = 8347.160 KN·m ∴ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9415.289 KN

계수모멘트(X) : Mux = 14876.633 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 14876.633 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 418.821 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 418.821 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 14876.633 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 418.821 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 14882.527 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 1.613 °

최 소 편 심 : e_min = 181.61 mm
작 용 편 심 : e = 1580.68 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1597.498 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73905.183 + 10036.834 + -7615.734 = 76326.280 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.377 + 9169.047 + 7897.842 = 63566.270 KN·m

평 형 편 심 : eb = 832.82 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00202
강 도 감 소 계 수 : Ø = 0.65263
평 형 축 하 중 : ØPb = 49812.70 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41485.15 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 1024.356 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 1580.677 mm ≒ e = 1580.677 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.004833 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 40691.567 + 7397.533 + -13405.324 = 34683.780 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 36505.479 + 7863.165 + 10455.193 = 54823.840 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00483
εy = 0.002 < εt = 0.00483 < 0.005 -------> 변화구간단면
εy < εt < 0.005 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : Ø = 0.980
설계축하중강도 : ØPn = 34006.835 KN ≥ Pu = 9415.289 KN ∴ O.K

설 계 휨 강 도 : ØMn = 53753.810 KN·m ≥ Mu = 14882.527 KN·m ∴ O.K

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : Pu = 9415.289 KN

계수모멘트(X) : Mux = 206.774 KN·m
Mux.ns= 0.000 KN·m
Mux.s = 206.774 KN·m

계수모멘트(Y) : Muy = 19885.644 KN·m
Muy.ns= 0.000 KN·m
Muy.s = 19885.644 KN·m

X축 세장비 : λx = 21.0
Y축 세장비 : λy = 21.0

지속 계수하중비 : βdx = 0.000
: βdy = 0.000

X축 확대계수 : δx.ns = 1.000
: δx.s = 1.000
Y축 확대계수 : δy.ns = 1.000
: δy.s = 1.000

X축 확대모멘트 : δMux = 206.774 KN·m
Y축 확대모멘트 : δMuy = 19885.644 KN·m
합성 확대모멘트 : δMu = 19886.719 KN·m
중립축 회전각 : θrot = 89.404 °

최 소 편 심 : e_min = 181.63 mm
작 용 편 심 : e = 2112.17 mm

② 평형상태 계산

중립축 x = 600 / (600 + fy) x d = 1595.393 mm

Pb = Cc + Cs + Tt = 73906.189 + 10018.980 + -7631.393 = 76293.770 KN
Mb = Mc + Ms + Mt = 46499.722 + 9170.606 + 7910.827 = 63581.160 KN·m

평 형 편 심 : eb = 833.37 mm
최외단철근변형률 : εt = 0.00203
강 도 감소 계 수 : Ø = 0.6531
평 형 축 하 중 : ØPb = 49827.53 KN
평 형 모 멘 트 : ØMb = 41524.91 KN·m

∴ eb < e ----> 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 x = 846.958 mm 로 가정하면...
e' = Mn/Pn = 2112.173 mm ≒ e = 2112.173 mm ----> say O.K.

사용철근비 : Pused = 1.070 %
계수축력 Pu < 0.1·fck·Ag = 18472.565 KN 이므로..
순인장변형률 εt = 0.006468 ≥ 0.004 ... ∴ O.K

Pn = Cc + Cs + Tt = 31303.482 + 6481.273 + -14992.860 = 22791.890 KN
Mn = Mc + Ms + Mt = 30720.422 + 7167.573 + 10252.427 = 48140.420 KN·m

최외단 철근의 순인장변형률 εt = 0.00647
0.005 ≤ εt = 0.00647 -------> 인장지배단면

강도 감소 계수 : Ø = 1.000
설계축하중강도 : ØPn = 22791.894 KN ≥ Pu = 9415.289 KN ∴ O.K
설 계 휨 강 도 : ØMn = 48140.423 KN·m ≥ Mu = 19886.719 KN·m ∴ O.K

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 V = 2466.001 KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Zs = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 138\right) = 803.7 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Zs = \frac{2800}{2} + 803.732 = 2203.73 \text{ mm}$$

Vn = Vmax / Φ = 2466.001 / 1 = 2466.001 KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ = 1/6 × √ 30.00 × 2800.0 × 2203.73 / 1000

= 5632.820 KN

$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d$ = 5632.820 KN > Vn = 2466.001 KN

$1/2 \times Vc = 1/6 \cdot \sqrt{(f_{ck})} \cdot b \cdot d \times 1/2$ = 2816.410 KN > Vn = 2466.001 KN

∴ 이므로 전단보강 불필요

· 전단철근 간격 s = 300.0 mm

· Req. As

- 0.35 bw s / fy = 0.00 ㎟ (최소전단철근 필요시)
- Vs s / (φv fy d) = 0.00 ㎟ ☜ (전단철근 필요시)

∴ USE Av = H 19 × 2 ea = 573.000 ㎟

573.000 ㎟ > 0.000 ㎟ O.K

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 700.000

축방향 철근지름의 6배 = 150.000

] 중 작은값이므로 150 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

· 기둥의 최대단면치수 = 2800.000

· 기둥 순높이의 1/6 = 833.333

· 45 cm 이상 = 450.000

] 중 큰값이므로 2800 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

· 기둥치수의 0.5배이상연장 = 1400.000

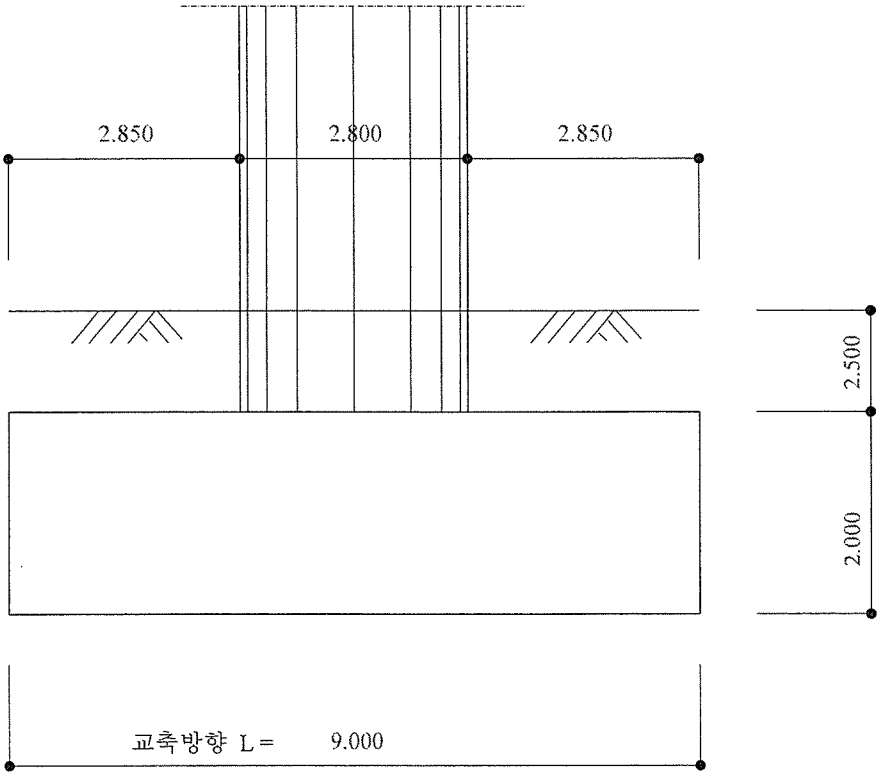
· 38 cm 이상 = 380.000

] 중 큰값이므로 1400 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



교축직각방향 B = 8.500 m

가) 기초의 자중

9.000	×	2.000	×	8.500	×	24.500	=	3748.500	kN
						Σ	=	3748.500	kN

나) 흙의 자중

9.000	×	2.500	×	8.500	×	19.000	=	3633.750	kN
- π	×	2.800 ²/4	×	2.500	×	19.000	=	-292.482	kN
						Σ	=	3341.268	kN

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 3748.500 + 3341.268 = 7089.77 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 51	1000.000	9420.824	4694.868	
적 용	**combo 51**	**1000.000**	**9420.824**	**4694.868**	
평상시 최대모멘트	combo 52	1527.254	6906.392	9324.846	
적 용	**combo 52**	**1527.254**	**6906.392**	**9324.846**	
지진시	combo 56	2466.001	9420.824	19861.691	1.0

나) 교축방향

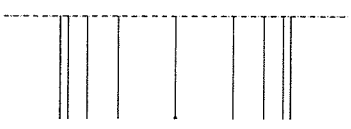
(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1379.389	9420.824	10332.330	
적 용	**combo 49**	**1379.389**	**9420.824**	**10332.330**	
평상시 최대모멘트	combo 49	1379.389	9420.824	10332.330	
적 용	**combo 49**	**1379.389**	**9420.824**	**10332.330**	
지진시	combo 55	2130.171	9420.824	14876.109	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

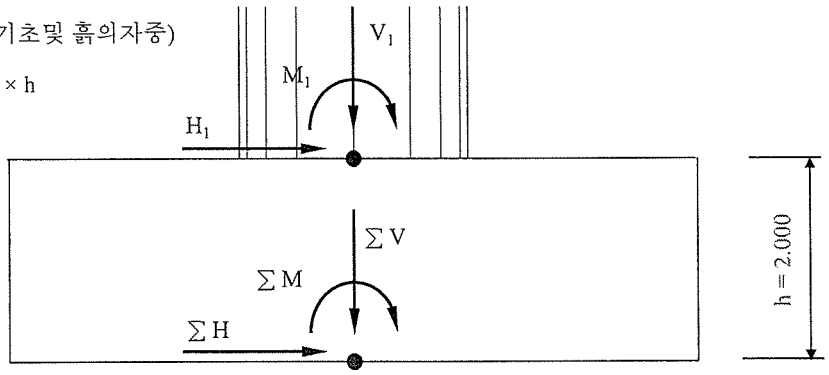
$\sum H = H_1$ (평상시)

$\sum H = H_1 + K_h \times V_2$ (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	16510.592	6694.868	0.405	
평상시 최대모멘트	1527.254	13996.160	12379.354	0.884	
지진시	2466.001	16510.592	24793.693	1.502	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	1379.389	16510.592	13091.108	0.793	
평상시 최대모멘트	1379.389	16510.592	13091.108	0.793	
지진시	2130.171	16510.592	19136.451	1.159	

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	×	8.500	/	9.000	=	1.283 m
β=	0.5 - 0.1 B/L =	0.5	-	0.1	×	8.500	/	9.000	=	0.406 m

q =	$\gamma 2 \times Df$	=	19.0	×	4.500	=	85.500	kN/m²	
Φ=	$15+\sqrt{15N}$	=	15	+	$\sqrt{15}$	×	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 =	8.500	- 2	×	0.884	=	6.731	m	
	L'=	L - 2el =	9.000	- 2	×	0.793	=	7.414	m	
유효재하면적	A' = B' × L'		=	6.731	×	7.414	=	49.904	m²	

지반의 극한지지력

Qu = 49.904 × [1.283 × 0.000 × 95.700 + 0.406 × 19.0 × 6.731 × 81.30 + 85.500 × 100.4] = 638,817 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/3 = 638,817 / 3 = 212,939 kN

Qa = 212,939 kN > Vmax = 16,511 kN - O.K -

나) 지 진 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

유효재하폭 B'= B - 2eb = 8.500 - 2 × 1.502 = 5.497 m

L'= L - 2el = 9.000 - 2 × 1.159 = 6.682 m

유효재하면적 A' = B' × L' = 5.497 × 6.682 = 36.731 m²

지반의 극한지지력

Qu = 36.731 × [1.283 × 0.000 × 95.700 + 0.406 × 19.0 × 5.497 × 81.30 + 85.500 × 100.4] = 441,795 kN

지반의 허용지지력

Qa = Qu/2 = 441,795 / 2 = 220,898 kN

Qa = 220,898 kN > Vmax = 16,511 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 }

= 16510.592 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.405) / 8.500 }

qmax = 277.600 kN/m²

qmin = 154.050 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 13996.160 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.884) / 8.500 }

qmax = 297.183 kN/m²

qmin = 68.729 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 1.502 > B / 6 = 1.417

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }, (e < B/6 일경우)

= 16510.592 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 1.502) / 8.500 }

= 444.602 , -12.952

q = 2∑V/Lx, (e > B/6 일경우)

= 33021.183 / (9.000 × 8.995) = 407.898 kN/m²

qmax = 407.898 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² qa = 1500.00 kN/m² - O.K -

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 16510.592 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.793) / 9.000 }

qmax = 329.908 kN/m²

qmin = 101.741 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

모멘트 최대인 경우 (평상시)

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }

= 16510.592 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.793) / 9.000 }

qmax = 329.908 kN/m²

qmin = 101.741 kN/m² qa = 1000.00 kN/m² - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

e = 1.159 < L / 6 = 1.500

q = ∑V / B·L { 1 ±(6·e) / L }, (e < B/6 일경우)

= 16510.592 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 1.159) / 9.000 }

= 382.591 , 49.058

q = 2∑V/Bx, (e > B/6 일경우)

= 33021.183 / (8.500 × 9.273) = 418.947 kN/m²

qmax = 382.591 kN/m²

qmin = 49.058 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 = 0.884 m

B/6 = 8.500 / 6 = 1.417 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.502 m

B/3 = 8.500 / 3 = 2.833 m - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

emax = 0.793 m

L/6 = 9.000 / 6 = 1.500 m - O.K -

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

emax = 1.159 m

L/3 = 9.000 / 3 = 3.000 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 = 13996.160 × 0.538 = 7529.934 kN

Hu / H = 7529.9 / 1527.254 = 4.930 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 16510.592 × 0.538 = 8882.698 kN

Hu / H = 8882.7 / 2466.00 = 3.602 > 1.2 - O.K -

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

Hu = 16510.59 × 0.538 = 8882.698 kN

Hu / H = 8882.7 / 1379.39 = 6.440 > 1.5 - O.K -

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

Hu = 16510.59 × 0.538 = 8882.698 kN

Hu / H = 8882.7 / 2130.17 = 4.170 > 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	15560.604	750.247	
적 용	comb 14	0	15560.604	750.247	
평상시 최대모멘트	comb 22	1727.254	8287.671	10187.566	
적 용	comb 22	1727.254	8287.671	10187.566	
지진시	comb 26	2466.001	9415.289	19885.644	1.0

나) 교축방향

구 분	하중조합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	15560.604	371.728	
적 용	comb 14	0.000	15560.604	371.728	
평상시 최대모멘트	comb 19	1917.461	13270.209	14404.589	
적 용	comb 19	1917.461	13270.209	14404.589	
지진시	comb 25	2130.171	9415.289	14876.633	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

Σ= 7089.768 × 1.6 = 11343.628 kN

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

Σ= 7089.768 × 1.35 = 9571.186 kN

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

Σ= 7089.768 × 1.0 = 7089.768 kN

Σ= 3748.500 × 0.154 = 577.269 kN

가) 교축직각방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	26904.232	750.247	0.028	
평상시 최대모멘트	1727.254	17858.857	13642.074	0.764	
지진시	3043.270	16505.057	25972.184	1.574	

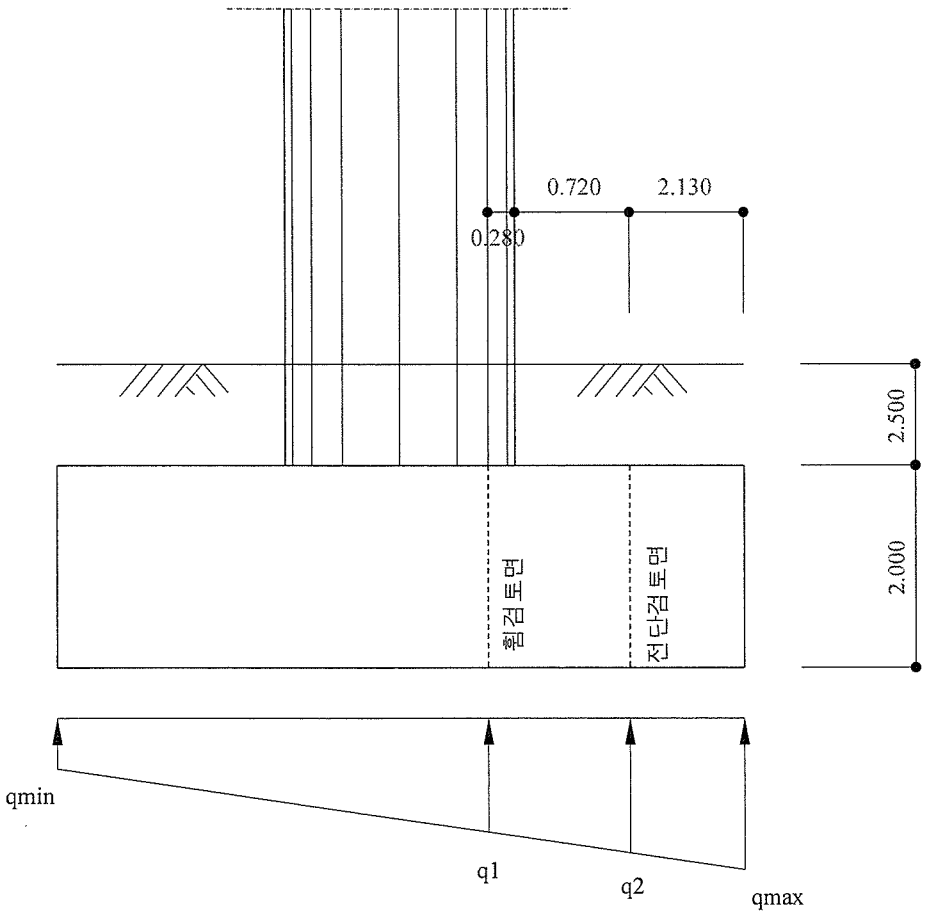
나) 교축방향

구 분	∑H	∑V	∑M	e=∑M/∑V	비 고
평상시 최대축력	0.000	26904.232	371.728	0.014	
평상시 최대모멘트	1917.461	22841.395	18239.511	0.799	
지진시	2707.440	16505.057	20291.513	1.229	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 16510.592 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.405) / 8.500 }

qmax = 277.600 kN/m² q1 = 232.104 kN/m²

qmin = 154.050 kN/m² q2 = 246.640 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 13996.160 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.884) / 8.500 }

qmax = 297.183 kN/m² q1 = 213.059 kN/m²

qmin = 68.729 kN/m² q2 = 239.935 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

= 16510.592 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 1.502) / 8.500 }

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

= 33021.183 / (9.000 × 8.245) = 445.002 kN/m²

qmax	=	445.002 kN/m²	q1 =	289.834 kN/m²
qmin	=	0.000 kN/m²	q2 =	343.806 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 277.600 + 232.104) -

2.000 × 3.130² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1045.499 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(277.600 + 246.640) - 2.000 × 2.130 ×

24.5 × 1.000

= 453.945 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 297.183 + 213.059) -

2.000 × 3.130² / 2 × 24.5 × 1.000

= 1078.353 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(297.183 + 239.935) - 2.000 × 2.130 ×

24.5 × 1.000

= 467.662 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 445.002 + 289.834) -

2.000 × 3.130² / 2 × 24.5 × 1.000

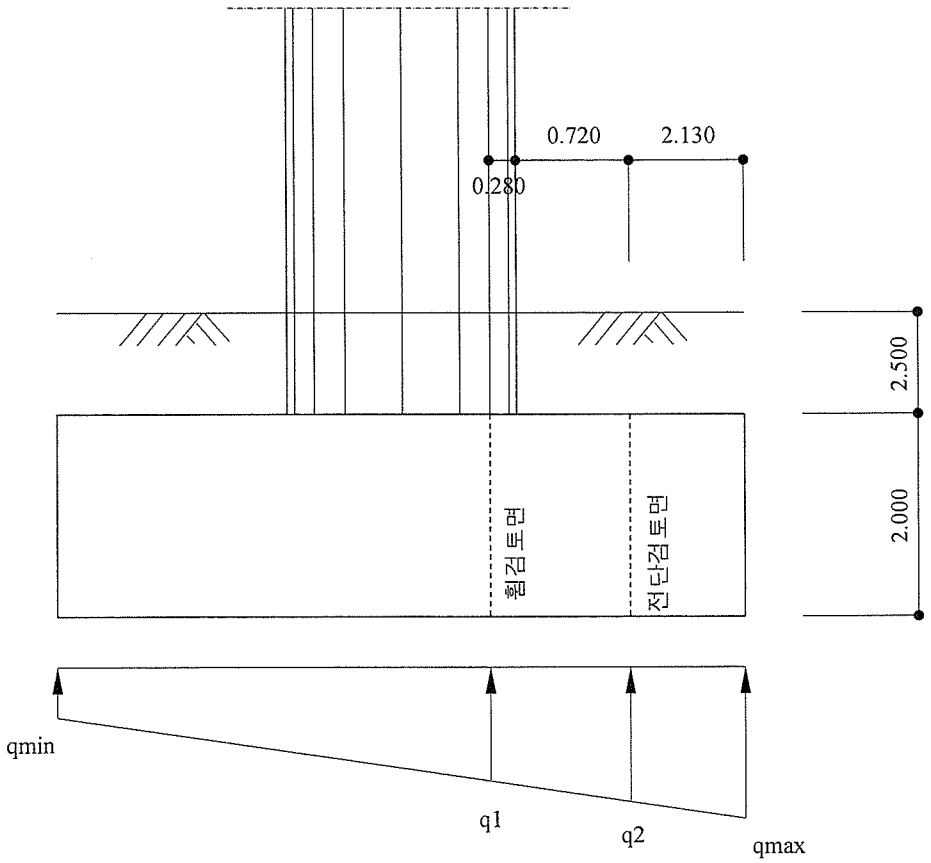
= 1686.435 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(445.002 + 343.806) - 2.000 × 2.130 ×

24.5 × 1.000

= 735.711 kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 26904.232 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.028) / 8.500 }

qmax = 358.612 kN/m² q1 = 353.514 kN/m²

qmin = 344.767 kN/m² q2 = 355.143 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 17858.857 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 0.764) / 8.500 }

qmax = 359.328 kN/m² q1 = 266.622 kN/m²

qmin = 107.571 kN/m² q2 = 296.240 kN/m²

ㄷ. 지진시

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 16505.057 / (9.000 × 8.500) × {1 ± (6 × 1.574) / 8.500 }

qmax = 2∑V/Lx (e > B/6 일경우)

= 33010.113 / (9.000 × 8.029) = 456.805 kN/m²

qmax = 456.805 kN/m² q1 = 278.731 kN/m²

qmin = 0.000 kN/m² q2 = 335.623 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 358.612 + 353.514) -

1.60 × 2.000 × 3.130² / 2 × 24.5

= 1364.280 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(358.612 + 355.143) - 1.60 × 2.000 ×

2.130 × 24.5

= 593.157 kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 359.328 + 266.622) -

1.35 × 2.000 × 3.130² / 2 × 24.5

= 1284.744 kN·m

Sd= 2.130 / 2 ×(359.328 + 296.240) - 1.35 × 2.000 ×

2.130 × 24.5

= 557.280 kN

ㅂ. 지진시

Md= 3.130² / 6 ×(2 × 456.805 + 278.731) -

1.0 × 2.000 × 3.130² / 2 × 24.5

= 1706.848 kN·m

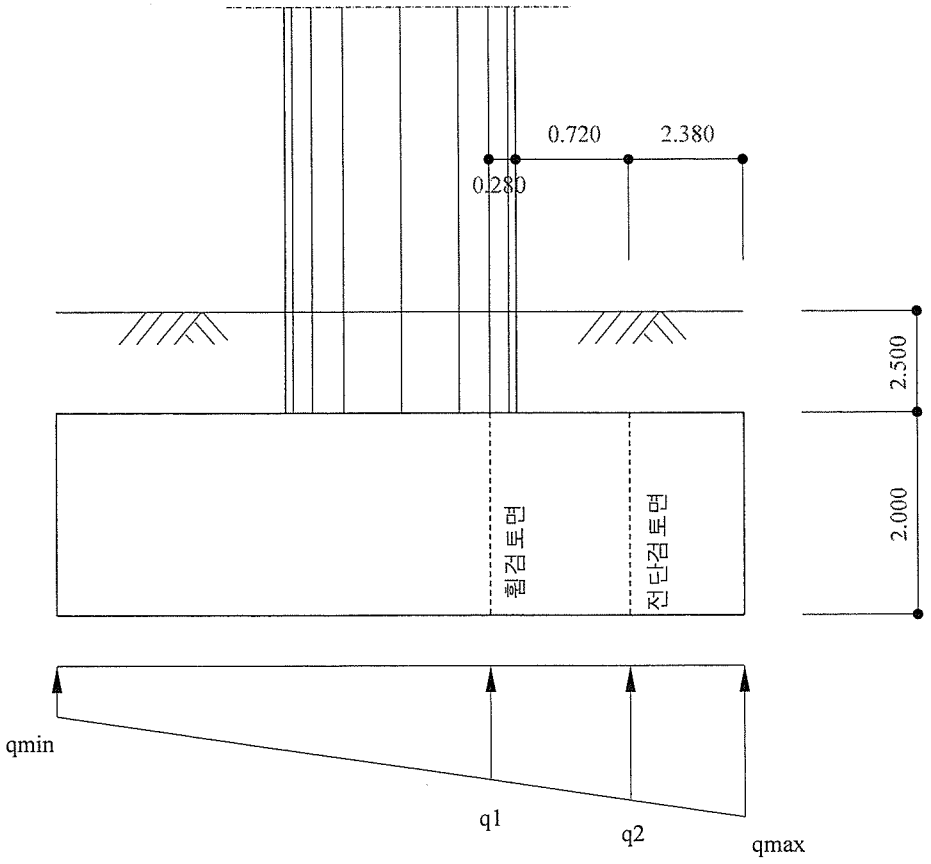
Sd= 2.130 / 2 ×(456.805 + 335.623) - 1.0 × 2.000 ×

2.130 × 24.5

= 739.566 kN·m

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 16510.592 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.793) / 9.000 }

qmax = 329.908 kN/m² q1 = 244.219 kN/m²

qmin = 101.741 kN/m² q2 = 269.571 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 16510.592 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.793) / 9.000 }

qmax = 329.908 kN/m² q1 = 244.219 kN/m²

qmin = 101.741 kN/m² q2 = 269.571 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

$= 16510.592 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.159) / 9.000 \}$

$qmax = 2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 33021.183 / (8.500 \times 10.023) = 387.598$ kN/m²

qmax = 382.591 kN/m²　　q1 = 257.331 kN/m²

qmin = 49.058 kN/m²　　q2 = 294.390 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 329.908 + 244.219) -$

$2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

$= 1441.447$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (329.908 + 269.571) - 2.000 \times 2.380 \times$

24.5×1.000

$= 596.760$ kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 329.908 + 244.219) -$

$2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

$= 1441.447$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (329.908 + 269.571) - 2.000 \times 2.380 \times$

24.5×1.000

$= 596.760$ kN

ㅂ. 지진시

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 382.591 + 257.331) -$

$2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$

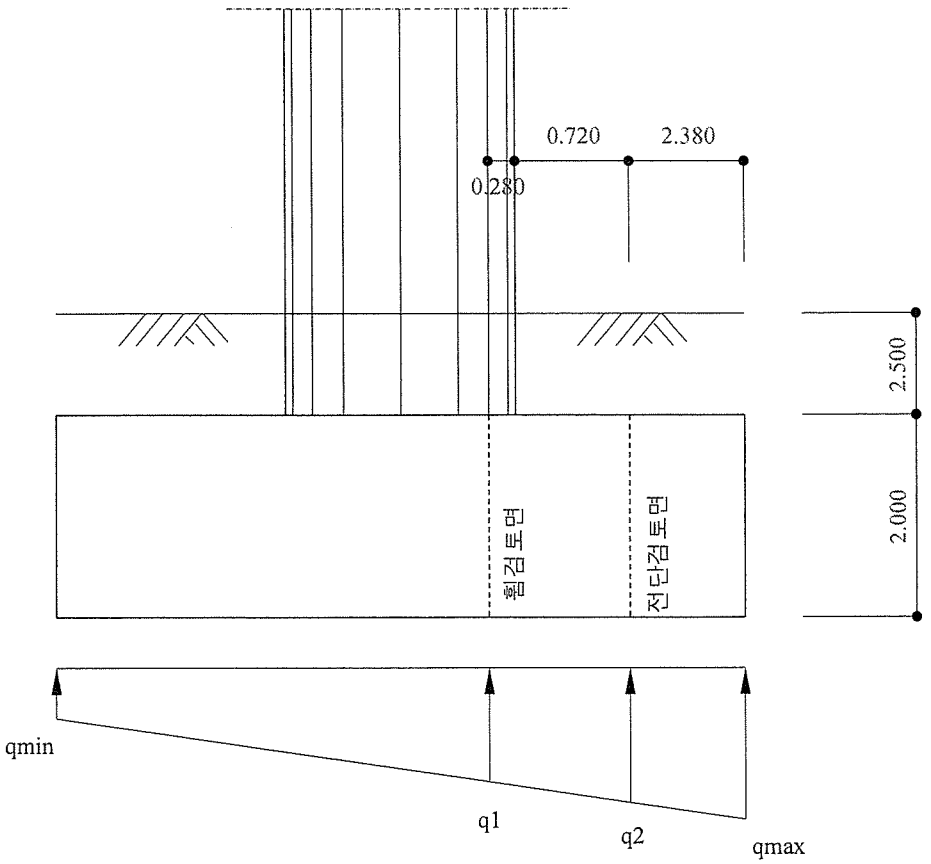
$= 1667.036$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (382.591 + 294.390) - 2.000 \times 2.380 \times$

24.5×1.000

$= 688.988$ kN

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 26904.232 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.014) / 9.000 }

qmax = 354.929 kN/m² q1 = 352.496 kN/m²

qmin = 348.450 kN/m² q2 = 353.215 kN/m²

ㄴ. 모멘트 최대인경우

q = ∑V / L·B { 1 ±(6·e) / B }

= 22841.395 / (8.500 × 9.000) × {1 ± (6 × 0.799) / 9.000 }

qmax = 457.530 kN/m² q1 = 338.141 kN/m²

qmin = 139.630 kN/m² q2 = 373.463 kN/m²

ㄷ. 지진시

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

$= 16505.057 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.229) / 9.000 \}$

$qmax = 2\sum V/Lx$ (e > B/6 일경우)

$= 33010.113 / (8.500 \times 9.812) = 395.805$ kN/m²

qmax = 392.585 kN/m²　　q1 = 259.764 kN/m²

qmin = 38.920 kN/m²　　q2 = 299.060 kN/m²

ㄹ. 축력 최대인경우

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 354.929 + 352.496) -$

$1.6 \times 2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5$

$= 1574.955$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (354.929 + 353.215) - 1.6 \times 2.000 \times$

2.380×24.5

$= 656.100$ kN

ㅁ. 모멘트 최대인경우

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 457.530 + 338.141) -$

$1.35 \times 2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5$

$= 2008.318$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (457.530 + 373.463) - 1.35 \times 2.000 \times$

2.380×24.5

$= 831.446$ kN

ㅂ. 지진시

$Md = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 392.585 + 259.764) -$

$1.0 \times 2.000 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5$

$= 1709.725$ kN·m

$Sd = 2.380 / 2 \times (392.585 + 299.060) - 1.0 \times 2.000 \times$

2.380×24.5

$= 706.437$ kN

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 B = 8.500 m

2) 교축방향 B = 9.000 m

β = 1.059

Asm = 2 / (β + 1) = 0.971 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)	**1078.353**	**1441.447**
계수하중	전 단 력(KN)	**739.566**	**831.446**
	모 멘 트(KN·m)	**1706.848**	**2008.318**

* 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)	**1110.070**	**1441.447**
계수하중	전 단 력(KN)	**739.566**	**831.446**
	모 멘 트(KN·m)	**1757.050**	**2008.318**

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	2000.00	1850.00	150.00	1757.050	739.566	1110.070

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm^2 ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm^2 ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4584.000 mm^2 [사용률 1.718]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 71.906 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.06153 > 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 = 2668.400 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 = 74044.76 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6475.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 3557.87 mm^2

∴ Pmin < Pused < Pmax -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

☞ 휨에 대한 검토

a = As × fy / (0.836 × fck × b) = 73.110 mm

ΦMn = 0.9 × As × fy × (d - a / 2) = 2992.619 kN · mm

ΦMn > Mu (= 1757.050 kN · m) [사용률 = 1.703] ∴ O.K!!

나) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

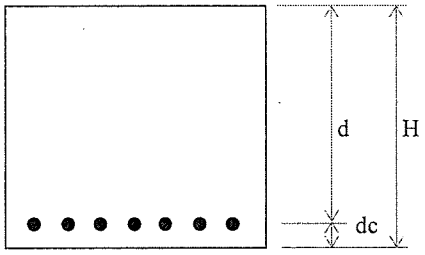
$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$

$= 1435.49$ kN

$\Phi Vc = 1435.49 > Vu = 739.566$ kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	1110.070	kN· m,	As =	4584.000	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 313.969 mm

$f s = M / (As (d - x / 3))$ = 138.747 Mpa

$f st = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 143.264 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

$Cc =$ 100 - 19 / 2 = 90.500 mm

$S = \min [375 \cdot (210 / fst) - 2.5\, Cc , 300 \cdot (210 / fst)]$ = 323.435 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 323 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	2000.00	1850.00	150.00	2008.318	831.446	1441.447

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 2.027]

a = As · fy / 0.85 · fck · b = 97.155 mm

εt = 0.003 · (H - (a / k1) - dc) / (a / k1) = 0.04476 > 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 = 3055.062 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 = 74044.76 mm^2

Pmin = 1.4 / fy = 0.0035

0.25 √ fck / fy = 0.0034

중 큰값 적용 ∴ Pmin = 0.0035 ⇒ MIN As = 6475.00 mm^2

☞ 4 / 3 · req As ⇒ MIN As = 4073.42 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) = 4014.811 kN · mm

ΦMn > Mu (= 2008.318 kN · m) [사용률 = 1.999] ∴ O.K!!

나) 전단검토

$\Phi Vc = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{fck} \times b \times d =$

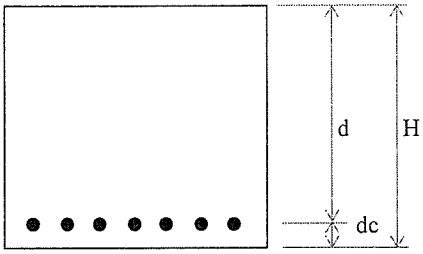
$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$

$= 1435.49$ kN

$\Phi Vc = 1435.49 > Vu = 831.446$ kN ∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



fck =	30	Mpa	fy =	400	MPa,
H =	2000.00	mm,	B =	1000.00	mm ,
d =	1850.00	mm,	dc =	150.00	mm ,
Mo =	1441.447	kN· m,	As =	6193.600	mm^2
N =	8		n =	7	

- 응력산정

$x = -(n \cdot As / b) + (n \cdot As / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot As))}$ = 359.502 mm

$f_s = M / (As (d - x / 3))$ = 134.514 Mpa

$f_{st} = fs (H - Dc_min - x) / (D - x)$ = 130.002 Mpa

- 철근의 최대 중심간격

$Cc =$ 100 - 22 / 2 = 89.000 mm

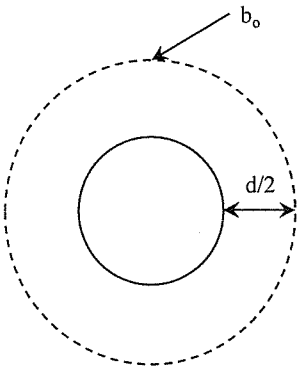
$S = \min [375 \cdot (210 / fst) - 2.5\, Cc , 300 \cdot (210 / fst)]$ = 383.261 mm

최외단철근 평균배근간격; 1000 / 8 = 125 mm < 383 mm O.K!!

10.7 기초 2방향전단(펀칭) 검토

1) 기둥검토

가) 최대반력 산정



▣ 최대 연직하중(V_u) : 15560.604 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 + 0.925 $)$

= 14.608 m

나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

▣ β_c = 1.059 (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 × (1 + 1.89) × 5477.226 × 14.608 × 1.850

= 71269.340 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 × (1 + 2.533) × 5477.226 × 14.608 × 1.850

= 87159.662 kN

V_{c3} = $1/3 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_o \times d$

= 1/3 × 5477.226 × 14.608 × 1.850

= 49340.312 kN

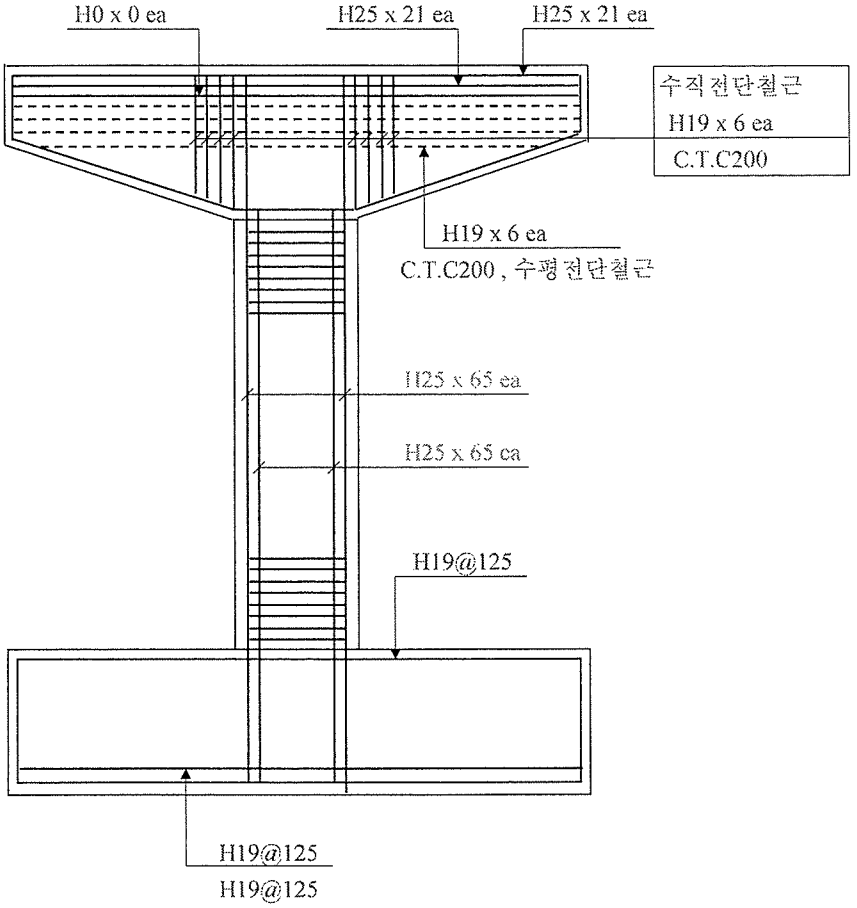
☞ Min (V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 49340.312 kN

∴ ΦV_c = 0.85 × 49340.312

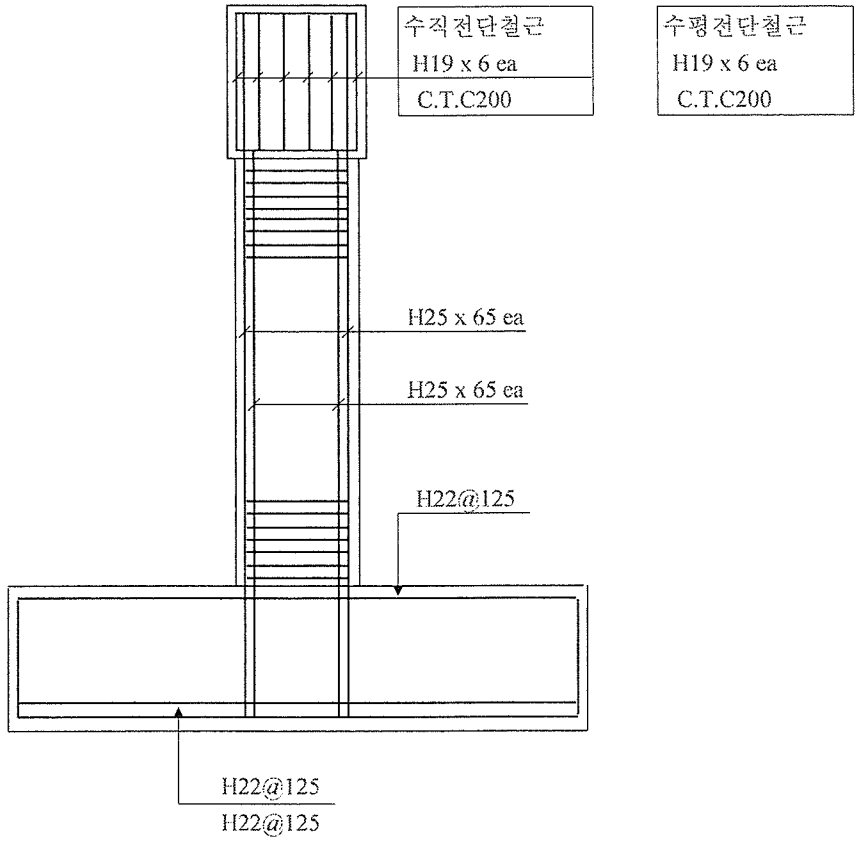
= 41939.265 kN ≥ V_u = 15560.604 kN ---- **O.K**

11. 주철근 조립도 P6

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 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} = 326.867 kN R_{EQ} = 494.143 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 = 543.53 / 3 shoe = 181.175 kN

- 장대레일종하중

H_R = 74.85 / 3 shoe = 24.950 kN

- 온도하중

Ts = 413.25 / 3 shoe = 137.75 kN

- 지진하중

H_{EQ} = 709.662 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	181.18	+	24.95			=	206.125	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1732.76	/	1.15			=	1506.749	kN
할증적용 교축하중	206.13	/	1.15			=	179.239	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	0.00			
		+	0.00	+	167.33	=	1900.086	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	46.21	=	46.207	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	1900.09	/	1.25			=	1520.069	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	46.21	/	1.25			=	36.966	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	867.00	+	865.76	+	494.14	=	2226.904 kN
교축방향하중						=	709.662 kN
교축직각방향하중						=	326.867 kN
허용응력 할증계수						=	1.60
할증적용 연직하중	2226.90	/	1.60			=	1391.815 kN
할증적용 교축하중	709.66	/	1.60			=	443.539 kN
할증적용 교직하중	326.87	/	1.60			=	204.292 kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1900.086	46.207	326.867
교축방향		206.125	709.662

3) 교좌장치 제원

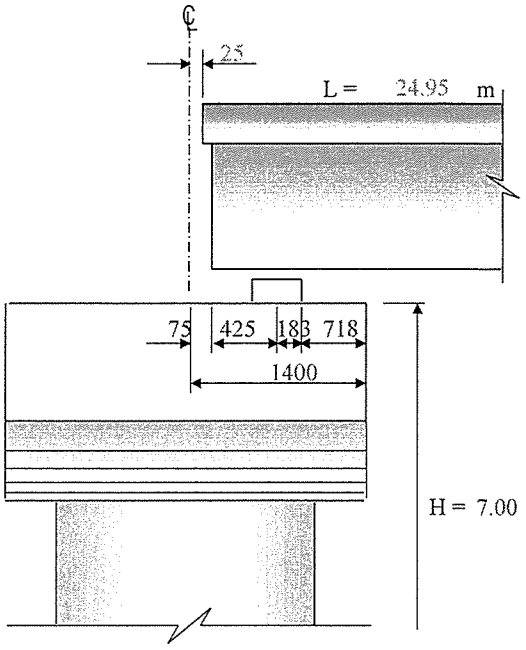
- 규 격 : 365 × 495 mm
- 높 이 : 165 mm

4) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

= 717.500 > 250.00

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]



① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

Φ = 0 ° N = 274.967

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 425 mm

S_2 = 365 / 2 = 182.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

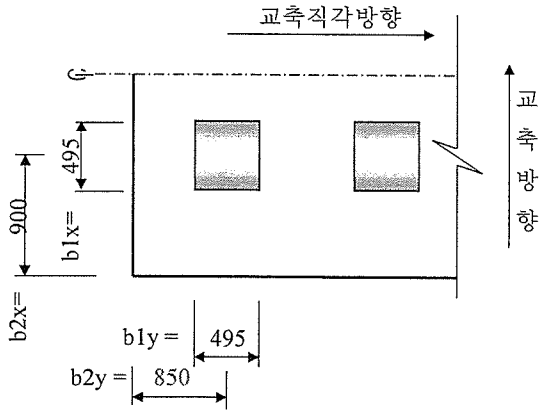
$S_1 + S_2 + S_3$ = 425 + 182.5 + 325 = 932.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 932.5 mm < 1325.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1391.81 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	179.24 kN	- 교 축 방 향 :	443.54 kN
- 교축직각방향 :	36.97 kN	- 교축직각방향 :	204.29 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 900 = 1800.0 < 5 × b1x = 2475.0 mm

bcy = 2 × b2y = 2 × 850 = 1700.0 < 5 × b1y = 2475.0 mm

A_{sx1} = ¼×(1 - b1x/bcx) ×P/fsa

$A_{sx1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 495 / 1800) × 1732761 / 180

= 1744.79 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 495 / 1800) × 1391815 / 180

= 1401.48 mm^2 (지진시)

A_{sy1} = ¼×(1 - b1y/bcy) ×P/fsa

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 495 / 1700) × 1732761 / 180

= 1705.86 mm^2 (상시)

$A_{sy1(상시)}$ = ¼ ×(1 - 495 / 1700) × 1391815 / 180

= 1370.21 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 보강

A_{sx2} = Hx / fsa

$A_{sx2(상시)}$ = 179239 / 180 = 995.77 mm^2 (상시)

$A_{sx2(지진)}$ = 443539 / 180 = 2464.10 mm^2 (지진시)

A_{sy2} = Hy / fsa

$A_{sy2(상시)}$ = 36966 / 180 = 205.37 mm^2 (상시)

$A_{sy2(지진)}$ = 204292 / 180 = 1134.95 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1395.0 mm

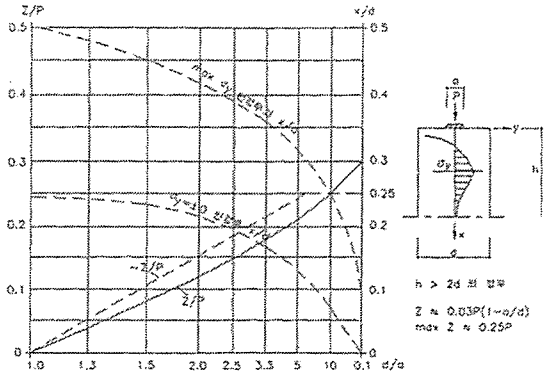
(인접슈와 교행의 크기를 고려)

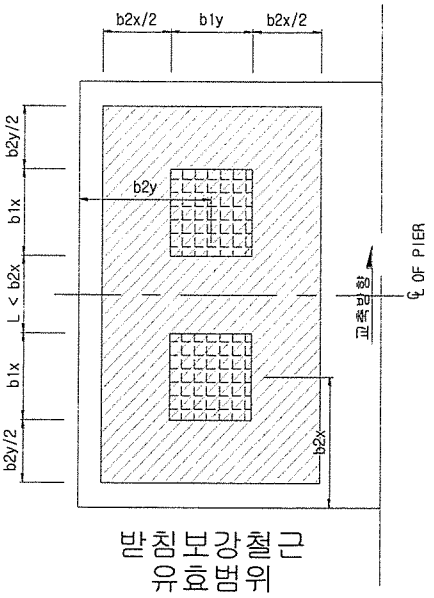
B_{x2} = 697.5 + 500.0 = 1197.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1345.0 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	1345.0 / 495.0 = 2.717	0.43	578
교 축 방 향	1395.0 / 495.0 = 2.818	0.42	586

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1744.79 + 995.77 = 2740.57 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1401.48 + 2464.10 = 3865.58 mm^2 (지진시)

Use Asx = 1119 - 10 EA × 2 단 = 5730 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

A_{sy} = Asy1 + Asy2 =

$A_{sy(상시)}$ = 1705.86 + 205.37 = 1911.23 mm^2 (상시)

$A_{sy(지진)}$ = 1370.21 + 1134.95 = 2505.16 mm^2 (지진시)

Use Asy = 1116 - 11 EA × 2 단 = 4369 mm^2 **- O.K -**

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{443539}{180} = 2464.10 \ mm^2$$

Use Asx = H19 - 11 EA × 1 EA = 3152 mm^2 **- O.K -**

- 교 축 직 각 방 향

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{204292}{180} = 1134.95 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 1 EA = 2185 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)

= $\sqrt{2}$ ×900× (2 ×900 + 2 × 50 + 495) = 3048337 mm^2

$$V = \frac{443539}{3048337} = 0.146 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= $\sqrt{2}$ y (2y + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 495) = 2758777 mm^2

$$V = \frac{36966}{2758777} = 0.013 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 kN

R_{dl} = 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} = 369.723 kN R_{EQ} = 505.271 kN

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$\sum R_d$ = 2755.00 kN

R_{dl} = 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

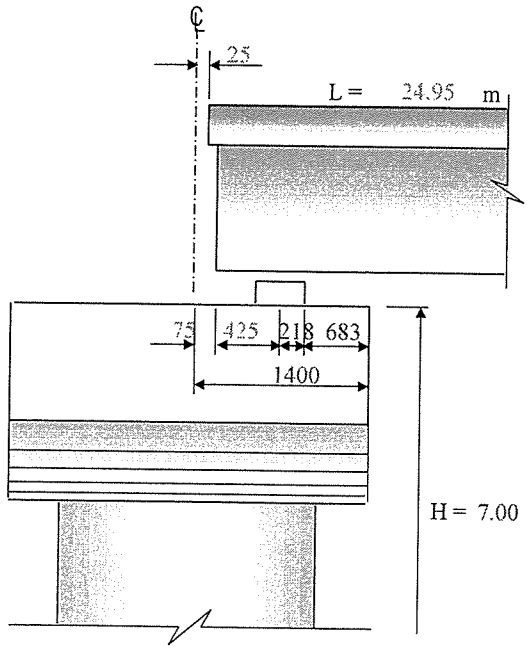
연직하중	867.00	+	865.76	+	505.27	=	2238.032	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	369.723	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2238.03	/	1.60			=	1398.770	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	369.72	/	1.60			=	231.077	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1900.086	46.207	369.723
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]

= 682.500 > 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 = 274.967

② 연단 거리에 대한 검토

S_1 = 425 mm

S_2 = 435 / 2 = 217.5 mm

S_3 = 20 + 0.5L = 325 mm

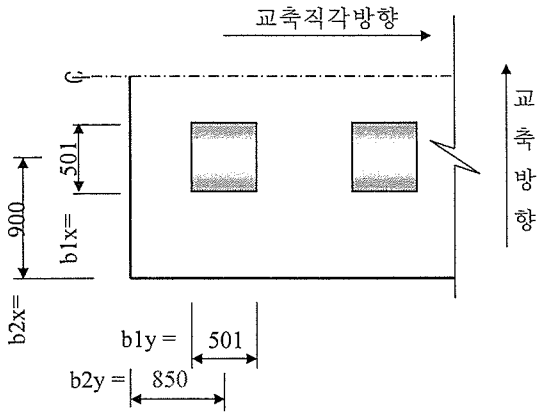
$S_1 + S_2 + S_3$ = 425 + 217.5 + 325 = 967.5 mm

∴ Max (N, ∑S) = 967.5 mm < 1325.00 **- O.K -**

6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1732.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1398.77 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	141.26 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	36.97 kN	- 교축직각방향 :	231.08 kN

7) 연직하중에대한 보강



bcx = 2 × b2x = 2 × 900 = 1800.0 < 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 / 1800) × 1732761 / 180

= 1736.77 mm^2 (상시)

$A_{sx1(지진)}$ = ¼ ×(1 - 501 / 1800) × 1398770 / 180

= 1402.01 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) × 1398770 / 180

= 1370.20 mm^2 (지진시)

8) 수평하중에대한 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)

$A_{sy2(지진)}$ = 231077 / 180 = 1283.76 mm^2 (지진시)

9) 철근보강 범위

B_{x1} = b1y + b2x = 1401.0 mm

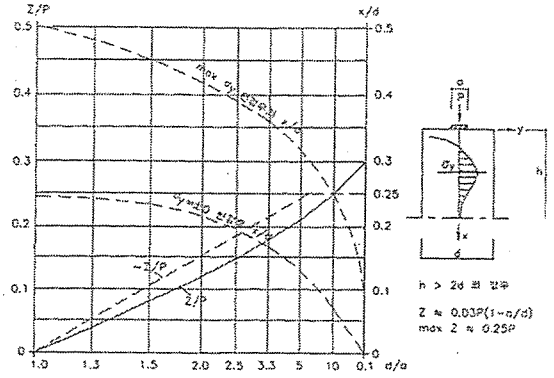
(인접슈와 교량의 크기를 고려)

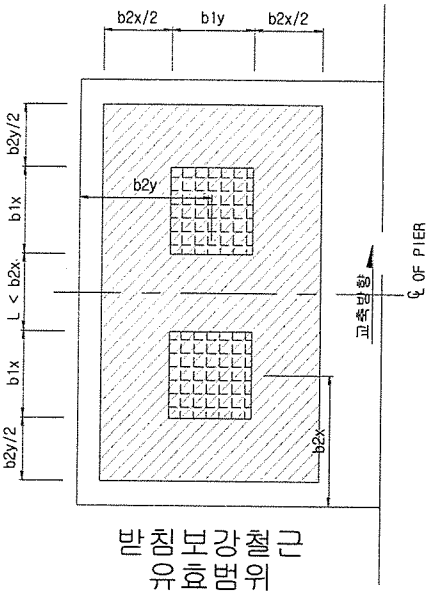
B_{x2} = 700.5 + 500.0 = 1200.5 mm

B_{xuse} = 125 × 9 = 1125.0 mm

B_{y1} = b1x + b2y = 1351.0 mm

B_{yuse} = 125 × 10 = 1250.0 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	1351.0 / 501.0 = 2.697	0.41	553.91
교 축 방 향	1401.0 / 501.0 = 2.796	0.42	588.42

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

A_{sx} = Asx1 + Asx2

$A_{sx(상시)}$ = 1736.77 + 784.78 = 2521.55 mm^2 (상시)

$A_{sx(지진)}$ = 1402.01 + 0.00 = 1402.01 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)

$A_{sy(지진)}$ = 1370.20 + 1283.76 = 2653.96 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

$$As = \frac{H}{fsa} = \frac{231077}{180} = 1283.76 \ mm^2$$

Use Asy = H16 - 11 EA × 1 EA = 2185 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)

= $\sqrt{2}$ ×900× (2 ×900 + 2 × 50 + 501) = 3055974 mm^2

$$V = \frac{141261}{3055974} = 0.046 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**

- 교축직각방향

Ar= $\sqrt{2}$ y (2y + 2a + b)

= $\sqrt{2}$ ×850× (2 ×850 + 2 × 50 + 501) = 2765990 mm^2

$$V = \frac{231077}{2765990} = 0.084 < 0.700 \ MPa$$ **- O.K -**